



Université Mohamed Khider de Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies
Génie civil
Structures

Réf. : S37/2018

Présenté et soutenu par :

RAHMOUNI Houssam Eddine

Le : lundi 25 juin 2018

ETUDE D'UN BÂTIMENT R+7 À USAGE MULTIPLE CONTREVENTEMENT MIXTE (PORTIQUE+VOILE)

Jury :

Dr.	TAALAH Elbachir	MCA	Université de Biskra	Président
M.	CHABI Samia	MAA	Université de Biskra	Examineur
M.	CHADLI Mounira	MAA	Université de Biskra	Rapporteur

REMERCIEMENTS

*Au premier lieu, je tente à remercier dieu qui donnée le courage et
la volonté*

A moi pour terminer ce travail.

*Je tente à remercier vivement tous ceux qui m'ont en ouvrage et en
particulier mon promoteur -M : CHADLI.M*

*Je tente également à remercier les membres du jury, pour l'honneur
Qu'ils m'ont accordé en acceptant de juger mon travail.*

*Je tente aussi l'ensemble des enseignants de l'institut de génie civil
qui ont contribué à mon formation.*

*Que tous ceux ou celles qui j'ont apportés leur soutien et qui m'ont
ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent
ici l'expression de mon vive et sincère reconnaissance.*

MERCI

HOUSSAM

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

**Mes très chers parents qui m'ont guidé durant
Les moments les plus pénibles de ce long chemin,
Ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu
Durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute
sa vie afin de me voir devenir ce que je suis,
Que dieu le tout puissant les protègeant et les gardent.**

A mes frères MOUATEZ, RAOUF, ANIS

A ma sœur IMENE

A mon cher oncle DJAMAL

A mon encadreur Melle. CHADLI.M

A tous mes enseignants.

A toute la promotion 2018.

A tous ceux qui m'aiment et que j'aime

Tous ceux qui m'aiment et que j'aime.

Tous mes adorables amis sans exception.

HOUSSAM

Résumé

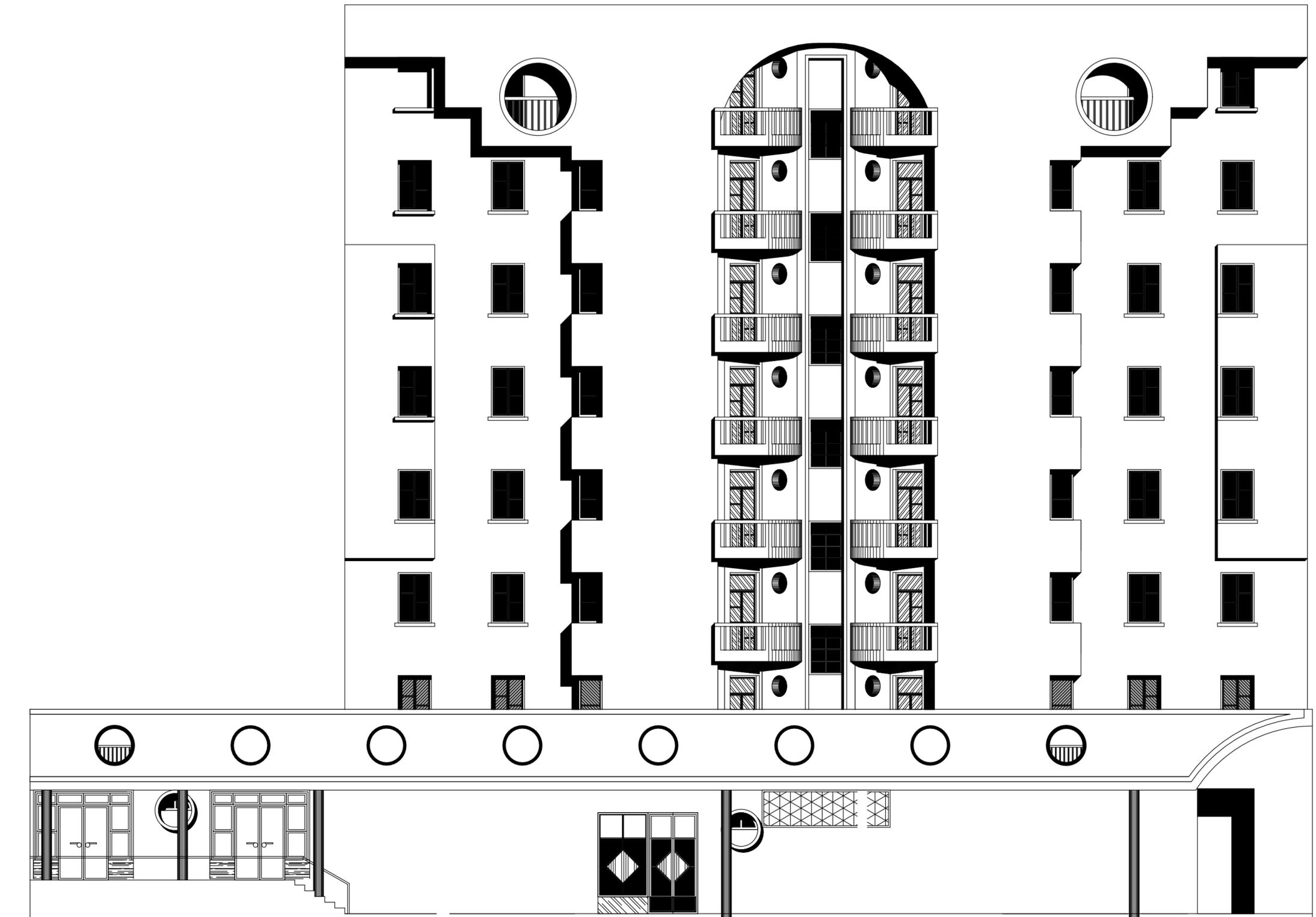
Le but de ce travail est l'étude d'une structure de bâtiment en béton armé constitué d'un Rez-de-chaussée et de Sept étages avec une terrasse inaccessible, à usage d'habitation, implanté à SETIF qui est classée selon le règlement parasismiques algérien comme une zone de moyenne sismicité. Après une étude dynamique approfondie on a adopté un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles

La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (**RPA99 version 2003, BAEL91**)

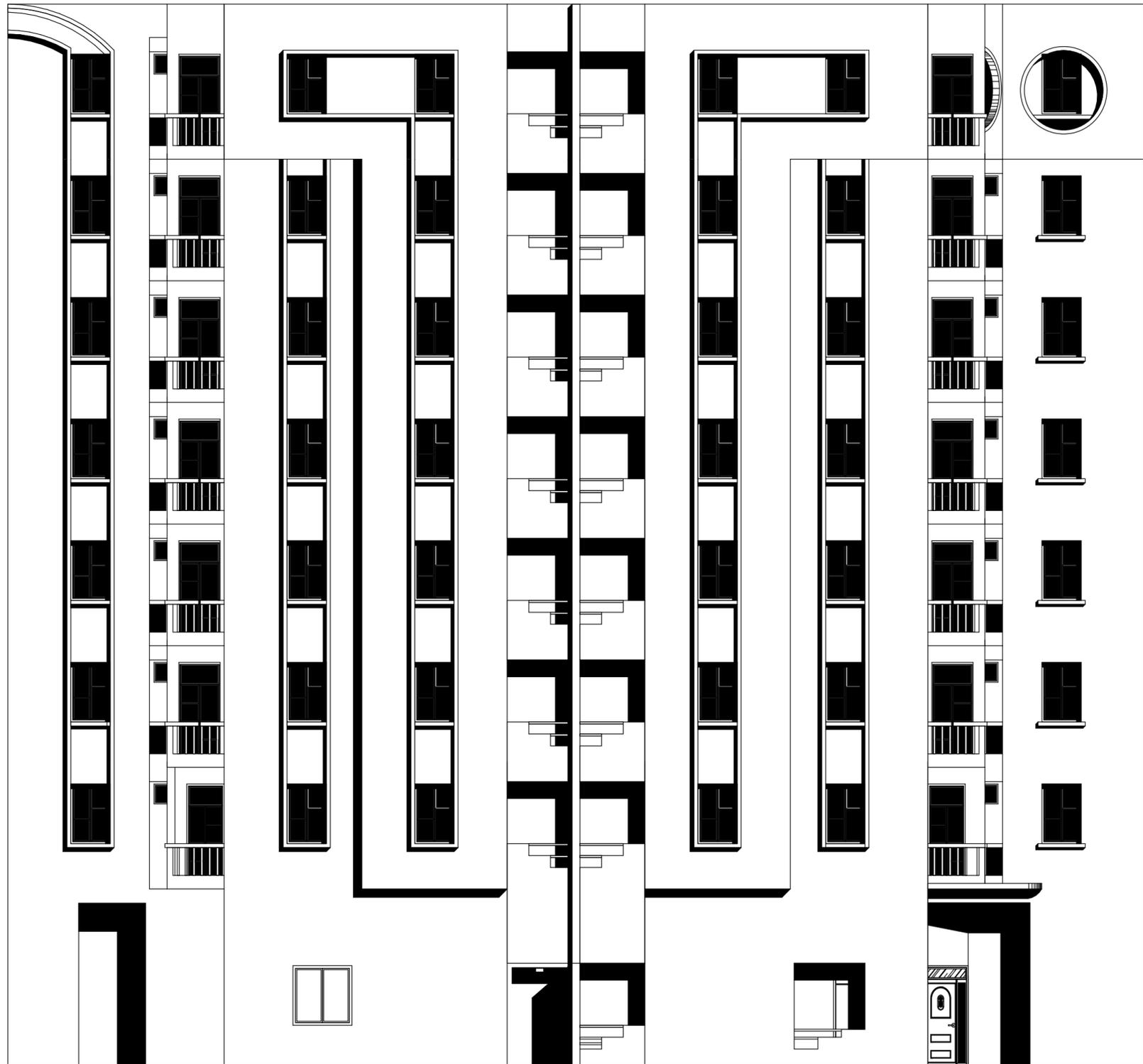
L'étude dynamique a été faite sur le logiciel ROBOT 2018.

الهدف من هذا العمل هو دراسة وحساب بناية من الخرسانة المسلحة متكونة من طابق أرضي وسبعة طوابق للاستعمال السكني مع سطح غير مستغل. على أرضية ولاية سطيف المحددة كمنطقة متوسطة النشاط الزلزالي (منطقة 2).

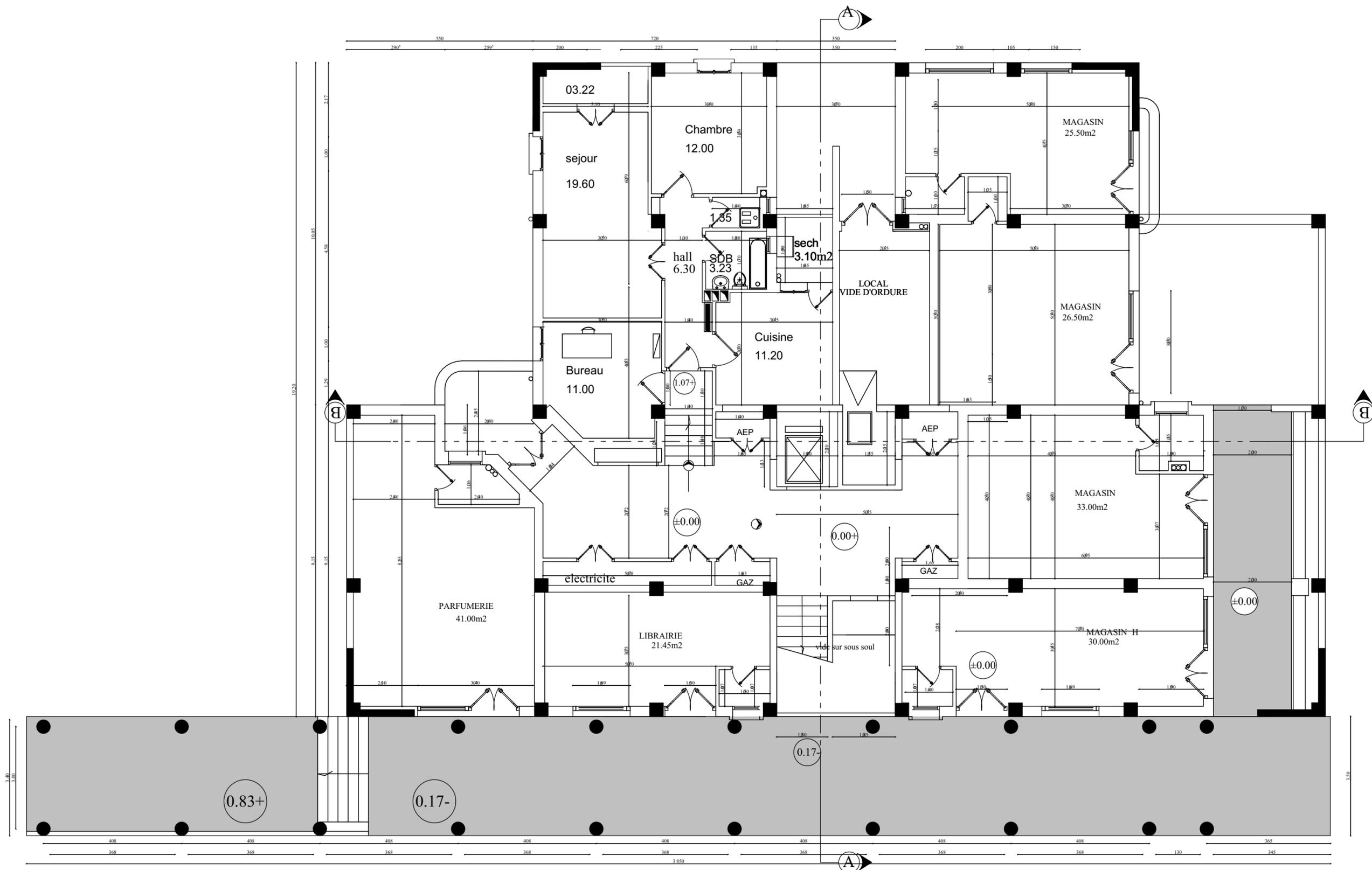
استعملنا خلال دراستنا هذه برنامج الحساب ROBOT 2018



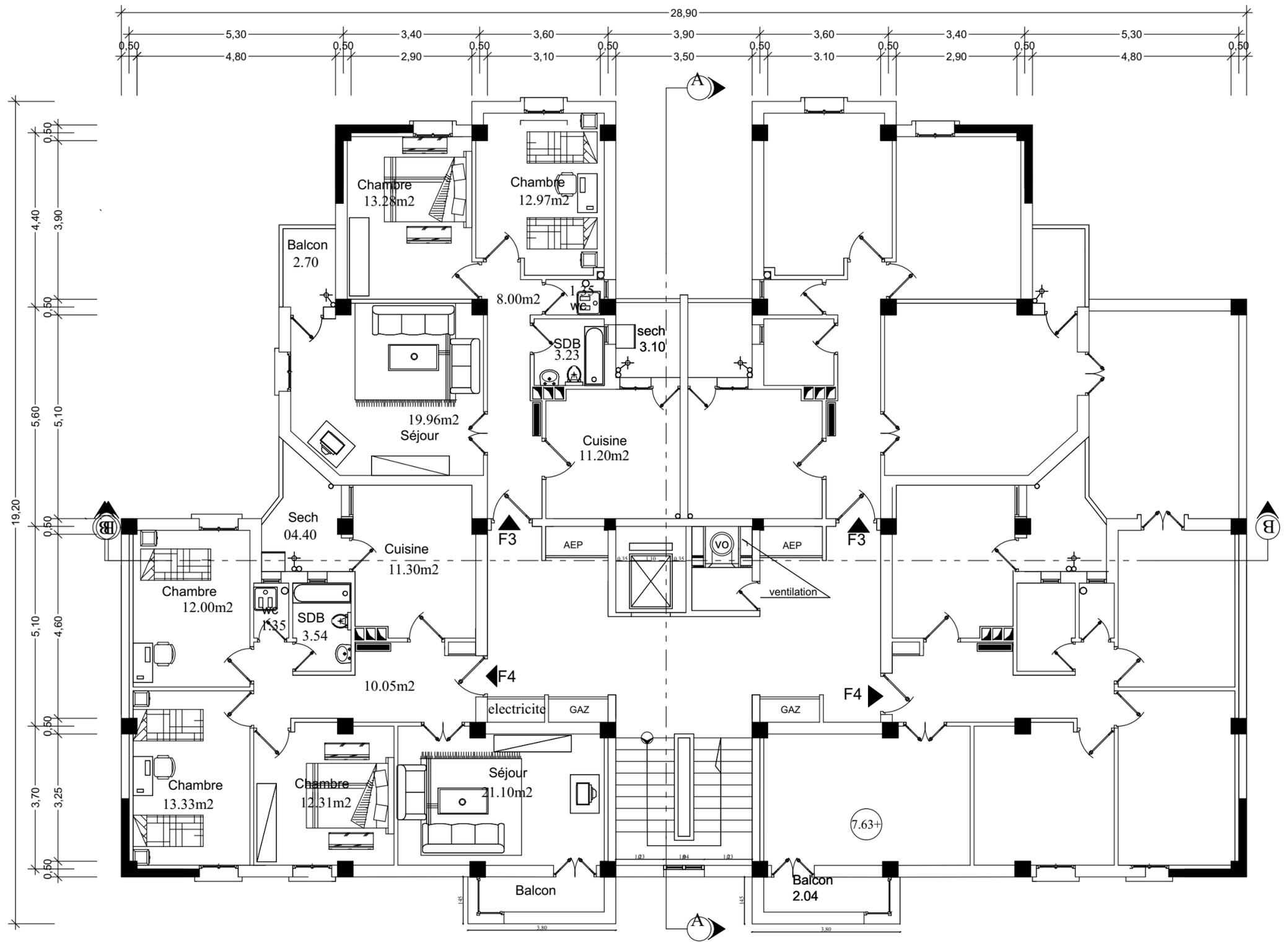
FACADE PRINCIPALE ECH / 1/50



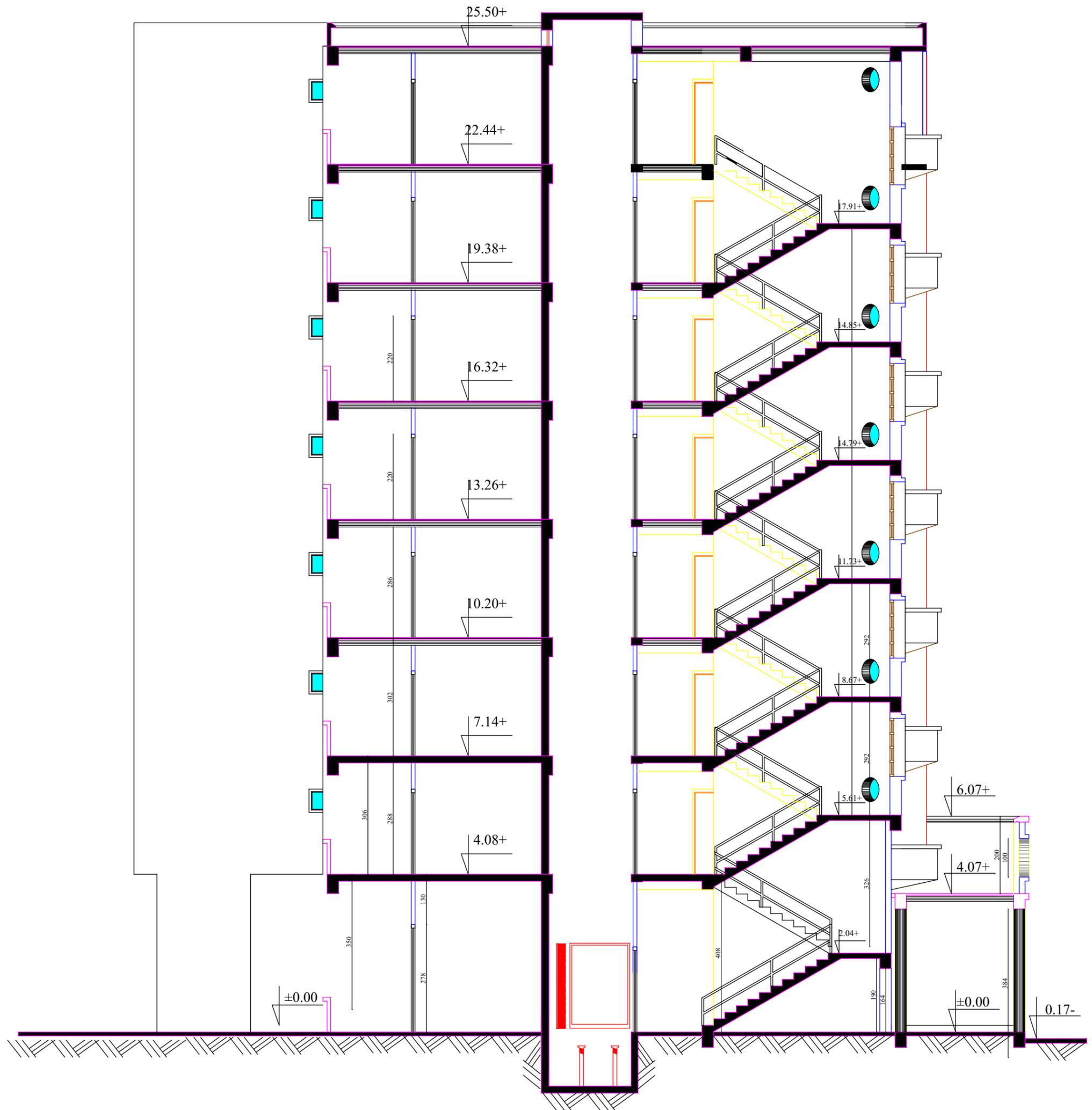
FACADE POSTERIEUR ECH: 1/50



PLAN R.D.C :1/50



PLAN D'ETAGE CORANT : 1/50



Coupe A_A Ech: 1/50

SOMMAIRE

Introduction

Chapitre 01: *Présentation du projet.*

	Page.
1. Présentation de l'ouvrage étudié.....	2
2. Conception la structure du bâtiment	3
3. Hypothèse de calcul	4
4. Règles et normes de calcul.....	4
5. Caractéristiques mécaniques des matériaux	5

Chapitre 02 : *pré dimensionnement.*

1. Les poutres	12
2. Les planchers	14
4. Les poteaux	16
5. Les voiles	17
6. Les balcons.	19
7. Les escaliers	20

Chapitre 03 : *Descente des charges*

1. Introduction	22
2. Evaluation des charges	23
3. La descente des charges et surcharges	28

Chapitre 04 : *calcul des éléments secondaire.*

1. Introduction	39
2. L'acrotère	40
3. Les planchers à corps Creux	48
4. Les balcons.....	90
5. Les escaliers.....	102

Chapitre 05 : Etude sismique.

1. Introduction..	127
2. Choix de la méthode de calcul	127
3. Calcul de l'action sismique...	132
4. Distribution vertical des forces sismiques	135
5. Vérification des déplacements	137
6. Justification vis à vis de l'effet P-D	139

Chapitre 06 : Etude au vent

1. Introduction..	142
2. Application des RNV99	142
3. Détermination de la pression due au vent...	147

Chapitre 07 : Ferrailage des éléments structuraux

1. Ferrailage des poteaux	149
2. Ferrailage des poutres	160
3. Ferrailage des voiles	168

Chapitre 10 : Etude de l'infrastructure.

1. Introduction..	174
2. Etude des fondations	175
3. La longrine	191
4. Dalle flottante	193

Conclusions.

Bibliographie

Introduction générale

Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons du dernier séisme, plus nous sommes proches du suivant. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévision valable est la construction parasismique. Cela signifie construire de manière telle que les bâtiments même endommagés ne s'effondrent pas.

Nous disposons aujourd'hui d'un ensemble de connaissances scientifiques, techniques et de mise en œuvre qui permettent, quelle que soit la région de construire parasismique, c'est à dire de limiter les conséquences d'un séisme.

Dans notre pays, on utilise le RPA99 révisé en 2003 comme règlement parasismique.

CHAPITRE I

Présentation du projet

Les constructions en béton armé ont souvent subie des dégâts importants. Lors des tremblements de terre majeurs, plus particulièrement les ossatures en portiques. Ces dégâts sont dus en général à une conception architecturale incorrecte du point de vue parasismique, à un ferrailage inadéquat, à une mauvaise qualité d'exécution.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un RDC commercial et 07 étages à destination d'habitation (R+7étages), dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques.

I.1 Présentation de l'ouvrage étudié :

Le bâtiment est à usage d'habitation, composé d'un Rez-de chaussée commercial et de 07 étages comportant chaque un quatre appartements (deux F4, deux F3).

Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :

En élévation :

*Un RDC à usage commercial	
Hauteur du RDC-----	4.08 m.
*Etages à usage d'habitation	
Hauteur étage courant-----	3.06 m.
Un acrotère-----	0.6 m
Hauteur totale-----	25.50m

En plan :

*Longueur en plan-----	28.90 m
*Largeur en plan-----	19.20 m

- Le bâtiment est implanté à SETIF, C'est une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage (2): parce que le bâtiment est considéré comme bâtiment d'usage d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m.
- Le site est considéré comme un site ferme (S2).

I.1.1 Conception la structure du bâtiment

a. Structure de contreventement

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des RPA99/Version2003. D'après les conditions de l'article 3.4.A pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 14 m. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Pour ce genre de contreventement il ya lieu également de vérifier les conditions suivantes :

✓ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

✓ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.

✓ Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

b.Le Plancher

On a opté pour un plancher semi préfabriqué (Corps creux, poutrelles et dalle de compression) qui présente les avantages suivants :

- Facilité de réalisation
- Réduction de la masse du plancher et par conséquence l'effet sismique
- Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique
- Economie dans le coût de coffrage (les poutrelles et le corps creux forment un coffrage perdu)

c. La cage d'escalier

La cage d'escalier permet l'accès du niveau RDC au Sept étages. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées et d'un palier intermédiaire.

d. Les façades

Les façades sont réalisées en double cloison par des éléments de briques comportant des ouvertures pour fenêtres à certains endroits.

I.4 Hypothèse de calcul

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195 \text{ Mpa}$.
- Limite élastique de l'acier : $f_e = 400 \text{ MPa}$.

I.5 Règles et normes de calcul

Pour le calcul et la vérification on utilise :

- Les règles parasismiques algériennes (RPA 99.V 2003)
- Les règles BAEL 91
- Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR-B.C 2.2)
- Les Règles BAEL83

I.2 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Notre projet est un bâtiment a usage d'habitation, qu'il construire en béton armé c'est-à-dire le béton armé est le matériau principale utilisé pour la réalisation de la structure.

Il est composé de deux matériaux de type défferent (*LE BETON + L'ACIER*), qu'il nous obtenons en robant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts aux quels le béton résiste mal (efforts des tractions).

LE BETON ARME =BETON+ACIERS

Le béton armé est un mélange bien proportionné de deux matériaux différents

- *Un matériau hétérogène qui est le béton.
- *Un matériau homogène qui est l'acier.

2-1. Caractéristiques mécaniques de matériaux :

Les matériaux retenus pour doivent présenter une résistance à la traction et au cisaillement suffisante ainsi qu'une ductilité, leur permettant de conserver leur caractéristique mécanique sous les déformations consécutives aux mouvements sismiques. Les assemblages sont conçus de manière à ne pas des points faibles.

A-Béton:

A.1. Définition:

Le béton est un mélange d'agrégat (gravillons, sable), de liants (ciments) et d'eaux dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement.

Le dosage en ciment varie entre 300-400Kg/m³de béton mis en œuvre .

A.2.Résistance du béton à la compression:

Le béton est définit par sa contrainte déterminée à 28 jours d'âges noté f_{c28} .

Pour un dosage de 350Kg/m³, f_{c28} est prise égal 25Mpa, la résistance caractéristique à la compression d'un béton d'âge inférieur à 28 jours est donnée par la formule :

$$f_{cj} = 0.685 f_{c28} \text{ Log}(j+1)$$

A.3.Résistance du béton à la traction:

La résistance du béton à la traction, pour un béton d'une contrainte de compression inférieure à 40MPa est défini par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{D'où: } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

A.4.déformation longitudinale du béton:**❖ Le module de déformation longitudinale instantané:**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h

On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours.

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où: } E_{ij} = 32164,19 \text{ MPa}$$

❖ Le module de déformation longitudinale différé:

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donnée par la formule:

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où: } E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$$

❖ Module d'élasticité E

C'est le rapport entre les contraintes appliquées σ et la déformation relative $\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$

Ce module n'est définissable que, dans la phase élastique (1 phase) où il y a proportionnalité des contraintes et des déformations.

❖ Module de déformation transversale

Sa valeur est donnée par la formule suivante:

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

A.5. Contraintes limites:

Selon le **B.A.E.L** on distingue deux états limites :

❖ *États limites ultimes E.L.U*

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante dont le dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage. Les états correspondant à la limite sont

- L'équilibre stable
- La résistance de l'un de ses éléments
- La stabilité de forme

L'état limite ultime correspond à l'équilibre entre les sollicitations résistantes calculées en supposant que le matériau atteigne les limites de rupture minorées.

La contrainte de béton à l'état limite ultime est :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{cj}$$

$$\gamma_b = \left\{ \begin{array}{l} 1.15 : \text{cas des combinaisons accidentelles} \\ 1.5 : \text{les autres cas} \end{array} \right\}$$

$$f_{bu} = \left\{ \begin{array}{l} 14.2 \text{ MPa: action courantes} \\ 18.45 \text{ MPa: action accidentelles} \end{array} \right\}$$

0.85 = coefficient réducteur

Contrainte limite de cisaillement: elle dépend du type de fissuration (armatures transversales).

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{cj}, 4\text{Mpa})$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min(0.1f_{cj}, 3\text{Mpa})$
- Dans le cas où les armatures transversales sont inclinées de 45° alors
 $\bar{\tau}_u \leq \min(0.18f_{cj}, 5.5\text{MPa})$
- Dans le cas où l'inclinaison est comprise entre 45° et 90°, la valeur maximale peut être déterminée par interpolation linéaire.
- Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec}$$

Avec V_u = effort tranchant ultime de calcul

b_0 = largeur de la pièce

d = hauteur de la pièce

❖ *b. Etat limite de service E.L.S*

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on peut l'admettre) ne dépassent pas les limites élastiques du matériau. La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est:

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$$

Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$ $\bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$

A.6. Diagramme contrainte déformation:

Si l'on exerce une sollicitation de compression sur une éprouvette de béton et que l'on enregistre l'évaluation de la déformation $\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$ au fur et à mesure qu'augmente la contrainte $\sigma = \frac{F}{S}$ on, obtient une courbe dont l'allure est présentée ci-dessous (fig.

❖ *Diagramme Parabole rectangle*

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U.R on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit "parabole rectangle". Ce diagramme qui représente la contrainte de béton en fonction de son raccourcissement (fig.1) est constitué comme suit:

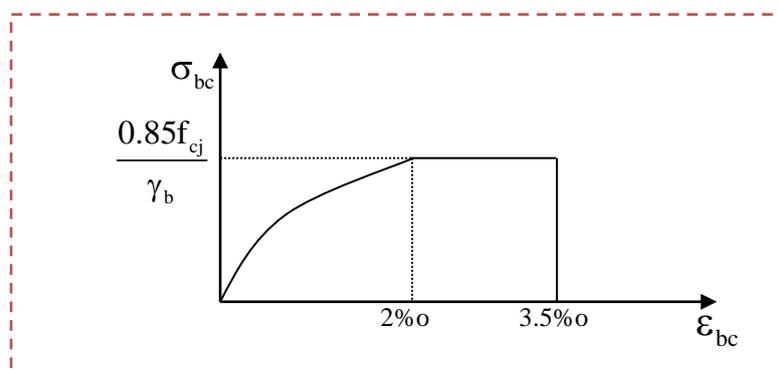


Fig.1 diagramme parabolique rectangle

On a entre 0 et 2‰ un arc de parabole passant par l'origine $\left(\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}, \sigma_{bc} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{cj} \right)$

En pratique $f_{cj} = f_{c28}$: entre 2‰ et 3,5‰ par une parallèle à l'axe des déformations et tangente en "S" à la parabole.

- Le raccourcissement du béton est limité à 3,5‰
- Pour le calcul à l'E.L.S on suppose que l'on reste dans le domaine élastique.
- La contrainte de béton est limitée à $\sigma_{bc} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{cj}$
- Le coefficient de sécurité, γ_b a pour valeur

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.15 & \text{pour les situations accidentelles} \\ \gamma_b = 1.5 & \text{pour les autres cas} \end{cases}$$

B-L'ACIER:

B.1.Définition:

Le matériau acier est un alliage (Fer + Carbone en faible pourcentage), l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression.

Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Les aciers pour le béton armé sont ceux de :

❖ *Acier rond lisse RL:*

Acier naturel feE24 caractérisée par:

- * La limite élastique : 235 MPa
- * La contrainte de rupture : 410 à 490 MPa
- * L'allongement est de l'ordre : 1.175%

Acier naturel feE22 caractérisée par:

- * La limite élastique: 215MPa
- * La contrainte de rupture: 380 à 490 MPa
- * L'allongement est de l'ordre: 1.075%

❖ *Acier de haute adhérence HA:*

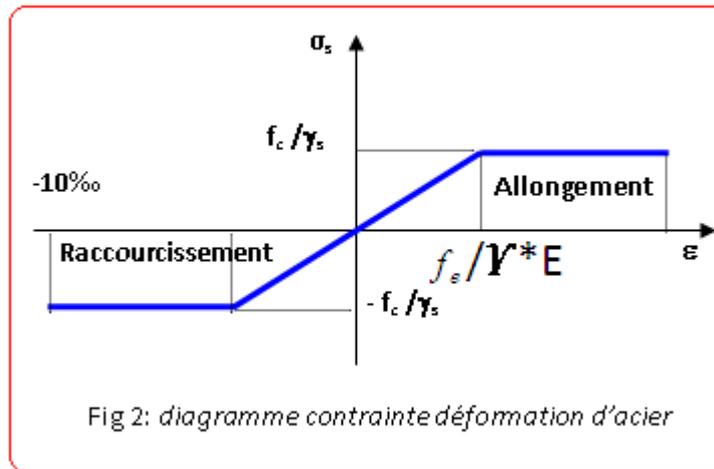
Ce sont des aciers de type 1 de nuance feE400 caractérisée par:

- * La limite élastique: 400MPa
- * La contrainte de rupture: 480MPa
- * L'allongement est de l'ordre: 1%

❖ **Treillis soudés** : on trouve en rouleaux si ($\phi \leq 5\text{mm}$) ou en panneaux ; ils sont en mailles rectangulaires pouvant aller 75, 100, 125, 150, 200, 250,30

B.2. Diagramme déformation contrainte:

❖ **E.L.U** : les contraintes de calcul σ_s des armatures longitudinales sont données en fonction des déformations ε_s de l'acier par le diagramme ci-dessous.



Les notations utilisées sont les suivantes :

- f_e = limite élastique de l'acier
- γ_s = coefficient de sécurité de l'acier

$$\gamma_s = \left\{ \begin{array}{l} 1: \text{situation accidentales} \\ 1.15: \text{les autres cas} \end{array} \right\}$$

- E_s = module d'élasticité de l'acier
- L'allongement maximal de l'acier est limité à 10 ‰

$$E_s = 2.105 \text{ MPa}$$

- Le diagramme est symétrique par rapport à l'origine (comp).

❖ **E.L.S** : afin de réduire l'ouverture des fissures, on est amené à limiter les contraintes de calcul des armatures pour les états limites de service lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

a). Hypothèse de calcul sous l'effet des sollicitations.

b). E.L de compression de béton (**BAEL91.A.4.5.2**) : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{cj} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

c). E.L d'ouverture des fissures (**BAEL91.A.4.5,3**)

Contraintes limites de traction des aciers :

Tableau récapitulatif :

<i>Cas</i>	<i>Conditions particulières</i>	<i>Contraintes limites de traction en MPa</i>
<i>Fissuration peu nuisible</i>	<i>Locaux ouverts et clos non soumis à condensations</i>	$\bar{\sigma}_s \leq f_e$
<i>Fissuration préjudiciable</i>	<i>Coefficient de fissuration : η $\eta=1$ pour R.L $\eta=1,6$ pour H.A de $\phi \geq 6$ mm $\eta=1,3$ pour H.A de $\phi < 6$ mm</i>	$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$
<i>Fissuration très préjudiciable</i>	<i>Diamètres des aciers $\phi > 8$ mm</i>	$\bar{\sigma}_s = \inf(0,5f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

d) Contrainte tangente limite ultime (BAEL91.A5.1) :

La détermination de la contrainte tangente limite ultime $\bar{\tau}_u$ dépend des cas rencontrés :

- Cas des armatures transversales droites ($\alpha = 90^\circ$)
- Fissuration peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right)$$

- Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right)$$

- Cas des dalles ----- $\bar{\tau}_u = 0,07 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \dots$ (A.5.2, 2)

CHAPITRE II

Le Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement des éléments structuraux a pour but de déterminer les dimensions de départ de ces éléments structuraux (poteaux, poutres, dalles).

Pour cela, nos calculs seront basés sur les règles suivantes : **RPA99 V2003 et BAEL91**.

II.1. Pré dimensionnement des poutres

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction

Selon le **RPA 99V2003** (article 7.5.1) ; les poutres doivent respecter les conditions ci-après :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4.0$

Tel que b et h sont les dimensions de poutre.

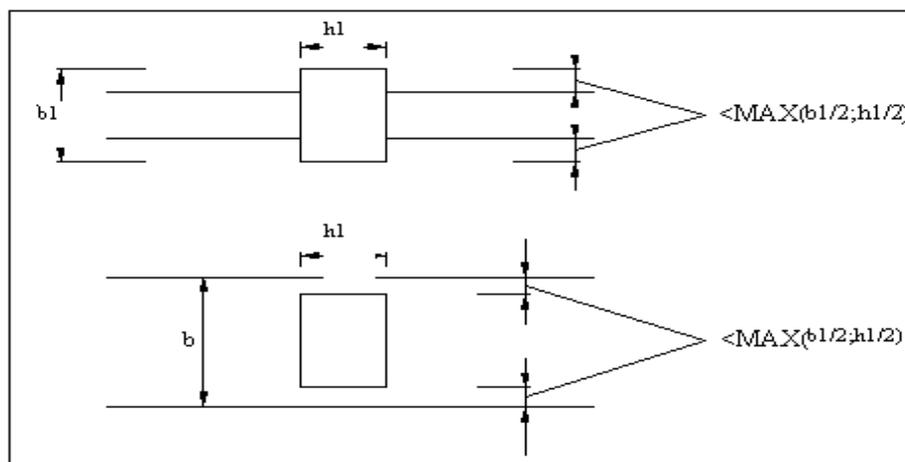


Fig (II.1) : Dimensions à respecter pour les poutres.

Condition portée (**BAEL91**).

$$\begin{cases} h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max} \\ b = (0,3 \div 0,6) h \end{cases}$$

L_{\max} : la plus grande portée entre les axes

Telle que : h : hauteur de poutre
b : largeur de poutre

1.1. Les poutres longitudinales (Principales) :

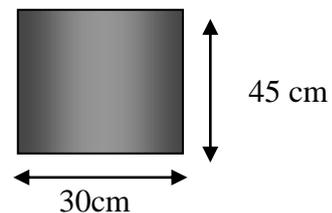
On a $L_{\max} = 5,60$ m

$$\Rightarrow 37,33 < h < 56$$

\Rightarrow On prend $h = 45$ cm

\Rightarrow On prend $b = 30$ cm

* la poutre principale à une section : $(b \times h_p) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$



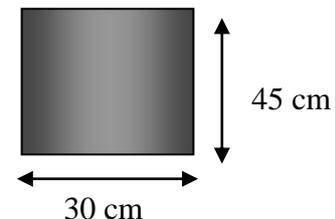
1.2. Les poutres transversales (secondaires) :

On a $L_{\max} = 5,30$ m

$$\Rightarrow 35,33 < h < 53$$

\Rightarrow On prend $h = 45$ cm

\Rightarrow On prend $b = 30$ cm



(On adopte la même largeur b pour utiliser le même coffrage).

* la poutre secondaire à une section : $(b \times h_s) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

Vérification vis-à-vis du RPA99/ V2003 :

- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ CV (CV : condition vérifiée)
- $h_p = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ CV
- $h_s = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ CV
- $h_p / b = 45 / 30 = 1,5 < 4$ CV
- $h_s / b = 45 / 30 = 1,5 < 4$ CV

II .2. Pré dimensionnement des dalles :

2.1. Les éléments constitutifs :

On distingue trois parties :

- les ossatures qui comprennent la partie portante (solives en bois, fer, béton armé, poutrelles, nervures en béton armé), et hourdis de remplissage ou la dalle pleine.
- Le revêtement, posé sur la partie portante et qui constitue le sol fini.
- Le plafond (enduit, plâtre, tôle d'acier, enduit ciment)

En ce qui concerne notre bâtiment, les planchers sont en corps creux.

2.2. Justification du choix du plancher à corps creux :

- absence des charges concentrées importantes sur le plancher.
- Plus légère que la dalle pleine.
- Nécessite peu de coffrage.
- Bonne isolation thermique et phonique.
- h_t : la hauteur total (corps creux + la table de compression).

Cette solution très communément employée dans les bâtiments d'habitation, elle consiste à utiliser des hourdis creux aux corps creux.

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le BAEL 91 (art B.6.8, 423).

L'épaisseur de la dalle dépend de plusieurs conditions :

Condition de flèche : (BAEL91.B6.8.424.....page172.) :

D'après la condition de résistance à la flèche $e \geq \frac{L}{22,5}$ BAEL91 (art B.6.8, 424).

L : est la plus grande portée parallèle au poutrelle

$$L = 5.30m \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = \frac{530}{22.5} = 23.55cm.$$

On choisit un plancher à corps creux de type (20+5)

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{corps creux} \\ h_0 = 5 \text{ cm} \longrightarrow \text{dalle de compression} \\ h_t = 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{la hauteur totale du plancher.} \end{array} \right.$$

Caractéristique géométrique des poutrelles :

$$0,3 \leq \frac{b_0}{ht} \leq 0,4 \quad \text{selon les règles BAEL.}$$

$$7.5 \text{ cm} \leq b_0 \leq 10 \text{ cm}$$

⇒ Soit $b_0 = 10 \text{ cm}$.

La section en travée à considérer est une section en T tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

*Le corps creux choisi est normalisé de hauteur 20 cm et de longueur 55 cm

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{530}{10} = 53.0 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures

L : la longueur de la nervure :

On prend $b_1 = 27,5 \text{ cm}$

$$b = 2 b_1 + b_0 = 2 \times 27,5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

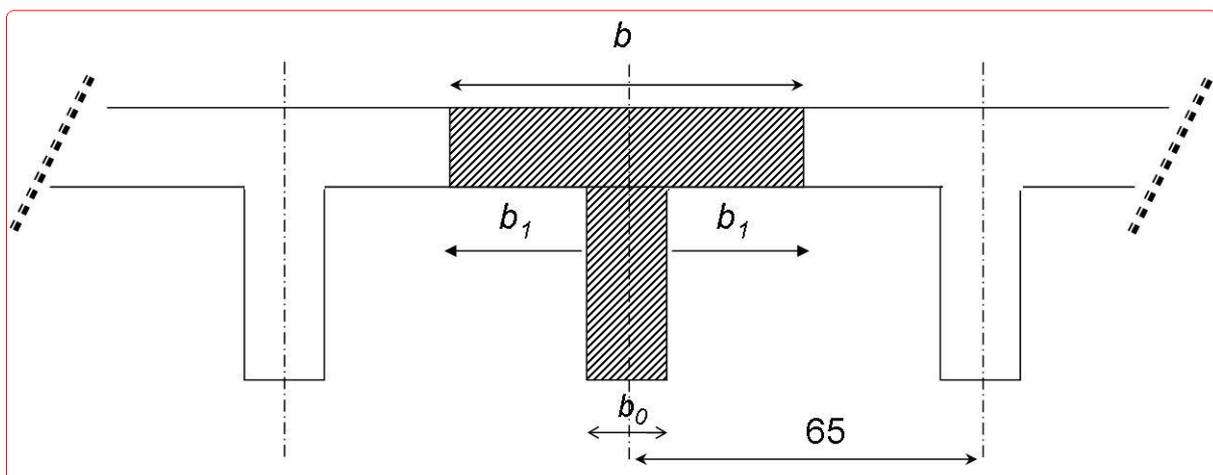


Fig (II.2) : schéma de poutrelle.

IV.3. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs, leurs fonctions principales sont reprendre les efforts dus aux charges et surcharges ramenées par les poutres est ensuite les transmettre aux fondations.

Selon les règles (B.A.E.L) on a :

- $L_F = 0.7 h_e$

$$L_F = 0.7 \times 363 = 254.1 \text{ cm}$$

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) \leq 70.$$

$$\lambda_x = 3.46 \frac{L_F}{b}, \quad \lambda_y = 3.46 \frac{L_F}{h}$$

$$\begin{cases} \lambda_x = 3.46 \frac{254.1}{b} = 21.98 \leq 70. \\ \lambda_y = 3.46 \frac{254.1}{h} = 19.54 \leq 70 \end{cases}$$

Donc on adopte une section de (40 x 45)

Vérification :

Selon les règles R.P.A/ version 2003 (art 7.4.1) page 48 :

$$\min(b_i, h_i) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{c.v}$$

$$\min(b_i, h_i) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{363}{20} = 18.15 < 40 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

Initialement les dimensions suivantes de la section du poteau qui seront vérifiées par la

Suite :

-Pour tous le structure ; soit $b_1=40 \text{ cm}$ et $h_1=45 \text{ cm}$ (vérifier tout les Conditions précédentes).

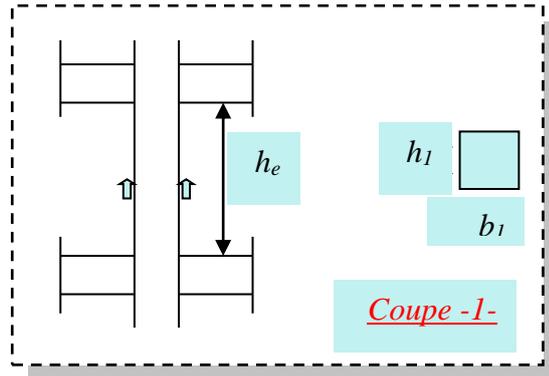
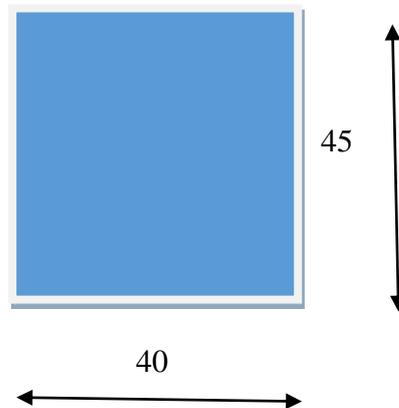


Fig (II.3) : schéma de poteaux.

Remarque :

La section sera adoptée après avoir la descente de charges sur les poteaux.

**IV.4. Pré dimensionnement des voiles :**

Le contreventement mixte tel que donné dans le RPA 99, est défini par les trois conditions suivantes qui doivent être respectées :

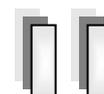
- *Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues -
aux charges verticales.
- *Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et portiques -
proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultant de leur
interaction à tous les niveaux ;
- *Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, -
au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 de RPA99/Version2003 (page56).

Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux induit par la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après l'article 7.7.1 de RPA 99/Version2003.



- sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition $L > 4e$ telle que L : longueur de voile
 e : épaisseur de voile.

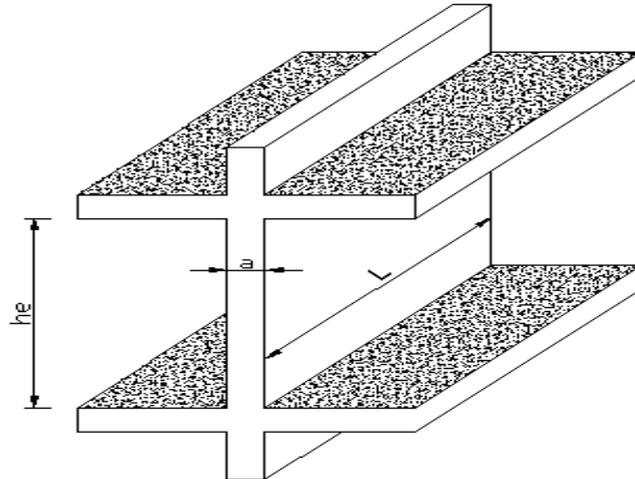


Fig (II.4) : schéma de voile en élévation

-L'épaisseur minimale du voile est de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage H_e et des conditions de rigidité aux extrémités selon les formules suivantes :

$$a \geq \max \left\{ \frac{h_e}{20}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{25} \right\}$$

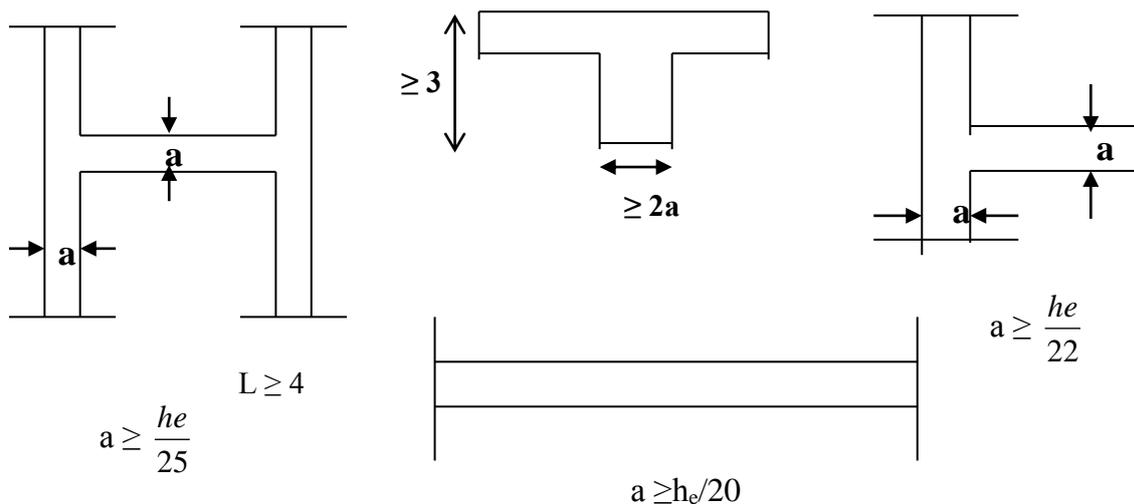


Fig (II.5) : Coupes de voiles en plan

a/ étage courant :

$$h_e = 3,06 - 0,45 = 2,61 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e = 261 / 20 = 13,05 \text{ cm}$$

b/ RDC:

$$h_e = 4,08 - 0,45 = 3,63 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e = 363 / 20 = 18,15 \text{ cm}$$

*Donc on prend une épaisseur constante pour tous les voiles **e = 20 cm.**

il nous reste à vérifier si l'épaisseur vérifie la condition de la longueur citée au début du paragraphe :

- Sens longitudinal : $L = 560 \text{ cm} > 4 e = 80 \text{ cm} \dots$ (Vérifiée)

- Sens transversal : $L = 530 \text{ cm} > 80 \text{ cm} \dots$ (Vérifiée)

IV.5. Pré dimensionnement des balcons :

Le balcon est assimilé d'une dalle console uniformément chargé encadrée au niveau de la poutre, le béton sera réalisé en dalle pleine, soumise à son poids propre G, à une charge d'exploitation Q et à une charge concentrée a son extrémité libre due à la maçonnerie du garde corps P.

Épaisseur de la dalle :

* Condition de résistance au feu : $e_1 < 16 \text{ cm}$ pour 2 heures de coup feu

* Condition de résistance a la flexion : $\frac{L}{50} \leq e_2 \leq \frac{L}{30}$ / $L=380 \text{ cm}$

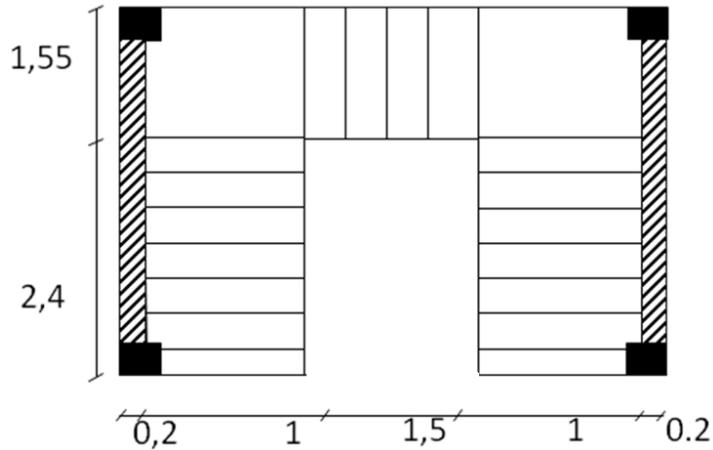
$$\frac{380}{50} \leq e_2 \leq \frac{380}{30} \Rightarrow 7,6 < e_2 < 12,67 \text{ cm}$$

Donc : **e = 16cm**

IV.5. Pré dimensionnement des escaliers :

On a 2types d'escaliers dans notre construction

-escalier RDC :



-escalier étage courant :

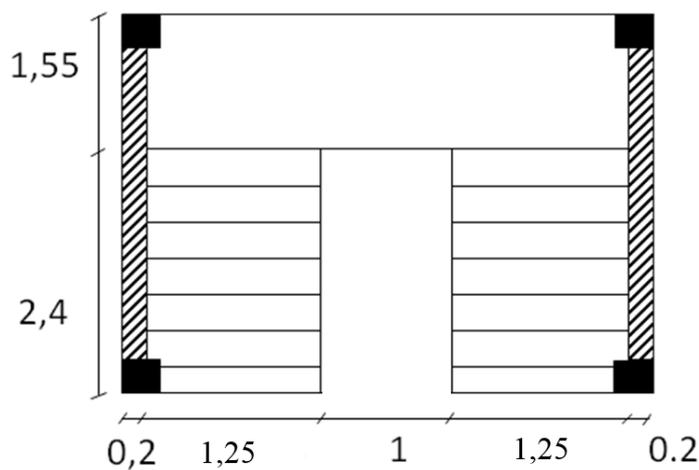


Fig (II.6) : schéma de types d'escaliers

Dimensionnement :

Volée I et Volée III

- La hauteur h : $14 < h < 18$ cm
- La largeur g : $24 < g < 32$ cm

⇒ On prend $h = 17$ cm , $g = 30$ cm

$2h + g = 64$ cm avec : $59 < 2h + g < 66$ cm

Donc : $59\text{cm} < 64\text{cm} < 66\text{cm}$ condition vérifiée

- Le nombre des contre marches :

$N_c = H/h = 153/17 = 9$ contre marches

- Nombre des marches :

$$N_m = N_c - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches}$$

- L'angle $\alpha = 32.51^\circ$

Volée II

- La hauteur h : $14 < h < 18$ cm

- La largeur g : $24 < g < 32$ cm

On prend $h = 17$ cm , $g = 30$ cm

$$2h + g = 64 \text{ cm avec : } 59 < 2h + g < 66 \text{ cm}$$

Donc : $59 \text{ cm} < 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm}$ condition vérifier

- Le nombre des contre marches :

$$n = H/h = 102/17 = 6 \text{ contre marches}$$

- Nombre des marches :

$$N_m = N_c - 1 = 6 - 1 = 5 \text{ marches}$$

- l'angle $\alpha = 34.21^\circ$

CHAPITRE III

La descente des charges

Introduction :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

❖ Evaluation de charges

III .1.Plancher

❖ Plancher terrasse :

La terrasse est inaccessible et est réalisée en dalle en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviale .

(Livre : charges permanentes et d'exploitation)

- 1-Protection en gravillon(4cm).
- 2-Etanchéité multicouche.
- 3-Isolation thermique (liège).
- 4-béton de pente (9cm).
- 5- dalle en corps creux.
- 6- Enduit plâtre.

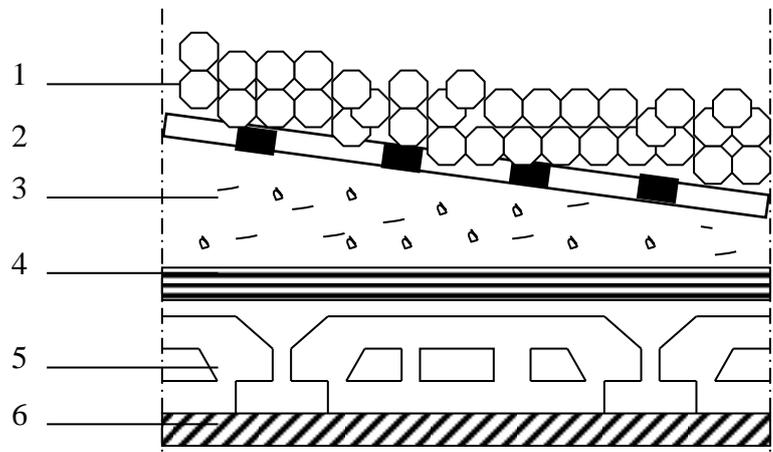


Fig (III.1) : plancher terrasse

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Protection en gravillon	4	2000	80
Etanchéité multicouche	2	600	12
béton de pente	5	2200	110
Isolation thermique	4	400	16
Dalle en corps creux	20+5	/	330
Enduit plâtre	1	1000	10

$$G = 558 \text{ kg/m}^2 \quad , \quad Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

❖ Plancher étage courant

1-Carrelage

Mortier de pose

2-Lit de sable

3-Dalle en corps creux

4-Enduit plâtre :

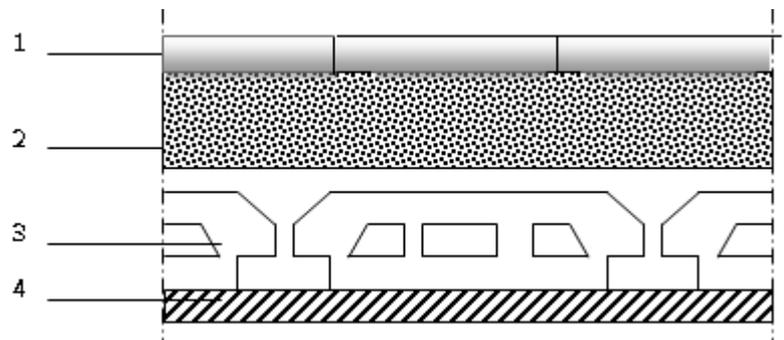


Fig (III.2) : plancher étage courant

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortie de pose	2	2000	40
Isolation phonique	2	850	17
Dalle en corps creux	20+5	/	330
Enduit plâtre	1	1000	10
Cloison	/	/	100

$$G = 541 \text{ kg/m}^2.$$

$Q = 150 \text{ kg/m}^2$ pour l'étage courant \Rightarrow l'usage est d'habitation

$Q = 500 \text{ kg/m}^2$ pour RDC \Rightarrow l'usage est commerciale

IV.2.L'escalier :

❖ Palier

Matériaux	Epaisseur (cm)	calcul	G (kg/m ²)
Poids propre du palier	16	$2500 \cdot 0.16 \cdot 1$	400
Poids propre du mortier	2	$2000 \cdot 0.02 \cdot 1$	40
Poids propre de carrelage	2	$2200 \cdot 0.02 \cdot 1$	44
Poids propre de l'enduit	1	$1400 \cdot 0.01 \cdot 1$	14

$$G_{esc} = 498 \text{ kg/m}^2 \quad Q_{esc} = 250 \text{ kg/m}^2$$

❖ Volée (paillasse) :

$$\checkmark p_p = \frac{\gamma \times e}{\cos \alpha}$$

$$\checkmark p_m = \frac{\gamma \times h}{2}$$

Étage courant et RDC :

Matériaux	Epaisseur (cm)	calcul	G (kg/m ²)
Poids p du palliase	16	2500*(0.16/cos32.51)*1	474.32
Poids propre de marche	17	2200*(0.17/2)*1	187
Poids propre du mortier	2	2000*0.02*1	40
Poids p de carrelage	2	2200*0.02*1	44
Poids propre de l'enduit	1	1400*0.01*1	14

$$G = 759.32 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 250 \text{ kg}$$

➤ Volée 2 (paillasse) :

RDC :

Matériaux	Epaisseur (cm)	calcul	G (kg/m ²)
Poids p du palliase	16	2500*(0.16/cos34.21)*1	483.68
Poids propre de marche	17	2200*(0.17/2)*1	187
Poids propre du mortier	2	2000*0.02*1	40
Poids p de carrelage	2	2200*0.02*1	44
Poids propre de l'enduit	1	1400*0.01*1	14

$$G = 768.68 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 250 \text{ kg/ml}$$

IV.3.Balcon :

❖ Type 1 : balcon étage courant

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
mortier de pose	2	2000	40
Isolant phonique	2	850	17
Plancher dalle pleine	16	2500	400
Enduit en plâtre	1	1000	10

$$G = 511 \text{ kg/m}^2 \quad Q = 350 \text{ kg/m}^2$$

❖ Type 2 : balcon terrasse

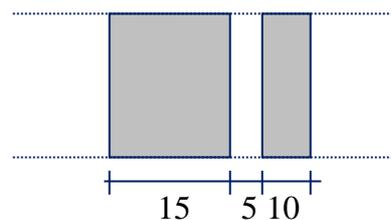
Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Gravillon protection	4	-	80
Étanchéité m.couches	2	-	12
Isolation thermique	2	-	8
Béton de pente	5	-	110
Plancher dalle pleine	16	-	400
Enduit en plâtre	1	-	10

$$G = 620 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

IV.4.Murs extérieurs :

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison) avec 30% d'ouverture :



Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Enduit en ciment	2	1800	36
Brique creuse	10	900	90
Brique creuse	15	-	135
Enduit en plâtre	1	1000	10

$$G=271 \text{ kg/m}^2 \quad Q=100 \text{ kg/m}^2$$

IV.5.Acrotère :

*La charge permanente :

La surface :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,05 \times 0,1) + (0,5 \times 0,1 \times 0,05)$$

$$S = 0,0675 \text{ m}^2$$

Le poids : $P = \rho \times S$

$$1. \text{ béton armé : } G_1 = (\rho \times S) = 0,0675 \times 25 = 1,69 \text{ KN/ml.}$$

$$2. \text{ Enduit de ciment : (2 couches de 1,5 cm)}$$

$$G_2 = 2 \times 0,6 \times 15 \times 0,015 = 0,27 \text{ KN/ml.}$$

$$\Rightarrow G = G_1 + G_2 = 1,69 + 0,27 = 1,96 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Donc : } G = 196 \text{ G/ml.}$$

*La charge d'exploitation :

$$Q = 100 \text{ KG/ml}$$

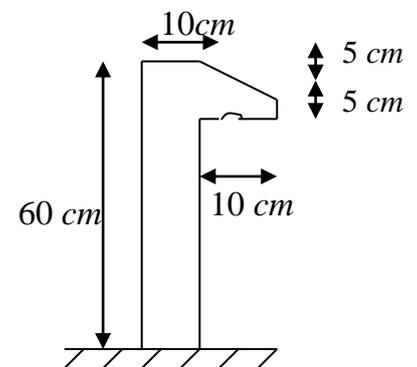


Fig (III.3) : Acrotère

❖ *La descente des charges et surcharges*

1-Poteau (B -2) :

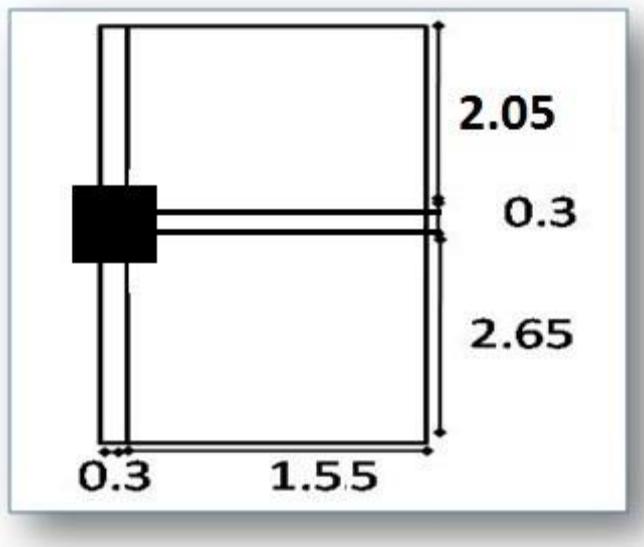


Fig (III.4) : Surface afférente de poteaux rive

.Surface afférente :

$$S_G = (2.65 + 2.05) \times 1.55 - (0.05 \times 0.075 \times 2) = 7.277m^2$$

$$S_{Q_{terrasse}} = (2.65 + 2.05 + 0.3) \times (1.55 + 0.3) = 9.25m^2$$

$$S_{Q_{EQ}} = 9.25 - (0.4 \times 0.45) = 9.07m^2$$

niveau	élément	G (kg)	Q (kg)
1-1	Plancher terrasse : 558*7.277 poutre principale : 4.55*0.3*0.45*2500 Poutre secondaire : 1.5*0.3*0.45*2500 Acrotère : 196*4.6	4060.566 1535.625 506.25 891.8	Surcharge 9.25*100=925
2-2	Venant n 1-1 Poteau 40*45 : 3.06*0.40*0.45*2500 Mur extérieur : 271*(2.61*4.55)	6994.241 1377 3218.26	

3-3	Venant n 2-2 Plancher étage courant : $541*7.277$ balcon type 2 : $620*[(2.05*1.45)$ $+ (2.65*1.45)]$ poutre principale : $4.55*0.3*0.45*2500$ Poutre secondaire : $1.5*0.3*0.45*2500$	11589.501 3936.857 4225.3 1535.625 506.25	Surcharge : $(9.07*150)+$ $(6.815*100)=2042$
4-4	Venant n 3-3 Poteau 40*45 : $3.06*0.40*0.45*2500$ Mur extérieur : $271*11.8755$	21793.533 1377 3218.26	
5-5	Venant n 4-4 Plancher étage courant : $541*7.277$ balcon type 1: $511*[(2.05*1.45)+$ $(2.65*1.45)]$ poutre principale : $4.55*0.3*0.45*2500$ Poutre secondaire : $1.5*0.3*0.45*2500$	26388.793 3936.857 3482.465 1535.625 506.25	Surcharge : $[(9.07*150)+$ $(6.815*350)]*0.9=3$ 371.175
6-6	Venant n 5-5 Poteau 40*45: $3.06*0.40*0.45*2500$ Mur extérieur : $271*11.8755$	35849.99 1377 3218.26	
7-7	Venant n 6-6 La même chose	40445.25 3936.857 1535.625 506.25 3482.465	Surcharge : $[(9.07*150)+$ $(6.815*350)]*0.8$ $=2996.6$
8-8	Venant n7-7 Poteau 40*45 : $3.06*0.40*0.45*2500$ Mur extérieur : $271*11.8755$	49906.447 1377 3218.26	
9-9	Venant n 8-8	54501.707	Surcharge :

	La même chose	3936.857 135.625 506.25 3218.26	$[(9.07*150)+$ $(6.815*350)]*0.7$ $=2622.025$
10-10	Venant n 9-9 Poteau 40*40 : 3.06*0.40*0.40*2500 Mur extérieur : 271*11.8755	63962.904 1377 3218.26	
11-11	Venant n 10-10 La même chose	68558.164 3936.857 1535.625 506.25 3482.465	Surcharge : $[(9.07*150)$ $+(6.815*350)]*0.6$ $=2247.45$
12-12	Venant n11-11 Poteau 40*45: 3.06*0.4*0.45*2500 Mur extérieur : 271*11.8755	78019.361 1377 3218.26	
13-13	Venant n 12-12 La même chose	82614.621 3936.857 1535.625 506.25 3482.465	Surcharge : $[(9.07*150)$ $+(6.815*350)]*0.5$ $=1872.875$
14-14	Venant n13-13 Poteau 40*45 : 3.06*0.40*0.45*2500 Mur extérieur : 271*11.8755	92075.818 1377 3218.26	
15-15	Venant n 14-14 La même chose	96671.078 3936.875 1535.625 506.25 3482.465	Surcharge : $[(9.07*150)+$ $(6.815*350)]*0.5$ $=1872.875$
16-16	Venant n15-15 Poteau 40*45: 4.08*0.40*0.45*2500 Mur extérieur : 271*(3.63*4.55)	86371.64 1836 4475.97	

G= 112444.245 kg

Q= 17950 kg

$$N_u = 1.35 * G + 1.5 * Q$$

$$= 1.35 * 112444.245 + 1.5 * 17950 \quad N_u = 178724.73 \text{ kg}$$

3-Poteau C -3 :

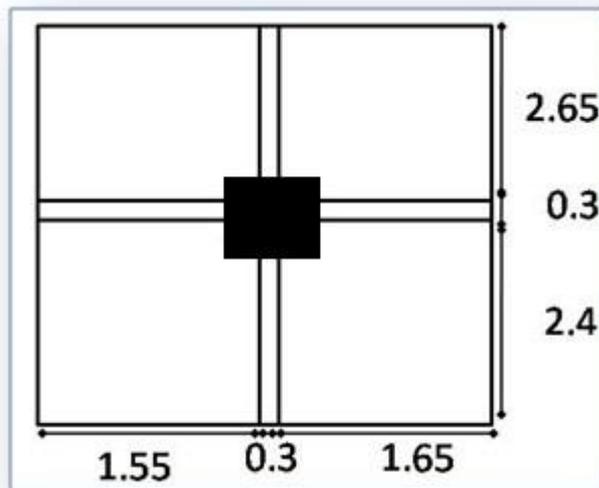


Fig (III.5) : Surface afférente de poteaux intermédiaire

.Surface afférente :

$$S_G = (2.65 + 2.4) \times (1.55 + 1.65) - (0.05 \times 0.075 \times 4) = 16.145 \text{ m}^2$$

$$S_{Q_{terrasse}} = (2.65 + 2.4 + 0.3) \times (1.55 + 2.4 + 0.3) = 18.725 \text{ m}^2$$

$$S_{Q_{EQ}} = 18.725 - (0.4 \times 0.45) = 18.545 \text{ m}^2$$

Niveaux	Elément	G (kg)	Q (kg)
1-1	Plancher terrasse : 558*16.145 poutre principale : 4.9*0.3*0.45*2500 Poutre secondaire : 3.1*0.3*0.45*2500	9008.91 1653.75 1046.25	Surcharge : 18.725*100=1872.5
2-2	Venant n1-1 Poteau 40*45 : 3.06*0.40*0.45*2500 Mur extérieur : 271*[2.61*2.325]	11708.91 1377 1644.49	

3-3	Venant n 2-2 Plancher étage courant : 541*16.145 poutre principale : 4.9*0.3*0.45*2500 Poutre secondaire : 3.1*0.3*0.45*2500	14730.4 8734.445 1653.75 1046.25	Surcharge : $18.545*150=2781.75$
4-4	Venant n 3-3 Poteau 40*45 : 3.06*0.40*0.45*2500 Mur extérieur : 271*[2.61*2.325]	26164.845 1377 1521.10	
5-5	Venant n 4-4 Plancher étage courant : 541*16.145 poutre principale : 4.9*0.3*0.45*2500 Poutre secondaire : 3.1*0.3*0.45*2500	29186.335 8734.445 1653.75 1046.25	Surcharge : $18.545*150*0.9=2503.575$
6-6	Venant n 5-5 Poteau 40*45 : 3.06*0.40*0.45*2500 Mur extérieur : 271*[2.61*2.325]	40620.78 1377 1644.49	
7-7	Venant n 6-6 La même chose	43642.27 8734.445 1653.75 1046.25	Surcharge : $18.545*150*0.8=2225.4$
8-8	Venant n 7-7 Poteau 40*45 : Mur extérieur :	55076.715 1377 1644.49	
9-9	Venant n 8-8 La même chose	58098.205 8734.445 1653.75 1046.25	Surcharge : $18.545*150*0.7=1947.225$
10-10	Venant n 9-9 Poteau 40*45 : Mur extérieur :	69532.65 1377 1644.49	
11-11	Venant n 10-10 La même chose	72554.14 8734.445 1653.75 1046.25	Surcharge : $18.545*150*0.6=1669.05$
12-12	Venant n 11-11 Poteau 40*45:	79527.58 1377	

	Mur extérieur :	1644.49	
13-13	Venant n 12-12 La même chose	87010.075 8734.445 1653.75 1046.25	Surcharge : $18.545 \times 150 \times 0.5 = 1390.875$
14-14	Venant n 13-13 Poteau 40*45 : Mur extérieur :	98444.52 1337 1644.49	
15-15		101466.01 8734.445 1653.75 1046.25	Surcharge : $18.545 \times 500 \times 0.5 = 4636.25$
16-16	Venant n 15-15 Poteau 40*45 $4.08 \times 0.4 \times 0.45 \times 2500$ Mur extérieur: $271 \times (3.63 \times 2.325)$	112900.455 1836 2287.17	

$$G = 117023.625 \text{ kg} \quad Q = 19026.625 \text{ kg}$$

$$N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$= 1.35 \times 117023.625 + 1.5 \times 19026.625$$

$$N_u = 186521.83 \text{ kg}$$

Vérification des sections des poteaux :

D'après l'article B.8.4.1 de CBA93 : l'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

Poteau C-2 :

$$N_u \leq \alpha \times ((B_r \times f_{c28} / 0.9 \times \gamma_b) + (A \times f_e / \gamma_s))$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité de l'acier tel que : } \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 3082007.7 \text{ N}$$

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50$$

λ : L'élancement du poteau considéré

B : aire total de la section du poteau

A_s : section d'acier minimale.

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici en prend $f_{c28} = 25$ MPa)

f_e : contrainte limite élastique des aciers (Ici en prend $f_e = 400$ MPa)

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périmétrique tel que :

Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) \text{ m}^2$

On a alors :

Niveau 8-8 :

$$N_u \leq \alpha \times ((B_r \times f_{c28} / 0,9 \times \gamma_b) + (A \times f_e / \gamma_s))$$

$$\lambda = L_f / i$$

$$L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$i = a / 3,464$$

$$\lambda = 3,464 \times L_f / a = 3,464 \times 2,142 / 0,4 = 18,55 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{18,55}{35} \right)^2} = 0,804787$$

$$A_{\min} = 0,2 \times b \times h / 100 = 0,2 \times 400 \times 450 / 100 = 360 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 8 \times (b+h) / 100 = 8 \times (400+450) / 100 = 68 \text{ mm}^2$$

$$A = 0.8/100 * B = 0.8 * 400 * 450 / 100 = 1440 \text{ mm}^2$$

$$A_{\max} = (245,56, 1102.5) = 1440 \text{ mm}^2$$

$$B_r = (40 - 2) (45 - 2) = 1634 \text{ cm}^2$$

$$N_u \leq 0.8047 \times ((163400 \times 25 / 0.9 \times 1.5) + (1440 \times 400 / 1.15))$$

$$N_u \leq 2838012.332 \text{ N}$$

$$N_u = 925070.414 \text{ N} < 2838012.332 \text{ N} \dots \text{C.V}$$

NIVEAU 16-16 :

$$N_u \leq \alpha \times ((B_r \times f_{c28} / 0.9 \times \gamma_b) + (A \times f_e / \gamma_s))$$

$$\lambda = L_f / i$$

$$L_f = 0.7 * 4.08 = 2.856 \text{ m}$$

$$i = a / 3.464$$

$$\Rightarrow 3.464 * L_f / a = 3.464 * 2.856 / 0.40 = 24.73 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{24.73}{35} \right)^2} = 0.772$$

$$A_{\min} = 0.2 * b * h / 100 = 0.2 * 400 * 450 / 100 = 360 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 8 * (b + h) / 100 = 8 * (400 + 450) / 100 = 68 \text{ mm}^2$$

$$A = 0.8/100 * B = 0.8 * 400 * 450 / 100 = 1440 \text{ mm}^2$$

$$A_{\max} = (360, 68, 1440) = 1440 \text{ mm}^2$$

$$B_r = (40 - 2) (45 - 2) = 1634 \text{ cm}^2$$

$$N_u \leq 0.772 \times ((163400 \times 25 / 0.9 \times 1.5) + (1440 \times 400 / 1.15))$$

$$N_u \leq 2722686.119 \text{ N}$$

$$N_u = 1865218.313 \text{ N} < 2722686.119 \text{ N} \dots \text{C.V}$$

VERIFICATION VIS-A-VIS DU RPA 99 (ART 7.4.3.1 P 50)

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où:

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

$$v = \frac{1.3605}{0.4 \times 0.45 \times 25} = 0.30 \dots \dots \dots (cv)$$

Donc on adoptera la sectionsuivante :

40*45 pour tous les niveaux

Les voiles :

Voile D -1 :

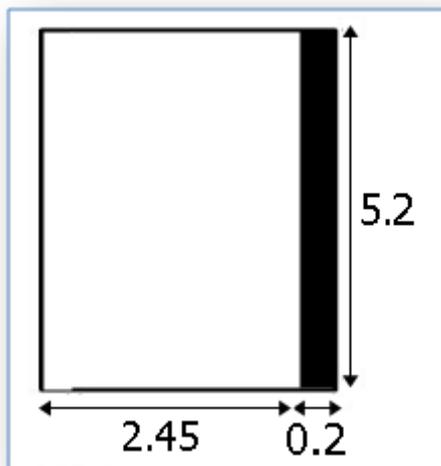


Fig (III.6) : Surface afférente de voile

Niveaux	Elément	G (kg)	Q (kg)
1-1	Plancher terrasse : 558*12.74 poutre principale : 5.2*0.3*0.45*2500 Acrotère : 196*5.2	7108.92 1755 1019.2	Surcharge : 100*12.74=1274
2-2	Venant n 1-1 Poids du voile : 0.2*3.06*5.2*2500	9883.12 7956	

3-3	Venant n 2-2 Plancher étage courant : 541*12.74 poutre principale : 5.2*0.3*0.45*2500	17839.12 6892.34 1755	Surcharge : 150*12.74 =1911
4-4	Venant n 3-3 Poids du voile : 0.2*3.06*5.2*2500	26486.46 7956	
5-5	Venant n 4-4 Plancher étage.C poutre principale :	34442.46 6892.34 1755	Surcharge : 150*12.74 *0.9 =1719.9
6-6	Venant n 5-5 Poids du voile : 0.2*3.06*5.2*2500	43089.8 7956	
7-7	Venant n 6-6 Plancher étage courant : poutre principale :	51045.8 6892.34 1755	Surcharge : 150*12.74 *0.8 =1528.8
8-8	Venant n 7-7 Poids du voile : 0.2*3.06*5.2*2500	59693.14 7956	
9-9	Venant n 8-8 Plancher étage courant : poutre principale :	67649.14 6892.34 1755	Surcharge : 150*12.74*0.7 =1337.7
10-10	Venant n 9-9 Poids du voile : 0.2*3.06*5.2*2500	76296.48 7956	
11-11	Venant n 10-10 Plancher étage courant : poutre principale :	84252.48 6892.34 1755	Surcharge : 150*12.74*0.6 =1146.6
12-12	Venant n 11-11 Poids du voile : 0.2*3.06*5.2*2500	92899.82 7956	
13-13	Venant n 12-12 Plancher étage .C poutre principale :	100855.82 6892.34 1755	Surcharge : 150*12.74*0.5 =955.5
14-14	Venant n 13-13 Poids du voile : 0.2*3.06*5.2*2500	109503.16 7956	
15-15	Venant n 14-14	117459.16	Surcharge :

	Plancher étage courant :	6892.34 1755	500*12.74 *0.5 =3185
	poutre principale :		
16-16	Venant n 15-15 Poids du voile :	126106.5 10608	
	0.2*4.08*5.2*2500		

$$G=136714.5 \text{ kg}$$

$$Q= 13058.5 \text{ kg}$$

.Vérification de la résistance des voiles à la compression :

$$\text{Il faut que : } \frac{P_u}{A} \leq f_{c28}$$

$$\text{Tel que : } P_u = 1,35. G + 1,5.Q$$

$$P_u=1,35(1367145)+1,5(13058.5) =2041523.25$$

$$P_u = 2041523.25\text{N}$$

$$A = 200 \times 5200 = 1040000 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \frac{P_u}{A} = \frac{17226127.71}{1040000} = 2.00\text{Mpa} < f_{c28} = 25\text{Mpa}$$

La condition est vérifiée, alors pas de modification de section

CHAPITRE IV

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les planchers, balcon, la cage d'ascenseur, et enfin l'escalier, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérées comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99/V2003**.

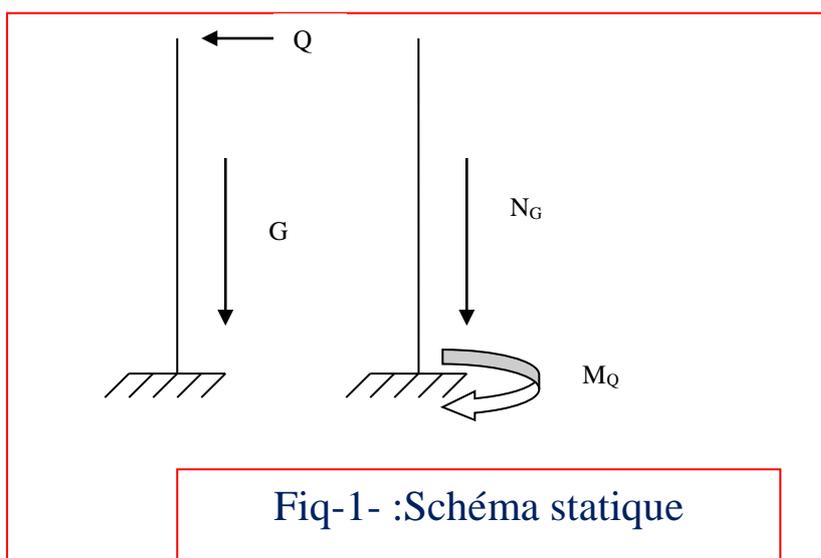
IV.1

CALCUL DE L'ACROTÈRE

1. Définition

L'acrotère est un élément structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est réalisé en béton armé, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, donc le calcul se fera à l'ELS.



Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m.

*La charge permanente :

- La surface :

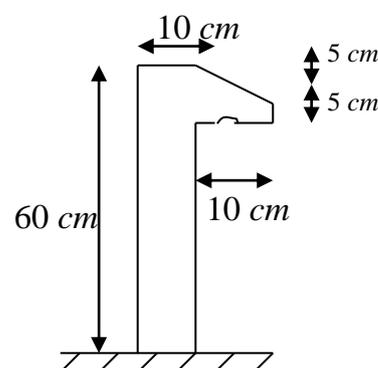
$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,05 \times 0,1) + (0,5 \times 0,1 \times 0,05)$$

$$S = 0,0675 \text{ m}^2$$

- La charge : $G = \rho \times S$

G1 : poids de L'acrotère par mètre linéaire

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire



✓ béton armé : $G_1 = (\rho \times S) = 0,0675 \times 25 = 1,69 \text{ KN/ml}$.

✓ Enduit de ciment : (2 couches de 1,5 cm)

$G_2 = 2 \times 0,6 \times 15 \times 0,015 = 0,27 \text{ KN/ml}$.

$\Rightarrow G = G_1 + G_2 = 1,69 + 0,27 = 1,96 \text{ KN/ml}$.

Donc : $G = 1,96 \text{ KN/ml}$.

*La charge d'exploitation :

D'après D.T.R.BC.2.2

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due a la main courante est 1000 N/m

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

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

Groupe 1, zone (11a) donc :

$A = 0,15$ selon le tableau 4.1

$C_p = 0,80$ élément en console tableau 6.1

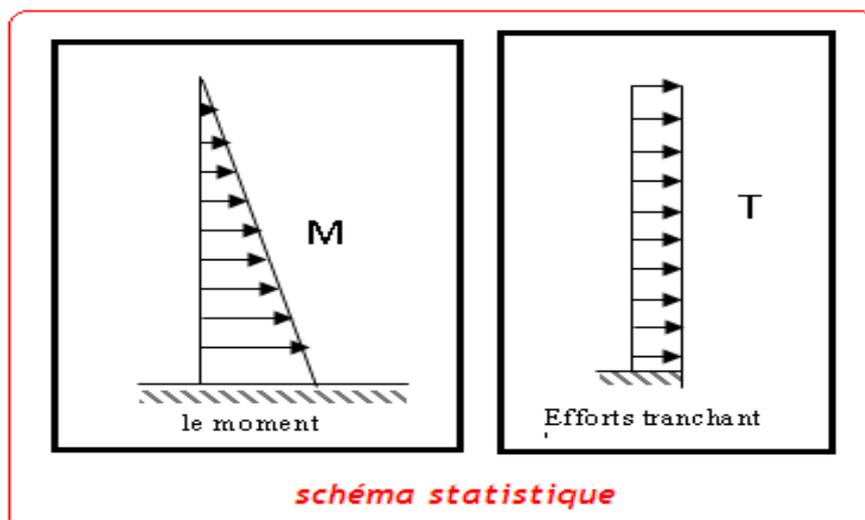
Donc :

$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1960 = 940,8 \text{ N/ml}$.

$$\diamond F = \max(Q; F_p) \Rightarrow F = Q = 1000 \text{ N/ml} .$$

$M_Q = 1000 \times 0,6 = 600 \text{ N.m}$

D'une force tranche $T_\mu = Q = 1000 \text{ N}$



2. Sollicitation:

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M_Q = q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ kgm}$$

$$N_u = g = 196 \text{ kg.}$$

$$T = q = 100 \text{ kg.}$$

3. Combinaison d'action :❖ **E.L.U :**

- $N_u = 1 \times N_g = 1960 \text{ N/ml}$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

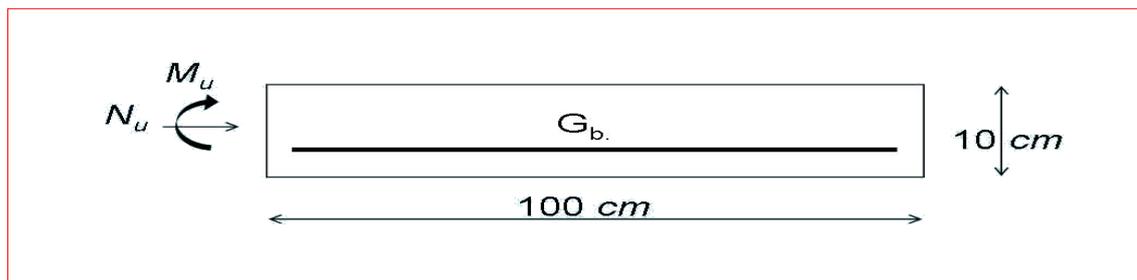
- $M_u = 1.5 M_Q = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$

- $T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N/ml}$

❖ **E.L.S :**

$$N^{\text{ser}} = N_g = 1960 \text{ N/ml}$$

$$M^{\text{ser}} = M = 600 \text{ N.m}$$

4. Calcul du ferrailage:

- La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$
- On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries ($c=3 \text{ cm}$)

❖ **a - Armatures Longitudinales :**✓ **E.L.U :****-Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1960} = 0.459 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.459 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section.

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquence sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

-Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 900 + 1960 \left[\left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 939.2 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{939.2}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.0135 < \mu l = 0.392.$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.0135)}}{0.8} = 0.017$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.993$$

$$A_1^u = \frac{M_1}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{935.9}{0.993 \times 7 \times 348} = 0.386 \text{ cm}^2$$

-Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

N est un effort de compression $\Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\bar{\sigma}_s}$, $A' = A'_1 = 0$

$$A = 0.386 - \frac{1960}{100 \times 348} = 0.33 \text{ cm}^2$$

M_1 (N.m)	μ	α	β	A_L^U (cm ²)	A (cm ²)
939.2	0.0135	0.017	0.993	0.386	0.33

5. Vérification :

✓ E.L.U :

❖ **Condition De Non Fragilité** : BAEL83 (A.4.2.1)

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_0 - 0.455 \times d}{e_0 \times 0.185 \times d} \right]$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{45.9 - (0.455 \times 7)}{45.9 - (0.185 \times 7)} \right]$$

$$A^{\min} \geq 0.81 \text{ cm}^2$$

❖ **Pourcentage minimal d'armature longitudinale :**

$$A_l = 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{donc } A = \max(A^{cal}; A^{\min}; A_l) \Rightarrow A = 2.5 \text{ cm}^2$$

*On adopte $A_L = 5 \text{ } \emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}^2$

En plus, les règles de BAEL 83 Art B.5.3.3; indiquent que les armatures longitudinales doivent être disposées de telle sorte que :

$$S_l \leq \min(2.5h; 25\text{cm}) \rightarrow S_l \leq 25\text{cm} \quad \text{on prend } S_l = 20\text{cm}$$

h : hauteur du béton

❖ **Evaluation des armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.6275\text{cm}$$

$$\text{on prend : } A_r = 3\Phi 6 = 0.85\text{cm}^2$$

✓ **E.L.S :**

❖ **La contrainte de traction d'armature :**

- D'après le livre (P.CHARON exercices) p 89 formules (77) :

$$\text{Fissuration Préjudiciables : } \overline{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

η : coeff. de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\overline{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right)$$

$$\overline{\sigma}_s \leq \min(266.67; 201.63)$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_s = 201.63\text{Mpa}$$

❖ **La contrainte de compression du béton :**

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

❖ **Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1960} = 0.306 \text{ m} = 30.6\text{cm}$$

La section est partiellement comprimée.

Alors le point c se trouve hors de la section :

$$C = G_{bc} - \frac{h}{2} = 30.6 - \frac{10}{2} = 25.6 \text{ cm}$$

Compte tenu les conventions des signes : $c = -25.6 \text{ cm}$.

$$C = -25.6 \text{ cm.}$$

$$d = 7 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$A' = 0 \quad A = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c)$$

$$p = -3(-25.6)^2 - 0 + \frac{90 \times 2.51}{100}(7 + 25.6)$$

$$\Rightarrow p = -1892.4$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2$$

$$q = -2(-25.6)^3 - 0 - \frac{90 \times 2.51}{100}(7 + 25.6)^2$$

$$q = 31153.7$$

Y_2 : racine de l'équation cubique :

$$y_2^3 + py_2 + q = 0$$

$$y_2^3 - 1892.4y_2 + 31153.7 = 0$$

On calcul :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (31153.7)^2 + \frac{4(-1892.4)^3}{27} = -33450057 \pi 0$$

$$\Delta \pi 0 \Rightarrow \varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) \Rightarrow \varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3(31153.7)}{2(-1892.4)} \sqrt{\frac{-3}{-1892.4}} \right)$$

$$\varphi = \text{Arc cos}(-0.98)$$

$$\varphi = 170.65^0$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 2\sqrt{\frac{-(-1892.4)}{3}} = 50.23 \text{ cm}$$

$$y_{21} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 50.23 \cos\left(\frac{170.65}{3}\right) \Rightarrow y_{21} = 27.44$$

$$y_{22} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^0\right) = 50.23 \cos\left(\frac{170.65}{3} + 120\right) \Rightarrow y_{22} = -50.15$$

$$y_{23} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^0\right) = 50.23 \cos\left(\frac{170.65}{3} + 240\right) \Rightarrow y_{23} = 22.71$$

La distance du centre de pression à l'axe neutre à la fibre supérieur de la section.

$$y_{ser} = y_2 + C$$

$$y_{ser1} = y_{21} + C = 27.44 + (-25.6) = 1.84$$

$$y_{ser2} = y_{22} + c = -50.15 + (-25.6) = -75.75$$

$$y_{ser3} = y_{23} + c = 22.71 + (-25.6) = -2.89$$

Puis $y_1 = y_2 + c$

On prend :

$$0 \leq y_1 \leq d \Rightarrow 0 \leq y_1 = 1.84 \leq 7 \text{ cm} \rightarrow \text{c.v}$$

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} + 15[A'(y_1 - c) - A(d - y_1)]$$

$$S = \frac{100 * (1.84)^2}{2} + 15[-2.51(7 - 1.84)] = 25$$

$$K = \frac{N_{ser}}{100.S} = \frac{1960}{100 \times 25} = 0.748$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0.748 \times 1.84 = 1.44 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.748(7 - 1.84) = 57.89 \text{ Mpa}$$

Alors, on peut conclure que :

$$\sigma_b \leq [\sigma_b] \text{ et } \sigma_s \leq [\sigma_s]$$

Donc et par conséquent, on accepte la valeur de la section des armatures:

$$A = 2.51 \text{ cm}^2 \text{ qui égale a } 5 \text{ } \varnothing 8 \text{ avec } S_{tt} = 20 \text{ cm}$$

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement:

On peut utiliser l'inégalité suivante:

$$[\tau_u] \leq \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ Mpa})$$

Avec $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

$$[\tau_u] \leq \min(2.5; 3 \text{ Mpa})$$

$$[\tau_u] \leq 2.5 \text{ Mpa}$$

Donc on prend

$$[\tau_u] = 2.5 \text{ Mpa}$$

❖ calcul de la contrainte tangente conventionnelle

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ Mpa.}$$

$$V_u = F \times 1.5 = 1000 \times 1.5 = 1500 \text{ N}$$

$$\tau_u \leq [\tau_u]$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Présentation du ferrailage :

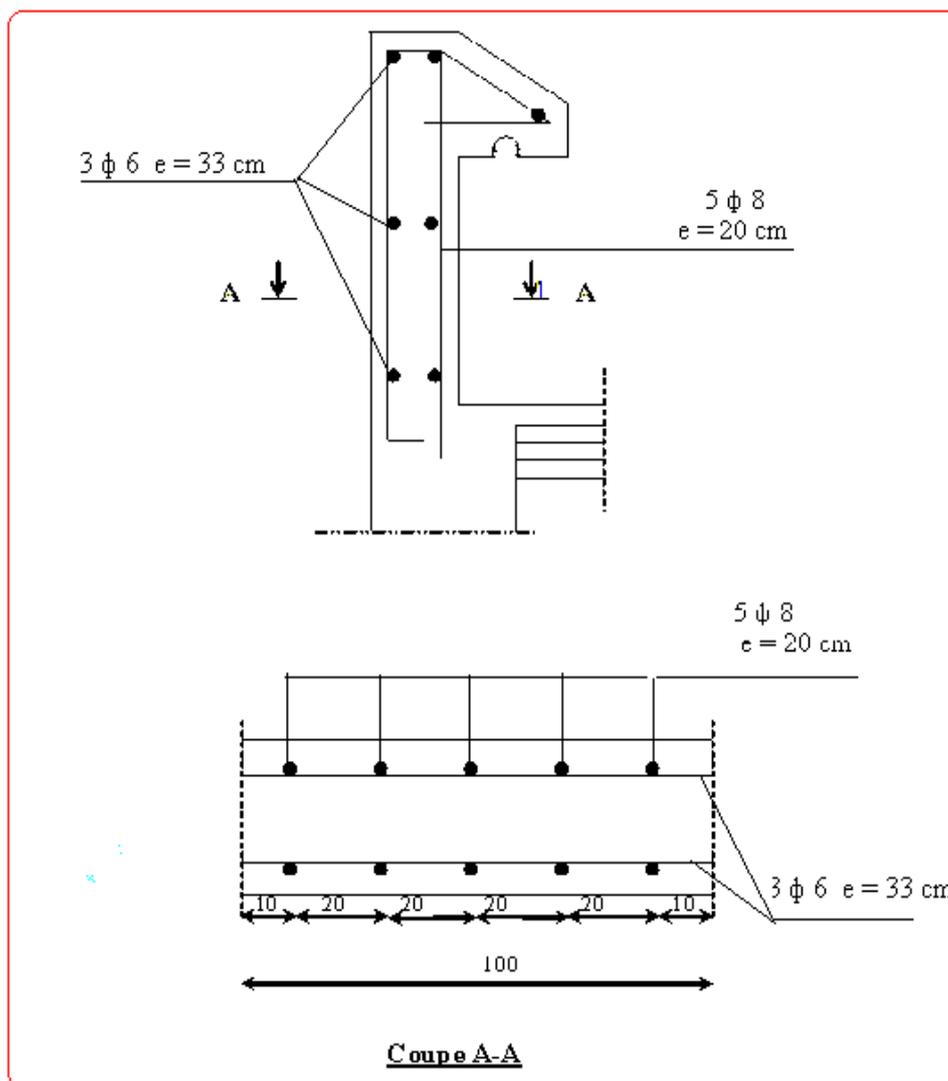


Fig (2) : ferrailage de l'acrotère

IV.2

Etude de plancher

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle de :

- ✓ Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- ✓ Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique

❖ Fonctions nécessaires de plancher :

- ✓ Résistance mécanique
- ✓ Rigidité aux déformations
- ✓ Etanchéité
- ✓ Isolation thermique
- ✓ Résistance à l'incendie accidentel
- ✓ Exigences architecturales, planéité, esthétique ...
- ✓ Economique de matières et de fabrication

❖ Conception des planchers :

La structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**... Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions $(20 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

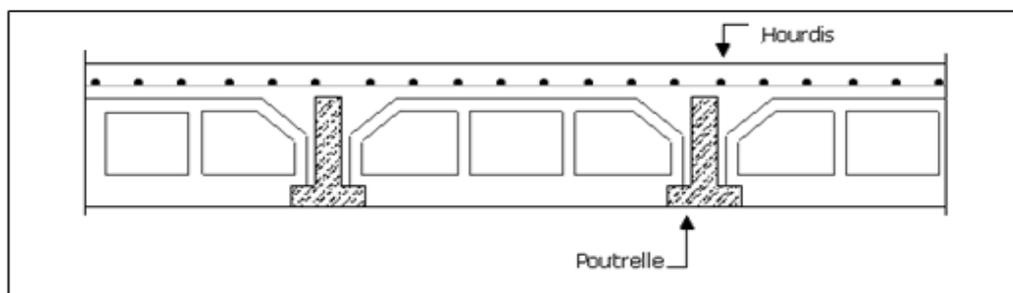
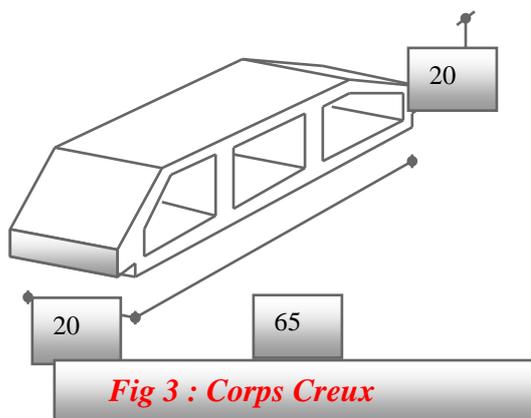


Fig (4) : Composition de plancher corps creux

❖ Plancher corps creux :

Il est constitué de :

- ✓ Hourdis portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.
- ✓ Poutrelles transmettant aux poutres principales les efforts en provenance de l'hourdis.
- ✓ Poutre principale recevant les poutrelles.

❖ Calcul des poutrelles :

Pour la détermination des efforts (M) et (T) on utilise la méthode forfaitaire si :

- ✓ La fissuration n'est pas préjudiciable.
- ✓ Les charges d'exploitation sont modérées $Q_B \leq 2G$
- ✓ Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différents travées
- ✓ Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

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

❖ Méthodes de calcul

Plusieurs méthodes peuvent être utilisé dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple les suivantes méthodes forfaitaire et méthode exacte.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir de bon résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire.

Les méthodes approchées

1. méthodes forfaitaire

Condition d'application

- $\begin{cases} Q \leq 2G \\ Q \leq 500 \text{ Kgm}^2 \end{cases}$
- Inertie constante (I)
- $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
- Fissuration peu nuisible

Calcul des moments :

1-Les moments en appui :

- * $0.2M_0$ pour appui de rive
- * $0.6M_0$ pour poutre de deux travées
- * $0.5M_0$ pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées
- * $0.4M_0$ pour les appuis intermédiaires (plus trois travées)

2- Les moments en travées :

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

2. Méthode de Caquot**Condition d'application :**

$$Q > 2G \text{ et } Q > 500 \text{ Kg/m}^2$$

Les charges permanentes et d'exploitations sont élevées.

Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants

Dimensionnement des poutrelles :

$$h = 20 \text{ cm} ; \quad h_0 = 5 \text{ cm}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm} ; \quad b = 65 \text{ cm}$$

2-1- calcul des planchers :**❖ Plancher étage courant**

D'après le DTR BC 2.2

$$G = 5410 \text{ N/m}^2$$

$$Q = 1500 \text{ N/m}^2.$$

✓ Les combinaisons :**E.L.U**

$$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 0,65$$

$$= (1.35 \times 5410 + 1.5 \times 1500) \times 0.65 = 6209.77 \text{ N/ml}$$

E.L.S

$$P_s = (G + Q) \cdot 0,65$$

$$= (5410 + 1500) \times 0.65 = 4491.5 \text{ N/ml}$$

*On a 3 types des poutres contenues dans la plancher d'étages courants.

- **Type1** : Poutre repose sur 6 appuis
- **Type2** : Poutre repose sur 8 appuis
- **Type3** : Poutre repose sur 4 appuis

Les types des planchers :

Type1 : Poutre repose sur 6 appuis

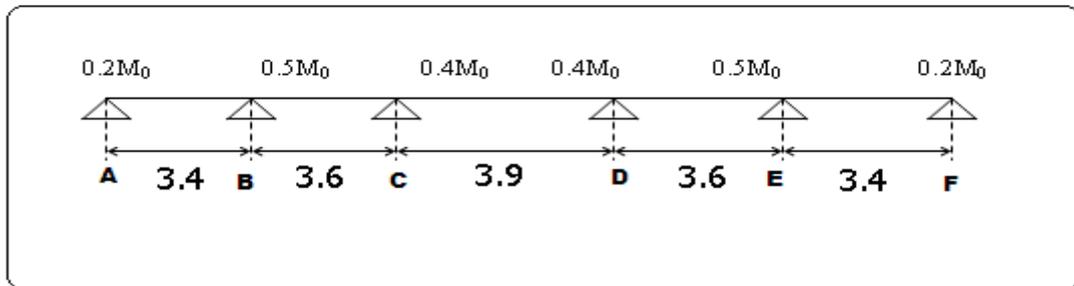


Fig (5) : schéma statique de type 1

***Condition d'application**

* $Q=1500\text{ N}$; $G=5410\text{N}$

$$1500 \leq 2 \times 5410 = 10820\text{N} \quad (\text{C.V})$$

*Les moments d'inertie des poutres sont constantes (I) (C.V)

*Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 (C.V)

$$\frac{3.4}{3.6} = 0.94; \quad \frac{3.6}{3.9} = 0.92; \quad \frac{3.9}{3.6} = 1.08; \quad \frac{3.6}{3.4} = 1.05$$

*Fissuration peu nuisible parce que les planchers sont protégées par l'étanchéité multicouches (C.V)

✓ Donc la méthode forfaitaire est applicable pour les poutrelles dans le sens longitudinal

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1500}{1500+5410} = 0.217$$

***Les moments isostatiques :**

$$L=3.4 \text{ m} \Rightarrow M_0 = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{6209.775 \times 3.4^2}{8} = 8973.12 \text{ N.m}$$

$$L=3.6 \text{ m} \Rightarrow M_0 = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{6209.775 \times 3.6^2}{8} = 10059.83 \text{ N.m}$$

$$L=3.9 \text{ m} \Rightarrow M_0 = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{6209.775 \times 3.9^2}{8} = 11806.33 \text{ N.m}$$

E.L.U	Les travées			E.L.S	Les travées		
	3.4 m	3.6 m	3.9 m		3.4 m	3.6 m	3.9 m
$P_u (\text{N/ml})$	6209.775			$P_s (\text{N/m})$	4491.5		
$M_0 (\text{N.m})$	8973.12	10059.83	11806.33	$M_0 (\text{N.m})$	6490.21	7276.23	8539.46

Les moments en travées :*Cas de travée de rive :**AB=EF

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 6415.78$$

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 6281.18$$

$$M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 5653.07$$

Alors

On peut prendre $M_t = 6415.78$ **Cas de travée intermédiaire :**BC=DE

$$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 6186.79$$

$$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 6035.90$$

$$M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 5351.83$$

Alors

On peut prendre $M_t = 6186.79$

CD

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 7851.20$$

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 7674.11$$

$$M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow \Rightarrow M_t \geq 6280.97$$

Alors

On peut prendre $M_t = 7851.20$

* Les moments de travées :

Travées (m)	E.L.U		E.L.S	
	$M_0(N.m)$	$M_t(N.m)$	$M_0(N.m)$	$M_t(N.m)$
3.4	8973.12	6415.78	6490.21	4640.5
3.6	10059.83	6186.79	7276.23	4474.88
3.9	11806.33	7851.2	8539.46	5678.74

* Les moments en appuis :

Moment en appui	ELU	ELS
	$M_{app}(N.m)$	$M_{app}(N.m)$
0.2	1794.6	1298
0.5	5029.9	3638.1
0.4	4722.5	3415.78

*** Les efforts tranchants :**

$$T(s) = RA - Pu(x) + \frac{M_g - M_d}{L}$$

$$RA = \frac{pL}{2}$$

Alors :

$$T^d = -\frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l} \quad T^g = \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

E.L.U :

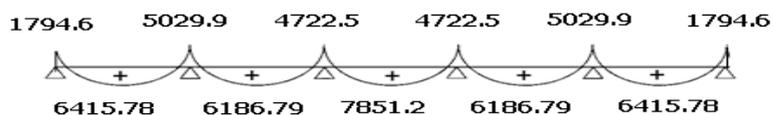
travées	L(m)	T _d (N)	T _g (N)
A-B	3.4	-9605.05	11508.15
B-C	3.6	-11262.97	11092.21
C-D	3.9	-12109.06	12109.06
D-E	3.6	-11092.21	11262.97
E-F	3.4	-11508.15	9605.05

E.L.S :

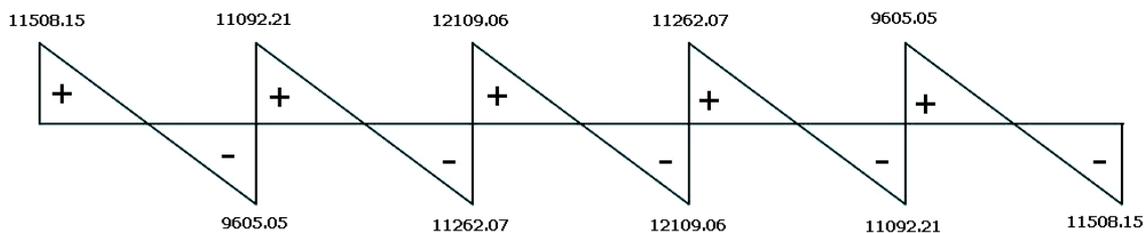
travées	L(m)	T _d (N)	T _g (N)
A-B	3.4	-6947.28	8323.81
B-C	3.6	-8146.45	8022.94
C-D	3.9	-8758.43	8758.43
D-E	3.6	-8022.94	8146.45
E-F	3.4	-8323.81	6947.28

E.L.U

M

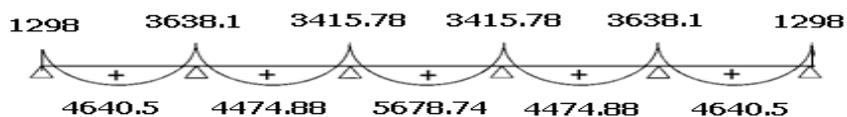


T

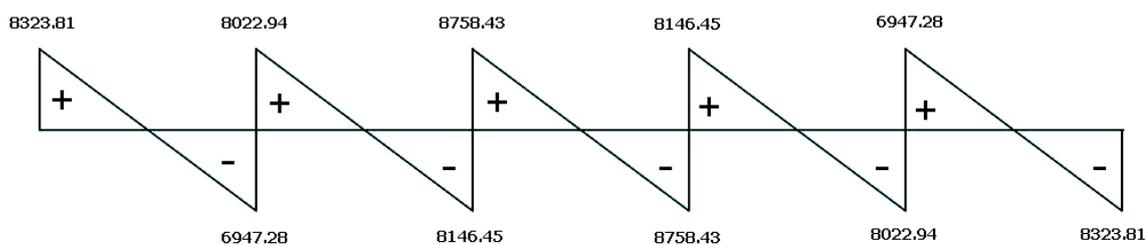


E.L.S

M



T



Type2 : Poutre repose sur 8 appuis

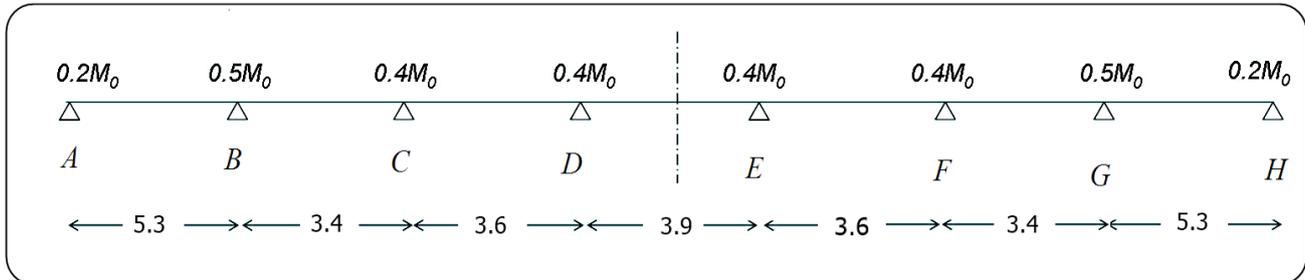


Fig (6) : schéma statique de type 2

Condition d'application

* $Q=1500\text{ N}$; $G=5410\text{ N}$

$$1500 \leq 2 \times 5410 = 10820\text{ N} \quad (\text{C.V})$$

*Les moments d'Inertie des poutres sont constantes (I) (C.V)

* Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0,85 \pi \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

*Fissuration peu nuisible parce que les planchers sont protégées par l'étanchéité multicouches (C.V)

Cette méthode n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée c.a.

d :

$$\frac{5.3}{3.4} = 1.55 \neq 1.25$$

- Donc on utilise *la méthode de Caquot*.

❖ Les moments sur appuis :

- On utilise *la méthode de Caquot* exposée ci-dessous.

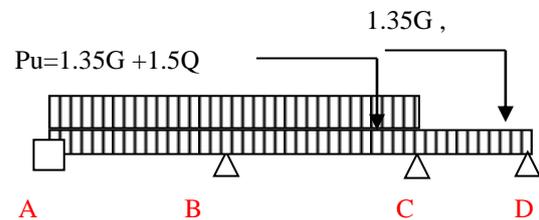
Calcule des moments max au niveau des appuis :

En prend :

$L' = L$ (travée de rive)

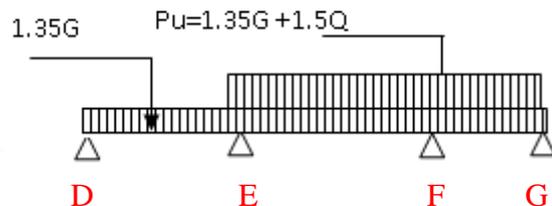
$L' = 0.8 L$ (travée intermédiaire)

Moment max en appui B ; G :



$$M_B = -\frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)} = -\frac{q_u (l_w{}^3 + l_e{}^3)}{8,5(l_w + l_e)} = -\frac{6209.77(5.3^3 + 2.72^3)}{8,5(5.3 + 2.72)} \Rightarrow M_B = -15394.67Nm$$

Moment max en appui C ; F :



$$M_C = -\frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)} = -\frac{q_u (l_w{}^3 + l_e{}^3)}{8,5(l_w + l_e)} = -\frac{6209.77(2.72^3 + 2.88^3)}{8,5(2.72 + 2.88)} \Rightarrow M_C = -5741.63Nm$$

Moment max en appui D ; E:

$$M_D = -\frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)} = -\frac{q_u (l_w{}^3 + l_e{}^3)}{8,5(l_w + l_e)} = -\frac{6209.77(3.12^3 + 2.88^3)}{8,5(3.12 + 2.88)} \Rightarrow M_D = -6606.61Nm$$

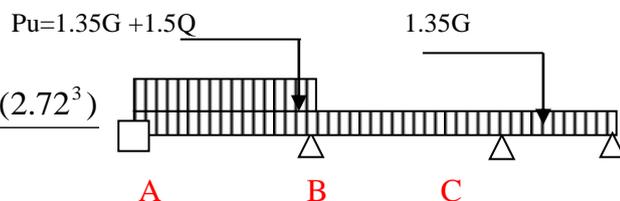
❖ Les moments en travées

✓ Travée AB :

$$M_A = -0,2 \frac{q l^2}{8} \Rightarrow M_w = -4360,8 Nm$$

$$M_B = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} = -\frac{6209,77(5,3^3) + 4747,27(2,72^3)}{8,5(5,3 + 2,72)}$$

$$\Rightarrow M_B = -14962,95 Nm$$



$$X = \frac{L}{2} - \left(\frac{M_A - M_B}{P.L} \right) \Rightarrow X = 2,328 m$$

$$M_{AB} = \frac{PX^2}{2} + M_w \Rightarrow M_{AB} = 12466,38 Nm$$

✓ Travée BC :

$$M_B = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} = -\frac{6209,77(2,72^3) + 4747,27(5,3^3)}{8,5(5,3 + 2,72)}$$

$$\Rightarrow M_B = -12200,7 Nm$$

$$M_C = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} = -\frac{6209,77(2,72^3) + 4747,27(2,88^3)}{8,5(2,88 + 2,72)}$$

$$\Rightarrow M_C = -5007,67 Nm$$

$$X = \frac{L}{2} - \left(\frac{M_B - M_C}{P.L} \right) \Rightarrow X = 2,04 m$$

$$M_{BC} = \frac{PX^2}{2} + M_w \Rightarrow M_{BC} = 720,6 Nm$$

- Après la minoration on aura :

$$\beta = \frac{\frac{2}{3} * 1,35Pg + 1,5Pq}{1,5Pq + 1,35Pg}$$

$$\beta = 0,745$$

Les moments en appuis :

$$M_{A;H} = -3248.8 \text{ N.m}$$

$$M_{B;G} = -11469.03 \text{ N.m}$$

$$M_{C;F} = -4277.5 \text{ N.m}$$

$$M_{D;E} = -4921.92 \text{ N.m}$$

Les moments en travées :

$$M_{AB} = 9287.45 \text{ N.m}$$

$$M_{EF} = 5638.5 \text{ N.m}$$

$$M_{BC} = 536.85 \text{ N.m}$$

$$M_{FG} = 547.67 \text{ N.m}$$

$$M_{CD} = 3430 \text{ N.m}$$

$$M_{GH} = 9284.06 \text{ N.m}$$

$$M_{DE} = 4384.1 \text{ N.m}$$

❖ *Les efforts tranchants :*

$$T_D = -\frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l} \quad T_G = \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

✓ *Travée AB :*

$$T_D = -16455.89 + \frac{-14962.95 + 4360.8}{5.3} \Rightarrow T_D = -18456.29 \text{ N}$$

$$T_G = 16455.89 + \frac{-14962.95 + 4360.8}{5.3} \Rightarrow T_G = 14455.49 \text{ N}$$

✓ *Travée BC :*

$$T_D = -10556.6 + \frac{-5007.67 + 12200.7}{3.4} \Rightarrow T_D = -8441 \text{ N}$$

$$T_G = 10556.6 + \frac{-5007.67 + 12200.7}{3.4} \Rightarrow T_G = 12672.2 \text{ N}$$

✓ *Travée CD :*

$$T_D = -11177.5 + \frac{-5735.66 + 5123.33}{3.6} \Rightarrow T_D = -11347.7 \text{ N}$$

$$T_G = 11177.5 + \frac{-5735.66 + 5123.33}{3.6} \Rightarrow T_G = 11007.5 \text{ N}$$

✓ *Travée DE :*

$$T_D = -12109 \text{ N}$$

$$T_G = 12109 \text{ N}$$

✓ *Travée EF :*

$$T_D = -11007.5 \text{ N}$$

$$T_G = 11347.7 \text{ N}$$

✓ **Travée FG :**

$$T_D = -12672.2N$$

$$T_G = 8441N$$

✓ **Travée GH :**

$$T_D = -14455.49N$$

$$T_G = 18456.29N$$

* **Les moments de travées :**

<i>Travées</i> (m)		<i>E.L.U</i>	<i>E.L.S</i>
		$M_t(N.m)$	$M_t(N.m)$
AB	5.3	9287.45	6709.9
BC	3.4	536.85	321.96
CD	3.6	3430	2454.77
DE	3.9	4384.1	3142.11
EF	3.6	5638.5	2463.34
FG	3.4	547.67	319.8
GH	5.3	9284.06	6677

* **Les moments en appuis :**

<i>appuis</i>		<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>	<i>E</i>	<i>F</i>	<i>G</i>	<i>H</i>
<i>coeff</i>		0,2	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,2
M a (N.m)	ELU	-3248.8	-11469.03	-4277.5	-4921.92		-4277.5	-11469.03	-3248.8
	ELS	-2349.7	-8295.5	-3093.9	-3560		-3093.9	-8295.5	-2349.7

Type3 : *Poutre repose sur 4 appuis*

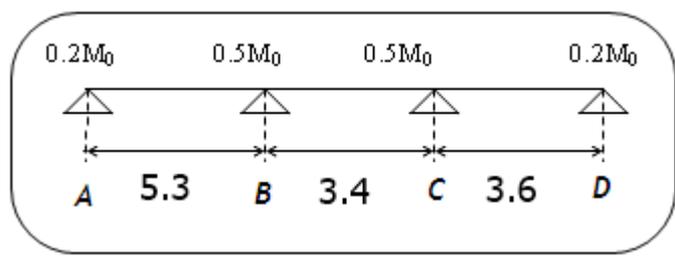


Fig (7) : schéma statique de type 3

Condition d'application

*Q=1500 N ; G=5410 N

$$1500 \leq 2 \times 5410 = 10820 \text{ N} \quad (\text{C.V})$$

*Les moments d'Inertie des poutres sont constantes (I) (C.V)

* Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0,85 \pi \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

*Fissuration peu nuisible parce que les planchers sont protégés par l'étanchéité

Multicouches (C.V)

Cette méthode n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée c.a.d :

$$\frac{5.3}{3.4} = 1.55 \neq 1.25$$

- Donc on utilise *la méthode de Caquot*.

* Les moments de travées :

<i>Travées</i>		<i>E.L.U</i>	<i>E.L.S</i>
<i>(m)</i>		$M_t(N.m)$	$M_t(N.m)$
AB	5.3	9287.45	6709.91
BC	3.4	536.85	418.32
CD	3.6	4189.43	3020.66

* Les moments en appuis :

<i>appuis</i>		<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>
<i>coeff</i>		0,2	0,5	0,5	0.2
<i>M a</i> <i>(N.m)</i>	<i>ELU</i>	-3248.8	-11469.03	-5750.95	-1498.91
	<i>ELS</i>	-2349.73	-8295.50	-4159.63	-1084.16

♣ TABLEAU RÉCAPITULATIF :

	<i>Mmax à l'appui</i> <i>(Nm)</i>	<i>Mmax à la travée(Nm)</i>	<i>Tmax</i>
<i>ELU</i>	-11469.03	9287.45	18456.29
<i>ELS</i>	-8295.5	6709.92	

2-2- Calcul du ferrailage :❖ *L'enrobage :*

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}$$

* $c_0 \geq 1 \text{ cm}$ (fissuration peu préjudiciable)

$$*\phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{25}{10} = 2.5$$

$$\Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm.} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{2.5}{2} = 2.25$$

Alors on adopte $c=3 \text{ cm}$.

❖ *Calcul des armatures longitudinales :*✓ *En travées :*

$$M_u = 9287.45 \text{ N.m}$$

Le moment fléchissant (M_{table}).

$$M_{Tab} = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$= 14.2 \times 65 \times 4 \left(22 - \frac{4}{2} \right) = 73840 \text{ N.m}$$

$$M_u^{\max} = 9287.45 < 73840 \text{ N.m}$$

Donc la section en "T" sera calculer comme une section rectangulaire de largeur b .

✓ *En appuis :*

$$M_{app} = -11469.03 \text{ N.m} \Rightarrow M_{app} < 0.$$

Le moment sur appuis est négatif donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue.

Alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

* *Tableau récapitulatif des résultats :*

élément	$M(\text{N.m})$	$b_0(\text{cm})$	μ	μ_1	α	β	$A_{cal} (\text{cm}^2)$
<i>Appuis</i>	11469.03	10	0.167	0.392	0.230	0.908	1.65
<i>Travée</i>	9287.45	65	0.02	0.392	0.025	0.99	1.23

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 b.d. \frac{f_{t28}}{f_l}$$

$$f_{ij} = f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

✓ En travée :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 1.73 \text{ cm}^2$$

✓ En appuis :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

❖ Pourcentage minimale :

$$A'_m \geq 0.001 b h$$

✓ En travée :

$$A'_m \geq 0.001 \times 65 \times 25 = 1.62 \text{ cm}^2$$

✓ En appuis :

$$A'_m \geq 0.001 \times 10 \times 25 = 0.25 \text{ cm}^2$$

* Tableau récapitulatif des résultats :

Elément	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A'_m (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	$A_{adopte}(cm^2)$
Travée	1.23	1.73	1.62	1.73	2HA12=2.26
Appuis	1.65	0.26	0.25	1.74	2HA12=2.26

❖ Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est peu préjudiciable alors on va vérifier la contrainte due à la section du béton σ_b est la contrainte max due à l'acier σ_s .

Calculer y_1 par résolution de l'équation :

$$\frac{b y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

La résolution pratique de cette équation est donnée par les formules :

$$D = \frac{15A}{b}$$

$$E = 2Dd$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$\alpha_1 = \frac{y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3}$$

$$k_1 = \frac{15(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A\beta_1 d} \qquad \sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 b d^2}$$

✓ **En travée :**

$$D = \frac{15A}{b} = \frac{15 \times 2.26}{65} = 0.521 \quad , \quad E = 2Dd = 2 \times 0.521 \times 22 = 22.92$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 4.3$$

$$\alpha_1 = \frac{y_1}{d} = 0.195 \quad , \quad \beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} = 0.93$$

$$k_1 = \frac{15(1 - \alpha_1)}{\alpha_1} = 61.92$$

$$\sigma_s = \frac{M'_s}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{6709.92}{2.26 \times 0.93 \times 22} = 145.11 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot M'_s}{A \cdot \beta_1 \cdot d^2} = \frac{2 \times 6709.92}{2.26 \times 0.93 \times 22^2} = 13.19 \text{ Mpa}$$

$$\text{FeE400} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 145.11 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 13.19 \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

*Alors la condition est vérifiée.

✓ **Sur appuis :**

$$D = \frac{15A}{b_0} = \frac{15 \times 2.26}{10} = 3.39 \dots ; \dots E = 2 \times D \times d = 2 \times 3.39 \times 22 = 149.16$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -3.39 + \sqrt{3.39^2 + 149.16} = 9.28$$

$$\alpha_1 = \frac{y_1}{d} = \frac{9.28}{22} = 0.42 \dots ; \dots ; \dots \beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} = 1 - \frac{0.42}{3} = 0.86$$

$$k_1 = \frac{15(1 - \alpha_1)}{\alpha_1} = \frac{15(1 - 0.42)}{0.42} = 20.71$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^{appui}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{8295.5}{2.26 \times 0.86 \times 22} = 194 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 194 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot M_s^{appui}}{\alpha_1 \cdot \beta_1 \cdot b_0 \cdot d^2} = \frac{2 \times 8295.5}{0.42 \times 0.86 \times 10 \times 22^2} = 9.49 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 9.49 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

*Alors la condition est vérifiée.

❖ Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après BAEL91 (A.5.1, 1).....page51

$$\text{La contrainte tangente : } \tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times 2}$$

T_u : la valeur de l'effort tranchant vis -à -vis à l'E.L.U

b_0 : désigne la largeur de l'âme.

d : la hauteur utile de la nervure.

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{18456.29}{100 \times 220} = 0,84 \text{ Mpa}$$

Les armatures d'âme sont droit (\perp à la fibre moyenne) donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs.

$$\bar{\tau} = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \quad \bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right)$$

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

$$\Rightarrow \tau_u = 0.84 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots (C.V)$$

❖ Diamètre minimale ϕ_t :BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right).$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right) = \left(\frac{250}{35}, 12, \frac{100}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(7.14; 12; 10)$$

Soit $\phi_t = 6 \text{ mm}$.

- Donc en adopte des cadres $\phi 6$ d'où :

$$A_t = 2 \phi 6 = 0.56 \text{ cm}^2 \text{ de nuance FeE235}$$

❖ Espacement des cadres : BAEL91 (A.5.1, 22)

$$* St_1 \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = 19.8 \text{ cm}.$$

$$* St_2 \leq \frac{A_t F_e}{0.4 b_0} = \frac{0.56 \times 235}{0.4 \times 10} = 32.9 \text{ cm}.$$

$$* St_3 \leq \frac{0.9 \times A_t \cdot f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - K \cdot 0.3 \times f_{t28})} \dots \dots \dots \text{Avec } K = 1 \text{ (en flexion simple.)}$$

$$St_3 \leq \frac{0.9 \times 0.56 \times 235}{1.15 \times 10 \times (0.84 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} = 49.04 \text{ cm}$$

Soit $St \leq \min(St_1, St_2, St_3) \Rightarrow St \leq 19.8$.

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

❖ *Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :*

BAEL91 (A.5.1, 313) page 57

- sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \frac{0,8 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b \times 2}$$

Au maximum $a=0,9d=0,9 \times 22=19.8 \text{ cm}$

$$\frac{0.8 \times 100 \times 19.8 \times 10 \times 25}{1.5 \times 2} = 132000 \text{ N} \Rightarrow V_u < 132000 \text{ N} \dots\dots\dots C.V$$

- Au droit d'appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit

être telle que l'on ait : $A \geq \gamma_s \frac{V_s}{f_e}$

$$A=2.26 \text{ cm}^2=226 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_s \frac{V_s}{f_e} = 1.15 \times \frac{18456.29}{400} = 53.06 \text{ mm}^2$$

$$A=226 \text{ mm}^2 \geq 53.06 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots C.V$$

❖ *Condition de la flèche :*

BAEL91 (B.6.8, 424)page 172-173

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{25}{330} = 0.08 > 0.028 \dots\dots\dots C.V$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M t}{15 M_0} \Rightarrow 0.08 > 0.049 \dots\dots\dots C.V$$

$$\frac{A}{b_\phi \cdot d} \leq \frac{3.60}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65 \times 22} = 0.001 < 0.009 \dots\dots\dots C.V$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

❖ *La dalle mince (Table de compression) :*

BAEL91 (B.6.8, 423)page 171

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm

Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 33cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- Treillis soudé FeE235 \longrightarrow $f_e=235 \text{ MPa}$

❖ *Les sections des armatures perpendiculaires aux nervures doivent satisfaire à la condition suivante :*

L'écartement « L » entre axes des nervures égales à 65 cm donc : $L_n = 65 \text{ cm}$
 $50 \text{ cm} < L_n < 80 \text{ cm}$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{235} \Rightarrow A_{\perp} = 1,106 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_{\perp} = 6\phi 5 = 1,17 \text{ cm}^2$

Espacement :

n : nombres des barres

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm}$$

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

❖ *Pour les armatures parallèles aux nervures :*

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{1,106}{2}$$

$A_{//} = 0,55 \text{ cm}^2$

En adopte : $A_{//} = 3\phi 5 = 0,59 \text{ cm}^2$

Espacement :

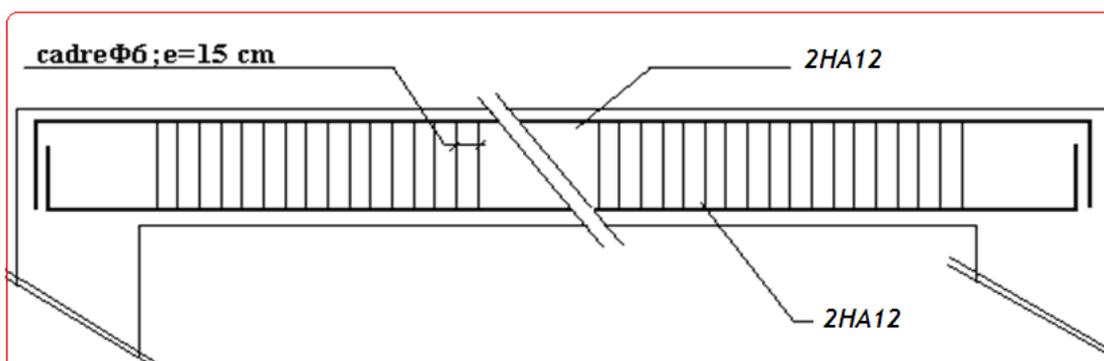
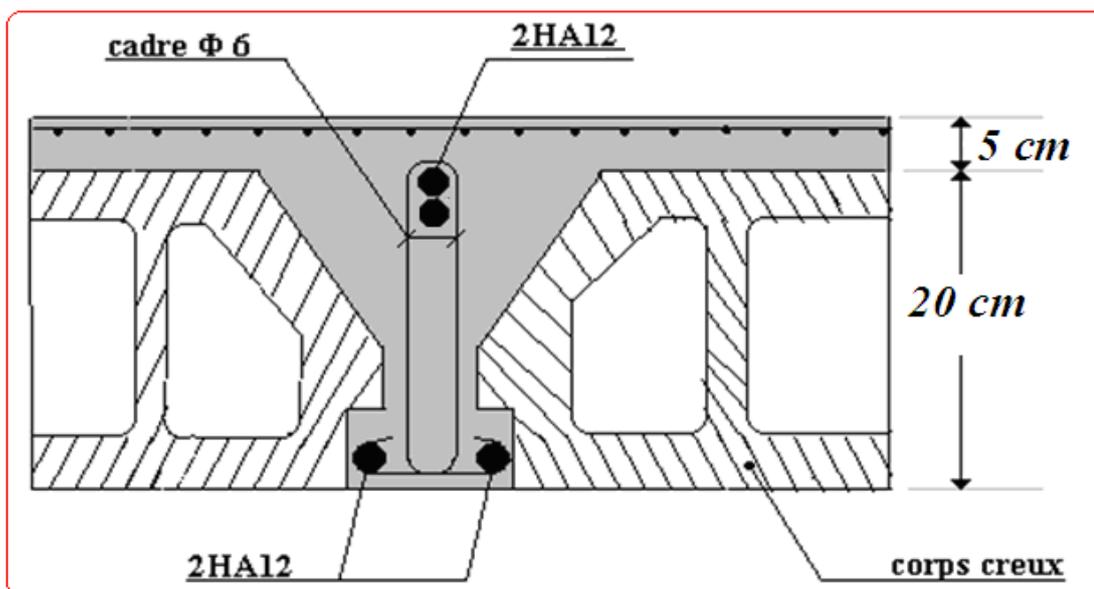
$$S_t = \frac{100}{n} \Rightarrow S_t = \frac{100}{3} = 33,3 \text{ cm}$$

$S_t = 30 \text{ cm}$

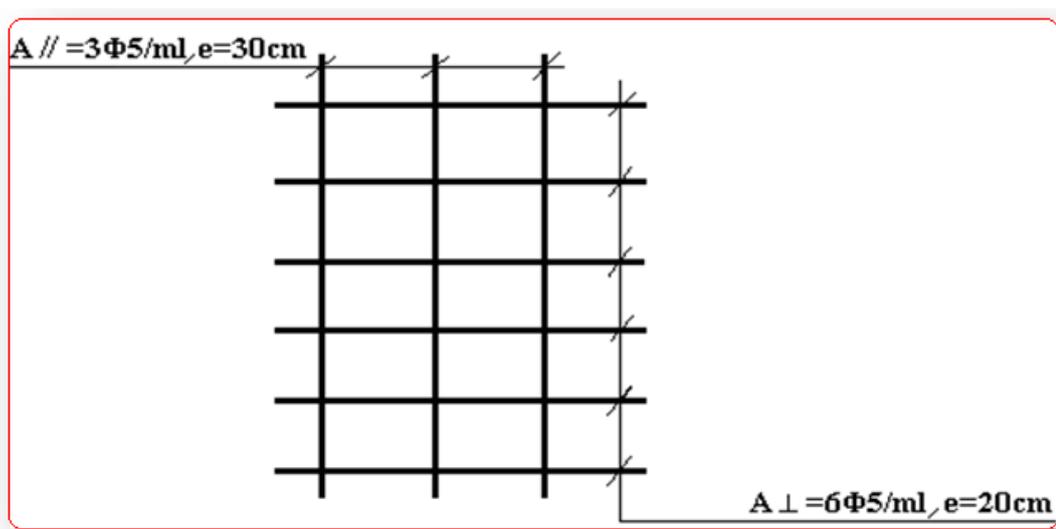
Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension (150x300) mm²

$A_{//} = 3\phi 5/\text{ml}; e = 30 \text{ cm}$

$A_{\perp} = 6\phi 5/\text{ml}; e = 20 \text{ cm}$



❖ Fig-8-Ferrailage de plancher étage courant



❖ Fig-9-Ferrailage de la dalle mince (Treillis soudée)

❖ Plancher terrasse :

D'après le DTR BC 2.2

$$G = 5580 \text{ N/m}^2.$$

$$Q = 1000 \text{ N/m}^2.$$

✓ **Les combinaisons :**

E.L.U

$$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 0,65$$

$$= (1,35 \times 5580 + 1,5 \times 1000) \times 0,65 = 5871,45 \text{ N/ml}$$

$$P_{uEC} = 5871,45 \text{ N/ml}$$

E.L.S

$$P_s = (G + Q) \cdot 0,65 = (5580 + 1000) \times 0,65 = 4277 \text{ N/ml}$$

$$P_{sEC} = 4277 \text{ N/ml}$$

✓ **Les types des planchers :**

*On a 2 types des poutres contenues dans la plancher d'étages courants.

Type1 : Poutre repose sur 6 appuis

Type2 : Poutre repose sur 8 appuis

Type3 : Poutre repose sur 4 appuis

Type1 :

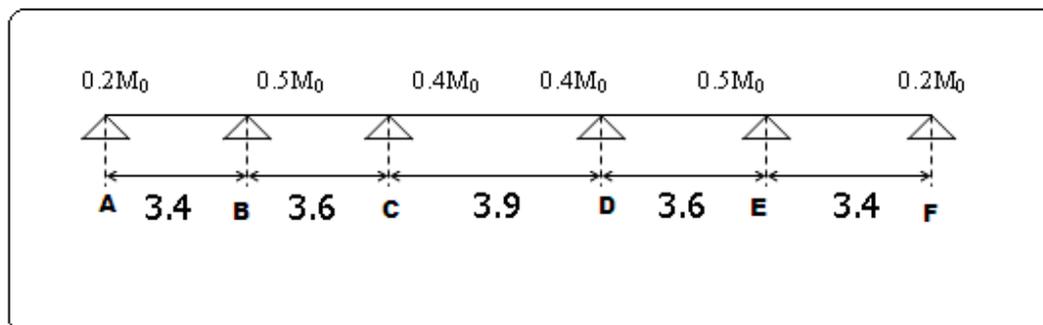


Fig (10) : schéma statique de type 1

Condition d'application

*Q=1000 N ; G=5580 N

$$1000 \leq 2 \times 5580 = 11160 \text{ N} \quad (\text{C.V})$$

*Les moments d'inertie des poutres sont constantes (I) (C.V)

*Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 (C.V)

$$\frac{3.4}{3.6} = 0.94; \quad \frac{3.6}{3.9} = 0.92; \quad \frac{3.9}{3.6} = 1.08; \quad \frac{3.6}{3.4} = 1.05$$

*Fissuration peu nuisible parce que les planchers sont protégées par l'étanchéité multicouches (C.V)

✓ Donc la méthode forfaitaire est applicable pour les poutrelles dans le sens longitudinal

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1000}{1000 + 5580} = 0.152$$

Les moments isostatiques :

$$L=3.4 \text{ m} \Rightarrow M_0 = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{5871.45 \times 3.4^2}{8} = 8484.24 \text{ N.m}$$

$$L=3.6 \text{ m} \Rightarrow M_0 = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{5871.45 \times 3.6^2}{8} = 9511.75 \text{ N.m}$$

$$L=3.9 \text{ m} \Rightarrow M_0 = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{5871.45 \times 3.9^2}{8} = 11163 \text{ N.m}$$

<i>E.L.U</i>	<i>Les travées</i>			<i>E.L.S</i>	<i>Les travées</i>		
	3.4 m	3.6 m	3.9 m		3.4 m	3.6 m	3.9 m
$P_u (\text{N/ml})$	5871.45			$P_s (\text{N/m})$	4277		
$M_0 (\text{N.m})$	8484.24	9511.75	11163	$M_0 (\text{N.m})$	6180.26	6928.74	8131.65

Les moments en travées :

- **Cas de travée de rive :**

AB=EF

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 5896.55$$

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 5939$$

$$M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 5284$$

Alors

$$M_t \geq 5939 \Rightarrow \text{on peut prendre } M_t = 5939$$

- **Cas de travée intermédiaire :**

BC=DE

$$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 5659.5$$

$$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 5707.05$$

$$M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 4972.74$$

Alors

$$M_t \geq 5707.05 \Rightarrow \text{on peut prendre } M_t = 5707.05$$

CD

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 7206.83$$

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 7255.95$$

$$M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow \Rightarrow M_t \geq 5836$$

Alors

$$M_t \geq 7255.95 \Rightarrow \text{on peut prendre } M_t = 7255.95$$

* Les moments de travées :

Travées (m)	E.L.U		E.L.S	
	$M_0(N.m)$	$M_t(N.m)$	$M_0(N.m)$	$M_t(N.m)$
3.4	8484.24	5939	6180.26	4326.2
3.6	9511.75	5707.05	6928.74	4157.24
3.9	11163	7255.95	8131.65	5285.57

* Les moments en appuis :

Moment en appui	E.L.U	E.L.S
	$M_{app}(N.m)$	$M_{app}(N.m)$
0.2	1696.85	1236
0.5	4755.9	3464.37
0.4	4465.2	3252.66

* Les efforts tranchants :

$$T(s) = RA - Pu(x) + \frac{M_g - M_d}{L}$$

$$RA = \frac{pL}{2}$$

Alors :

$$T^d = -\frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l} \quad T^g = \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

E.L.U :

travées	L(m)	$T_d(N)$	$T_g(N)$
A-B	3.4	-9081.7	10881.2
B-C	3.6	-13049.73	10487.86
C-D	3.9	-11742.9	11449.32
D-E	3.6	-9825.8	10649.36
E-F	3.4	-10730	9081.7

E.L.S :

travées	L(m)	$T_d(N)$	$T_g(N)$
A-B	3.4	-6725.6	7816.2
B-C	3.6	-6956.6	7157.5
C-D	3.9	-8554	8554
D-E	3.6	-7157.5	6956.6
E-F	3.4	-7816.2	6725.6

Type2 :

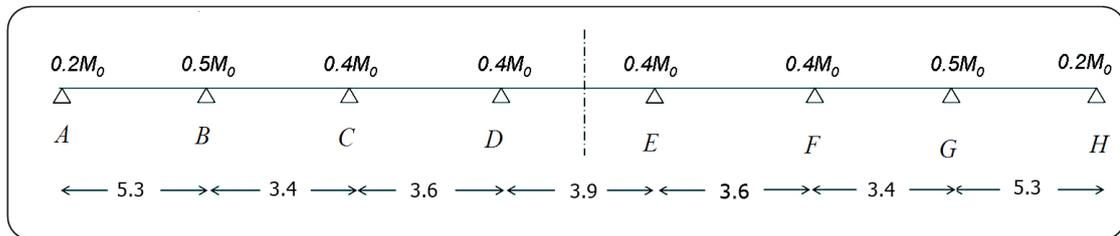


Fig (11) : schéma statique de type 2

Condition d'application* $Q=1000\text{ N}$; $G=5580\text{N}$

$$1000 \leq 2 \times 5580 = 11160\text{ N} \quad (\text{C.V})$$

*Les moments d'Inertie des poutres sont constantes (I) (C.V)

* Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0,85 \pi \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

*Fissuration peu nuisible parce que les planchers sont protégées par l'étanchéité multicouches (C.V)

Cette méthode n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée c.a. d :

$$\frac{5.3}{3.4} = 1.55 \not\leq 1.25$$

Donc on utilise *la méthode de Caquot*.

❖ Les moments sur appuis :

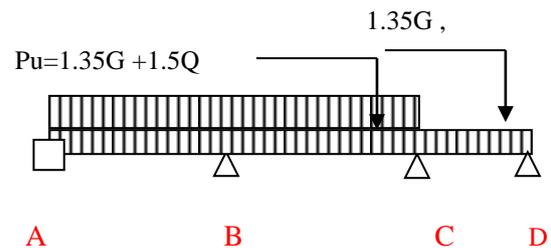
- On utilise *la méthode de Caquot* exposée ci-dessous.

Calcul des moments max au niveau des appuis :

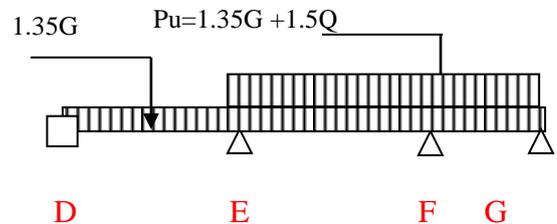
En prend :

$L' = L$ (travée de rive)

$L' = 0.8 L$ (travée intermédiaire)

Moment max en appui B ; G :

$$M_B = -\frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')} = -\frac{q_u (l_w'^3 + l_e'^3)}{8,5(l_w' + l_e')} = -\frac{5871.45 (5.3^3 + 2.72^3)}{8,5(5.3 + 2.72)} \Rightarrow M_B = -14555.9 Nm$$

Moment max en appui C ; F :

$$M_C = -\frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')} = -\frac{q_u (l_w'^3 + l_e'^3)}{8,5(l_w' + l_e')} = -\frac{5871.45 (2.72^3 + 2.88^3)}{8,5(2.72 + 2.88)} \Rightarrow M_C = -5428.8 Nm$$

Moment max en appui D ; E :

$$M_D = -\frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')} = -\frac{q_u (l_w'^3 + l_e'^3)}{8,5(l_w' + l_e')} = -\frac{5871.45 (3.12^3 + 2.88^3)}{8,5(3.12 + 2.88)} \Rightarrow M_D = -6246.67 Nm$$

❖ Les moments en travées

✓ Travée AB :

$$M_A = -0,2 \frac{q l^2}{8} \Rightarrow M_w = -4123.2 Nm$$

$$M_B = -\frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')} = -\frac{5871.45(5.3^3) + 4896.45(2.72^3)}{8,5(5.3 + 2.72)}$$

$$\Rightarrow M_B = -14268.13 Nm$$

$$X = \frac{L}{2} - \left(\frac{M_A - M_B}{P.L} \right) \Rightarrow X = 2.324 m$$

$$M_{AB} = \frac{PX^2}{2} + M_w \Rightarrow M_{AB} = 11732.58 Nm$$

✓ Travée BC :

$$M_B = -\frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')} = -\frac{5871.45(2.72^3) + 4896.45(5.3^3)}{8,5(5.3 + 2.72)}$$

$$\Rightarrow M_B = -12426.6 Nm$$

$$M_C = -\frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')} = -\frac{5871.45(2.88^3) + 4896.45(3.12^3)}{8,5(3.12 + 2.88)}$$

$$\Rightarrow M_C = -4939.5 Nm$$

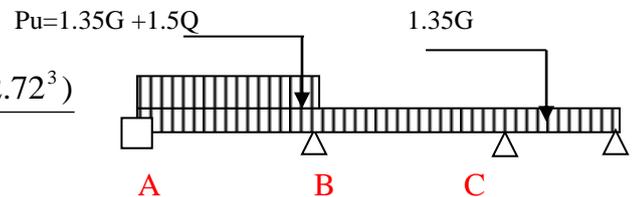
$$X = \frac{L}{2} - \left(\frac{M_B - M_C}{P.L} \right) \Rightarrow X = 2.075 m$$

$$M_{BC} = \frac{PX^2}{2} + M_w \Rightarrow M_{BC} = 213.53 Nm$$

• Après la minoration on aura :

$$\beta = \frac{\frac{2}{3} * 1.35 P_g + 1.5 P_q}{1.5 P_q + 1.35 P_g}$$

$$\beta = 0.722$$



Les moments en appuis :

$$M_{A;H} = -2976.95 \text{ N.m}$$

$$M_{B;G} = -10509.36 \text{ N.m}$$

$$M_{C;F} = -3919.60 \text{ N.m}$$

$$M_{D;E} = -4510.10 \text{ N.m}$$

Les moments en travées :

$$M_{AB} = 8470.92 \text{ N.m}$$

$$M_{EF} = 3007.42 \text{ N.m}$$

$$M_{BC} = 154.17 \text{ N.m}$$

$$M_{FG} = 154.89 \text{ N.m}$$

$$M_{CD} = 3018.48 \text{ N.m}$$

$$M_{GH} = 8470.75 \text{ N.m}$$

$$M_{DE} = 3879.38 \text{ N.m}$$

❖ *Les efforts tranchants :*

$$T_D = -\frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l} \quad T_G = \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

✓ *Travée AB :*

$$T_D = -15559.34 + \frac{-14268.13 + 4123.2}{5.3} \Rightarrow T_D = -17473.48 \text{ N}$$

$$T_G = 15559.34 + \frac{-14268.13 + 4123.2}{5.3} \Rightarrow T_G = 13645.20 \text{ N}$$

✓ *Travée BC :*

$$T_D = -9981.46 + \frac{-4939.5 + 12426.6}{3.4} \Rightarrow T_D = -7779.46 \text{ N}$$

$$T_G = 9981.46 + \frac{-4939.5 + 12426.6}{3.4} \Rightarrow T_G = 12183.46 \text{ N}$$

✓ *Travée CD :*

$$T_D = -10568.61 + \frac{-5666.04 + 5016.6}{3.6} \Rightarrow T_D = -10749 \text{ N}$$

$$T_G = 10568.61 + \frac{-5666.04 + 5016.6}{3.6} \Rightarrow T_G = 10388.21 \text{ N}$$

✓ *Travée DE :*

$$T_D = -11449.32 \quad T_G = 11449.32$$

✓ *Travée EF :*

$$T_D = -10388.21 \text{ N}$$

$$T_G = 10749 \text{ N}$$

✓ Travée FG :

$$T_D = -12183.46N$$

$$T_G = 7779.46N$$

✓ Travée GH :

$$T_D = -13645.20N$$

$$T_G = 17473.48N$$

* Les moments de travées :

Travées (m)		E.L.U	E.L.S
		$M_t(N.m)$	$M_t(N.m)$
AB	5.3	8470.92	6163.37
BC	3.4	154.17	120.3
CD	3.6	3018.48	2114
DE	3.9	3879.38	2827.2
EF	3.6	3007.42	1089.5
FG	3.4	154.89	119
GH	5.3	8470.75	6163.07

* Les moments en appuis :

appuis		A	B	C	D	E	F	G	H
coeff		0,2	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,2
M a (N.m)	ELU	-2976.95	-10509.36	-3919.6	-4510.10	-3919.6	-10509.36	-2976.95	
	ELS	-2168.54	-7655.46	-2855.2	-3285.34	-2855.2	-7655.46	-2168.54	

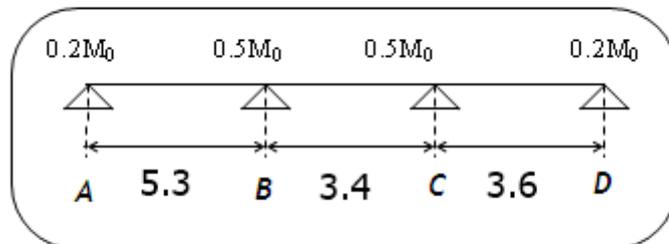
Type3 : *Poutre repose sur 4 appuis*

Fig (12) : schéma statique de type 2

Condition d'application

*Q=1000 N ; G=5580 N

$$1000 \leq 2 \times 5580 = 11160 \text{ N} \quad (\text{C.V})$$

*Les moments d'Inertie des poutres sont constantes (I) (C.V)

* Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0,85 \pi \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

*Fissuration peu nuisible parce que les planchers sont protégées par l'étanchéité

Multicouches (C.V)

Cette méthode n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée
c.a. d :

$$\frac{5.3}{3.4} = 1.55 \not\leq 1.25$$

- Donc on utilise *la méthode de Caquot*.

* Les moments de travées :

<i>Travées</i> (m)		<i>E.L.U</i>	<i>E.L.S</i>
		$M_t(N.m)$	$M_t(N.m)$
AB	5.3	8470.92	6163.37
BC	3.4	154.17	120.3
CD	3.6	3879.38	2114

* Les moments en appuis :

<i>appuis</i>		<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>
<i>coeff</i>		0,2	0,5	0,5	0.2
<i>M a</i> (N.m)	<i>ELU</i>	-2976.95	-10509.36	-3919.60	-1373.4
	<i>ELS</i>	-2168.54	-7655.46	-2855.2	-1000.51

♣ TABLEAU RÉCAPITULATIF :

	<i>Mmax à l'appui</i> (Nm)	<i>Mmax à la travée(Nm)</i>	<i>Tmax</i>
<i>ELU</i>	-10509.36	8470.92	17473.48
<i>ELS</i>	-7655.46	6163.37	

2-3- Calcul du ferrailage :❖ *L'enrobage :*

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}$$

* $c_0 \geq 1 \text{ cm}$ (fissuration peu préjudiciable).BAEL91.A.7.1

$$*\phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{25}{10} = 2.5$$

$$\Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm.} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{2.5}{2} = 2.25$$

Alors on adopte $c=3 \text{ cm}$.

❖ *Calcul des armatures longitudinales :*✓ *En travées :*

$$M_u = 8470.92 \text{ N.m}$$

Le moment fléchissant (M_{table}).

$$M_{Tab} = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$= 14.2 \times 65 \times 4 \left(22 - \frac{4}{2} \right) = 73840 \text{ N.m}$$

$$M_u^{\max} = 8470.92 < 73840 \text{ N.m}$$

Donc la section en "T" sera calculer comme une section rectangulaire de largeur b .

✓ *En appuis :*

$$M_{app} = -10509.36 \text{ N.m} \Rightarrow M_{app} < 0.$$

Le moment sur appuis est négatif donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

* *Tableau récapitulatif:*

Élément	M(N.m)	b ₀ (cm)	μ	μ _l	α	β	A _{calc} (cm ²)
Appuis	10509.36	10	0.153	0.392	0.21	0.916	1.50
Travée	8470.92	65	0.02	0.392	0.025	0.99	1.12

❖ *Condition de non fragilité et section minimal*

✓ *Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2,1)*

$$\rho \geq 0.23 \frac{f_{ij}}{f_e} \text{ Avec } \rho = \frac{A_s}{b.d}$$

$$A_{min} \geq 0.23 b.d. \frac{f_{r28}}{f_l}$$

$$f_{ij} = f_{r28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

En travée :

$$A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 1.73 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

✓ *Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4)*

$$A'_m \geq 0.001 b h$$

En travée :

$$A'_m \geq 0.001 \times 65 \times 25 = 1.62 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$A'_m \geq 0.001 \times 10 \times 25 = 0.25 \text{ cm}^2$$

* *Tableau récapitulatif:*

Élément	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A' _m (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
Travée	1.12	1.73	1.62	1.73	2HA12=2.26
Appuis	1.50	0.26	0.25	1.50	2HA12=2.26

❖ **Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration est peu préjudiciable alors on va vérifier la contrainte due à la section du béton σ_b est la contrainte max due à l'acier σ_s .

Calculer y_1 par résolution de l'équation :

$$\frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

La résolution pratique de cette équation est donnée par les formules :

$$D = \frac{15A}{b} \qquad E = 2Dd$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \qquad \alpha_1 = \frac{y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} \qquad k_1 = \frac{15(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A\beta_1 d} \qquad \sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 b d^2}$$

✓ **En travée :**

$$D = \frac{15A}{b} = \frac{15 \times 2.26}{65} = 0.521 \quad , \quad E = 2Dd = 2 \times 0.521 \times 22 = 22.92$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 4.3$$

$$\alpha_1 = \frac{y_1}{d} = 0.195 \quad , \quad \beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} = 0.93$$

$$k_1 = \frac{15(1 - \alpha_1)}{\alpha_1} = 61.92$$

$$\sigma_s = \frac{M'_s}{A\beta_1 d} = \frac{6163.37}{2.26 \times 0.93 \times 22} = 133.29 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{2M'_s}{A\beta_1 d^2} = \frac{2 \times 6163.37}{2.26 \times 0.93 \times 22^2} = 12.12 \text{ Mpa}$$

$$\text{FeE400} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 133.29 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 12.12 \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Alors la condition est vérifiée.

✓ **Sur appuis :**

$$D = \frac{15A}{b_0} = \frac{15 \times 2.26}{10} = 3.39 \dots; \dots E = 2 \times D \times d = 2 \times 3.39 \times 22 = 149.16$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -3.39 + \sqrt{3.39^2 + 149.16} = 9.3$$

$$\alpha_1 = \frac{y_1}{d} = \frac{9.3}{22} = 0.422 \dots; \dots; \dots \beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} = 1 - \frac{0.422}{3} = 0.86$$

$$k_1 = \frac{15(1 - \alpha_1)}{\alpha_1} = \frac{15(1 - 0.422)}{0.422} = 20.54$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^{appui}}{A \cdot \beta \cdot d} = \frac{7655.46}{2.26 \times 0.86 \times 22} = 179.04 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 179.04 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot M_s^{appui}}{\alpha_1 \cdot \beta \cdot b_0 \cdot d^2} = \frac{2 \times 7655.46}{0.422 \times 0.86 \times 10 \times 22^2} = 8.72 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 8.72 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

Alors la condition vérifiée.

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

D'après BAEL91 (A.5.1, 1)page 51

$$\text{La contrainte tangente : } \tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times 2}$$

T_u : la valeur de l'effort tranchant vis-à-vis à l'E.L.U

b_0 : désigne la largeur de l'âme.

d : la hauteur utile de la nervure.

$$T_u = 17473.48 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{17473.48}{100 \times 220} = 0.8 \text{ Mpa}$$

Les armatures d'âme sont droit (\perp à la fibre moyenne) donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs.

$$\bar{\tau} = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) \quad \bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ Mpa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33; 5 \text{ Mpa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.8 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (C.V)$$

❖ Diamètre minimale ϕ_t :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right).$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right) = \left(\frac{250}{35}, 12, \frac{100}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(7.14, 12, 10)$$

Soit $\phi_t = 6 \text{ mm}$.

• Donc en adopte des cadres $\phi 6$ d'où :

$$A_t = 2 \phi 6 = 0.56 \text{ cm}^2; \text{ de nuance FeE235}$$

❖ Espacement des cadres :

$$* St_1 \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = 19.8 \text{ cm}.$$

$$* St_2 \leq \frac{A_t F_e}{0.4 b_0} = \frac{0.56 \times 235}{0.4 \times 10} = 32.9 \text{ cm}.$$

$$* St_3 \leq \frac{0.9 \times A_t \cdot f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - K \cdot 0.3 \times f_{t28})} \dots \dots \dots \text{ Avec } K = 1 \text{ (en flexion simple)}$$

$$St_3 \leq \frac{0.9 \times 0.56 \times 235}{1.15 \times 10 \times (0.8 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} = 60.5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } St \leq \min(St_1, St_2, St_3) \Rightarrow St \leq 19.8.$$

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

❖ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifier que l'on a :

$$V_u \leq \frac{0.8 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b \times 2}$$

Au maximum $a = 0.9d = 0.9 \times 22 = 19.8 \text{ cm}$

$$\frac{0.8 \times 100 \times 19.8 \times 10 \times 25}{1.5 \times 2} = 132000 \text{ N} \Rightarrow V_u < 132000 \text{ N} \dots \dots \dots \text{c.v}$$

- Au droit d'appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit

être telle que l'on ait : $A \geq \gamma_s \frac{V_s}{f_e}$

$$A = 2.26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2$$

$$y_s \frac{V_s}{f_e} = 1.15 \times \frac{17473.48}{400} = 50.24 \text{ mm}^2$$

$$A = 226 \text{ mm}^2 \geq 50.24 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

❖ **Condition de la flèche :**

BAEL91 (B.6.8, 424)page 172-173

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{25}{330} = 0.08 > 0.028 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M t}{15 M_0} \Rightarrow 0.08 > 0.049 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{A}{b_\phi \cdot d} \leq \frac{3.60}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65 \times 22} = 0.001 < 0.009 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

❖ **La dalle mince (Table de compression) :**

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm

Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 33cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- Treillis soudé FeE235 \longrightarrow $f_e=235\text{MPa}$

❖ **Les sections des armatures perpendiculaires aux nervures doivent satisfaire à la condition suivante :**

L'écartement « L » entre axes des nervures égales à 65 cm donc : $L_n=65\text{cm}$

50cm $\langle L_n \langle$ 80cm

$$A_\perp = \frac{4 \times L_n}{f_e} \Rightarrow A_\perp = \frac{4 \times 65}{235} \Rightarrow A_\perp = 1,106 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_\perp = 6\phi 5 = 1,17 \text{ cm}^2$

Espacement :

n : nombres des barres

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm}$$

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

❖ Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A// = \frac{A\perp}{2} \Rightarrow A// = \frac{1,106}{2}$$

$$A// = 0,55\text{cm}^2$$

$$\text{En adopte : } A// = 3\phi 5 = 0,59\text{cm}^2$$

Espacement :

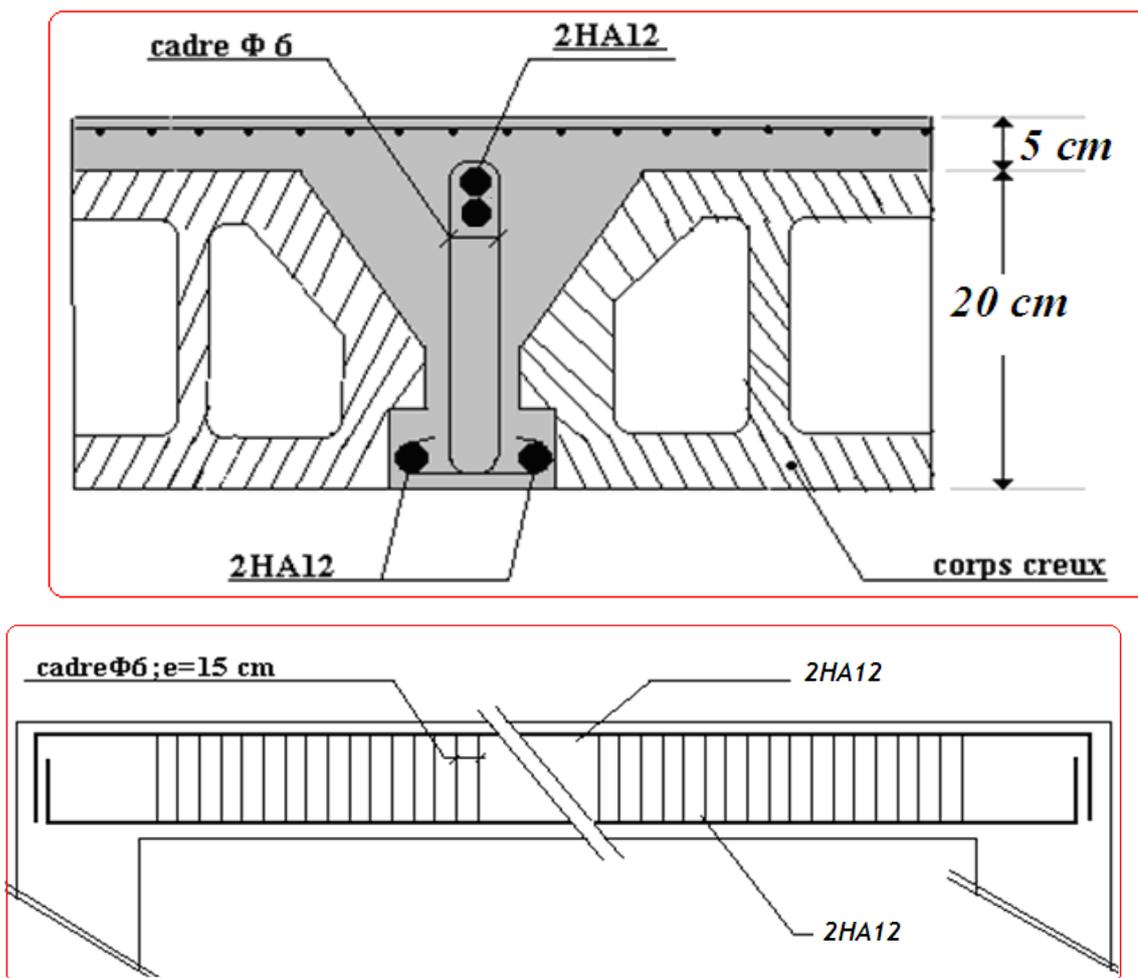
$$S_t = \frac{100}{n} \Rightarrow S_t = \frac{100}{3} = 33,3\text{cm}$$

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

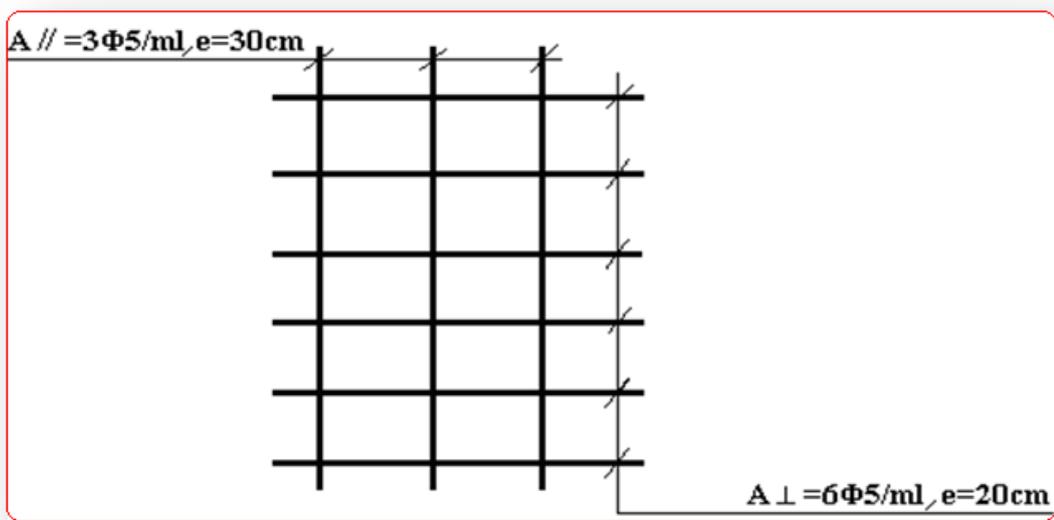
Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension (150x300) mm²

$$A// = 3\phi 5/\text{ml}; \quad e=30\text{cm}$$

$$A\perp = 6\phi 5/\text{ml}; \quad e=20\text{cm}$$



❖ Fig-13-Ferraillage de plancher terrasse



❖ Fig-14-Ferraillage de la dalle mince (Treillis soudée)

IV.3

Etude du balcon

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire

Travaillant à la flexion simple dû à :

-G : Poids propre de la console.

-Q : Surcharge d'exploitation.

-P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère.

$$*l_x = 3.6 \text{ m}; \quad l_y = 1.45 \text{ m}.$$

*Tous les balcons seront calculés en flexion simple avec une fissuration Préjudiciable dans l'E.L.S.

1. Etage courant :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

$$L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow \text{on a : } L = 1,45 \text{ m}$$

$$9,66 \leq e \leq 14.25$$

On prend une épaisseur de : 16 cm.

-D'après le DTR BC.2.48 ; on a :

Charge permanente:

$$g_1 = 5110 \text{ N/m}^2$$

Surcharge d'exploitation:

$$Q = 3500 \text{ N/m}$$

Murs extérieurs :

D'après le DTR .B.C. 2.2 page 36.

Enduit extérieur	0.36 kN/m ²
Briques creuses (10 cm)	0.9 kN/m ²
Vide d'air (e _p =5 cm)	
Briques creuses (15 cm)	1.35 kN/m ²
Enduit intérieur	0.1 kN/m ²
	Total =2.71kN/m²

La hauteur du mur : h =2,90m.

On prend une bande de 1 m.

$$\Rightarrow P = \gamma \cdot b \cdot h \cdot 1$$

$$\Rightarrow P = 2710 \cdot 2.9 = 7859 \text{ N}$$

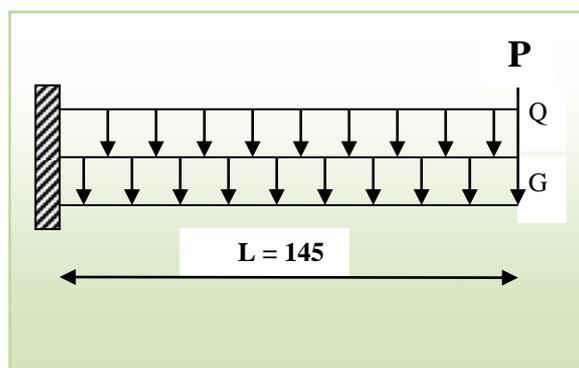
A / Calcul des sollicitations

Fig-15-Schéma statique

$$M_g = g \times \frac{l^2}{2} \quad , \quad T_g = g \times l$$

$$M_q = q \times \frac{l^2}{2} \quad , \quad T_q = q \times l$$

$$M_p = p \times l \quad , \quad T_p = p$$

$M_g (N.m)$	$M_q (N.m)$	$M_p (N.m)$	$T_g (N)$	$T_q (N)$	$T_p (N)$
5371.9	3679.4	11395.5	7409.5	5075	7859

E.L.U :

$$M_u = 1.35 \times (M_g + M_p) + 1.5 \times M_q$$

$$T_u = 1.35 \times (T_g + T_p) + 1.5 \times T_q$$

E.L.S :

$$M_{ser} = M_g + M_q + M_p$$

combinaisons	sollicitations	Etage courant
E.L.U	$M_u (N.m)$	28155.1
	$T_u (N)$	28224.9
E.L.S	$M_{ser} (N.M)$	20446.8

B / Calcul de ferrailage :

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage courant et on adopte le même Ferrailage pour les autres balcons.

- Armatures longitudinales :**

E.L.U :

$$M_u = 28155.1 N.m$$

$$T_u = 28224.9 N$$

On prend une bande de 1 m pour le ferrailage de la dalle.

$$h = 16 \text{ cm}; \quad b = 1 \text{ m}$$

$$\phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{16}{10} = 1.6$$

$$c_0 \geq 1 \text{ cm} \Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm}. \Rightarrow c \geq 1 + \frac{1.6}{2} = 1.8$$

On adopte $c = 2 \text{ cm}$

$$d = h - c = 16 - 2 = 14 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{28155.1}{14.2 \times 100 \times 14^2} \Rightarrow \mu = 0.101 \leq \mu_l = 0.392$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

La section est simplement armée :

$$U=0.101 \Rightarrow \alpha=0.133 \Rightarrow \beta=0.95$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = 6.08 \text{ cm}^2$$

E.L.S :

Les fissurations sont considérées peu préjudiciables :

♣ La contrainte de traction d'armature :

D'après BAEL91 (A.4.5,3) :

Fissuration Peu Préjudiciables :

$$\overline{\sigma_s} \leq f_e = 400 \text{ mpa}$$

♣ La contrainte de compression du béton :

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

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = 0.86$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \times 0.86 \times 14 = 24.08$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 4.12$$

$$\alpha_1 = (Y_1) / d = 0.29$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} = 0.9$$

$$K_1 = \frac{15 [1 - \alpha_1]}{\alpha_1} = 36.72$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = 266.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_s / K_1 = 7.268 \text{ MPa}$$

✓ **Vérification :**

$$\sigma_s = 266.90 \text{ MPa} \leq 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\sigma_b = 7.268 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Calcul à l'E.L.S :

Les contraintes sont vérifiées alors le calcul à l'E.L.U reste convenable pour l'E.L.S.

❖ **Pourcentage minimale :** BAEL 91 (art B.6.4)

$$A'_{\min} \geq 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 16 = 4 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :** BAEL (art A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 14 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 1.69 \text{ cm}^2$$

* **Tableau récapitulatif :**

$$A = \max(A_u, A_{ser}, A_{\min}, A'_{\min})$$

$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A'_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$
6.08	1.69	4	4.3	6.78 = 6 ϕ 12

Vérification de l'effort tranchant : BAEL 91 (A.5.1)

On doit vérifier :

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{28155.1}{1000 \times 140} = 0.20 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_\mu = \min(0,2f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.20 \leq 5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.695 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } A_r = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$$

Espacement entre les armatures :

♣ **Les Armatures longitudinales :** On prend $S_t = 14cm$

♣ **Les Armatures transversales :** On prend $S_t = 20cm$

✓ **Vérification :**

$$S_t^1 = 14 \leq \min(3 \cdot h; 33) = \min(48; 33) \dots \dots \dots C.V$$

$$S_t^2 = 20 \leq \min(4 \cdot h; 45) = \min(64; 45) \dots \dots \dots C.V$$

C/ VERIFICATION DE LA FLECHE :

$$* \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{16}{100} \geq 0.0625 \dots \dots \dots C.V$$

$$* \quad \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 \cdot M_0} \rightarrow 0.16 \geq 0.085 \dots \dots \dots C.V$$

$$* \quad \frac{A}{b^0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{fe} \rightarrow \frac{6.78}{100 \cdot 14} = 0.0048 \leq 0.0105 \dots \dots \dots C.V$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

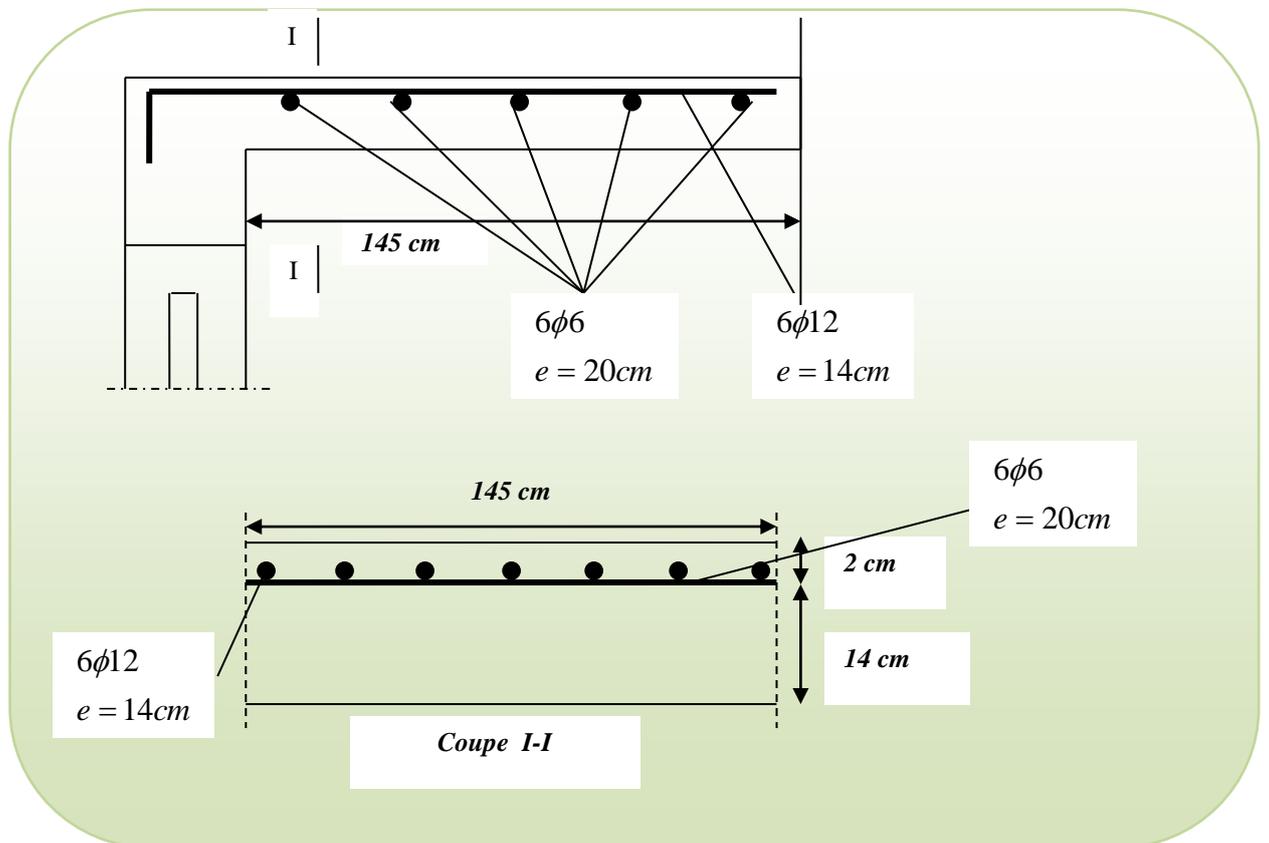


Fig-16- Ferrailage de la console

2. Etage terrasse :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastree dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

$$L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow \text{on a : } L = 1,45\text{m}$$

$$9,66 \leq e \leq 14,25$$

On prend une épaisseur de : 16 cm.

- Charge permanente

N°	Désignations	e (m)	$\gamma(\text{N/m}^3)$	Charges (N/m^2)
1	Gravillon de protection	0,04	20000	800
2	Etanchéité multicouches	0,02	6000	120
3	Isolation thermique	0,02	4000	80
4	Béton de pente	0,05	22000	1100
5	Plancher dalle pleine	0,16	25000	4000
6	Enduit en plâtre	0,01	10000	100
				G = 6200

*Charge permanente:

$$g_1 = 6200 \text{ N/m}^2$$

*Surcharge d'exploitation:

$$Q = 1000 \text{ N/m}^2.$$

$$* P = W_1 = \text{poids de l'acrotère} = 1962,5 \text{ N/ml.}$$

A / Calcul des sollicitations

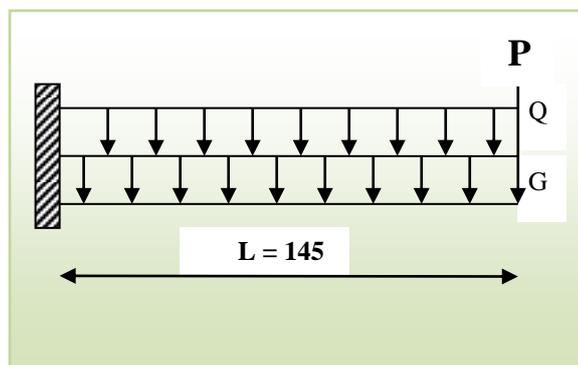


Fig-17-Schéma statique

$$M_g = g \times \frac{l^2}{2} \quad , \quad T_g = g \times l$$

$$M_q = q \times \frac{l^2}{2} \quad , \quad T_q = q \times l$$

$$M_p = p \times l \quad , \quad T_p = p$$

$M_g (N.m)$	$M_q (N.m)$	$M_p (N.m)$	$T_g (N)$	$T_q (N)$	$T_p (N)$
6517.75	1051.25	2793.43	8990	1450	1962.5

E.L.U :

$$M_u = 1.35 \times (M_g + M_p) + 1.5 \times M_q$$

$$T_u = 1.35 \times (T_g + T_p) + 1.5 \times T_q$$

E.L.S :

$$M_{ser} = M_g + M_q + M_p$$

combinaisons	sollicitations	Etage courant
E.L.U	$M_u (N.m)$	14146.97
	$T_u (N)$	16960.875
E.L.S	$M_{ser} (N.M)$	10362.43

B / Calcul de ferrailage :

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage courant et on adopte le même

Ferrailage pour les autres balcons.

- *Armatures longitudinales :*

E.L.U :

$$M_u = 14146.97 N.m$$

$$T_u = 16960.875 N$$

On prend une bande de 1 m pour le ferrailage de la dalle.

$$h = 16 \text{ cm}; \quad b = 1 \text{ m}$$

$$\phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{16}{10} = 1.6$$

$$c_0 \geq 1 \text{ cm} \Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm}. \Rightarrow c \geq 1 + \frac{1.6}{2} = 1.8$$

On adopte $c = 2 \text{ cm}$

$$d = h - c = 16 - 2 = 14 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{14146.97}{14.2 \times 100 \times 14^2} \Rightarrow \mu = 0.05 \leq \mu_l = 0.392$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

La section est simplement armée :

$$U = 0.05 \Rightarrow \alpha = 0.065 \Rightarrow \beta = 0.973$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = 3 \text{ cm}^2$$

E.L.S :

Les fissurations sont considérées peu préjudiciables :

- *La contrainte de traction d'armature :*

D'après BAEL91 (A.4.5,3) :

Fissuration Peu Préjudiciables : $\overline{\sigma_s} \leq f_e = 400 \text{ MPa}$

♣ *La contrainte de compression du béton :*

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

$$D = \frac{15 \times A}{b} = 0.45$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \times 0.45 \times 14 = 12.6$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 3.13$$

$$\alpha_1 = (Y_1) / d = 0.22$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} = 0.927$$

$$K_1 = \frac{15[1 - \alpha_1]}{\alpha_1} = 53.18$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = 253.83 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \sigma_s / K_1 = 4.77 \text{ Mpa}$$

✓ *Vérification :*

$$\sigma_s = 253.83 \text{ MPa} \leq 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\sigma_b = 4.77 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Calcul à l'E.L.S :

Les contraintes sont vérifiées alors le calcul à l'E.L.U reste convenable pour l'E.L.S.

❖ *Pourcentage minimale :* BAEL 91 (art B.6.4)

$$A'_{\min} \geq 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 16 = 4 \text{ cm}^2$$

❖ *Condition de non fragilité :* BAEL (art A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 14 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 1.69 \text{ cm}^2$$

* **Tableau récapitulatif :**

$$A = \max (A_U, A_{ser}, A_{min}, A'_{min})$$

$A_u (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A'_{min} (cm^2)$	$A (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
3	1.69	4	2.17	6.78 = 6 ϕ 12

Vérification de l'effort tranchant : BAEI 91 (A.5.1)

On doit vérifier :

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{16960.875}{1000 \times 140} = 0.12 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,2f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{U=0.12} \leq 5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.695 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } A_r = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$$

Espacement entre les armatures :

♣ **Les Armatures longitudinales :** On prend $S_t = 14 \text{ cm}$

♣ **Les Armatures transversales :** On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

✓ **Vérification :**

$$S_t^1 = 14 \leq \min (3 \cdot h; 33) = \min (48; 33) \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$S_t^2 = 20 \leq \min (4 \cdot h; 45) = \min (64; 45) \dots \dots \dots \text{C.V}$$

C/ VERIFICATION DE LA FLECHE :

$$* \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{16}{100} \geq 0.0625 \dots\dots C.V$$

$$* \quad \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 * M_0} \rightarrow 0.16 \geq 0.085 \dots\dots C.V$$

$$* \quad \frac{A}{b^0 * d} \leq \frac{4.2}{fe} \rightarrow \frac{6.78}{100 * 14} = 0.0048 \leq 0.0105 \dots\dots C.V$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

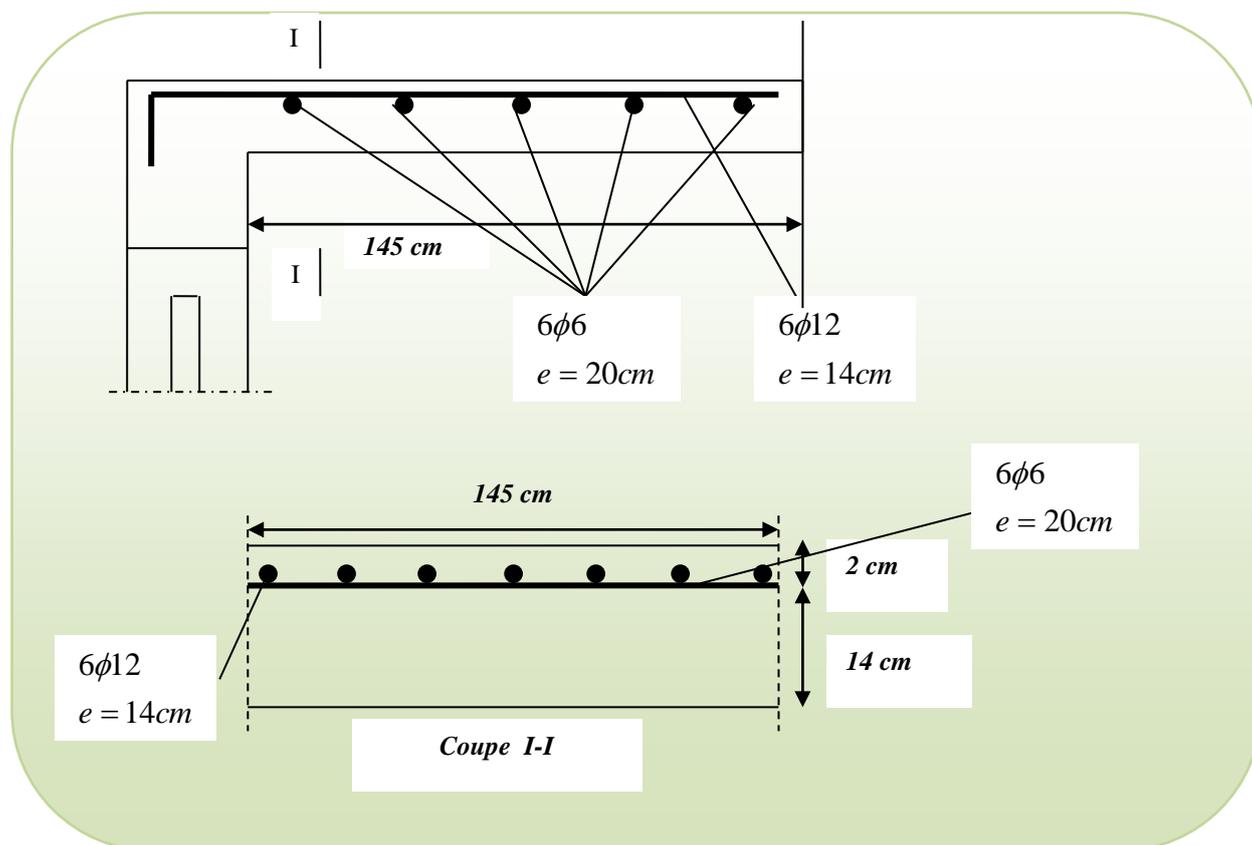


Fig-18-Ferrailage de la console

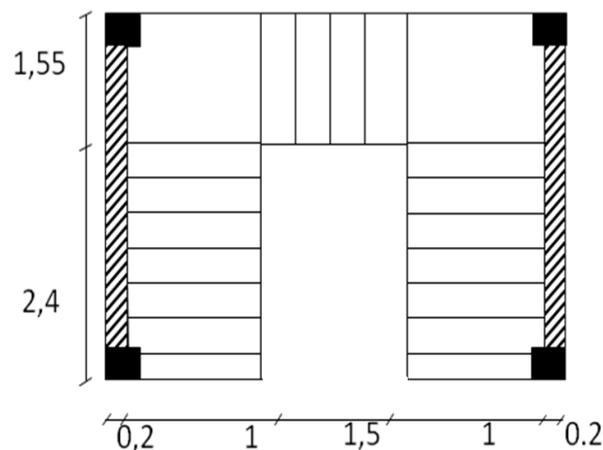
IV .5

CALCUL DE L'ESCALIER**5-1- Introduction:**

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

5-2-Méthode de calcul :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple. Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1 m de largeur

1 -LES CHARGES APPLIQUEES:**a- Charges permanentes :- Paillasse :**

Type (1): $g = G \times 1m = 759.32 \times 1m = 759.32 \text{ kg/ml.}$

Type (2): $g = G \times 1m = 768.68 \times 1m = 768.68 \text{ kg/ml.}$

Palier: $g = G \times 1m = 498 \times 1m = 498 \text{ kg/m}$

b- Surcharges d'exploitation :

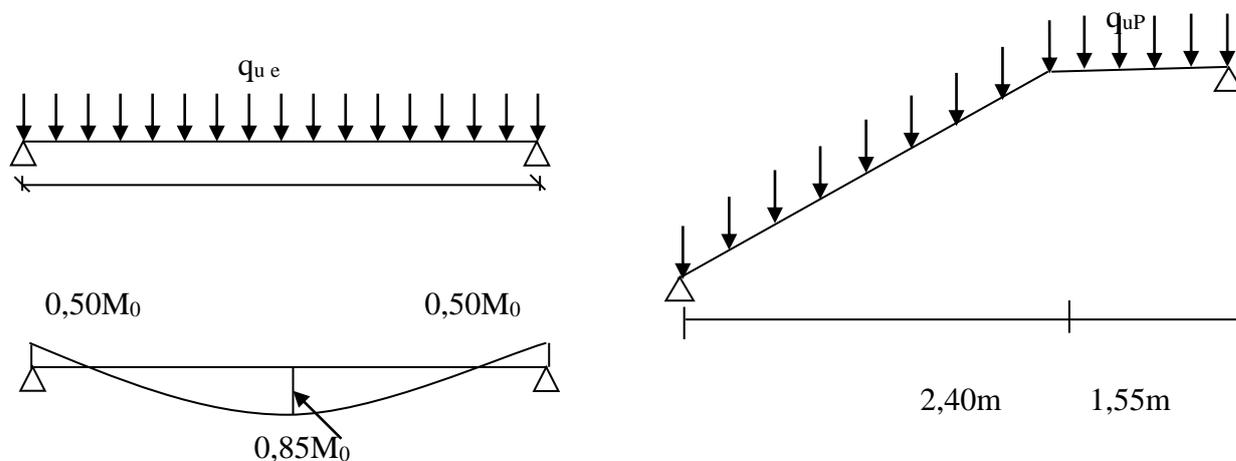
$q = Q \times 1m = 250 \times 1m = 250 \text{ ml}$

2- COMBINAISONS D'ACTION :

$$\text{E.L.U} : P_u = 1,35g + 1,5q$$

$$\text{ELS} : P_{\text{ser}} = g + q$$

	Paillasse (1) (kg/m ^l)	Paillasse (2) (kg/m ^l)	Palier (kg/m ^l)
ELU	1400.08	1412.71	1047.3
ELS	1009.32	1018.68	748

3-DETERMINATION DES SOLLICITATIONS :*a)Rez-de-chaussée***Volée I et volée III****Fig-19-Type 1****a-2-Calcul de la charge équivalente :**

$$q_{ueq} = \frac{(q_{uP} \times 1,55) + (q_{u1} \times 2,40)}{1,55 + 2,40} = \frac{(1047,3 \times 1,55) + (1400,08 \times 2,40)}{3,95} = 1261,64 \text{ kg/m}$$

	P_{eq} (kg/ml)	M_0 (kg .m)	$M^a = 0.5 M_0$	$M^t = 0.85 M_0$	T_u (kg)
ELU	1261.64	2460.59	1230.29	2091.50	2491.73
ELS	906.77	1768.48	884.24	1503.20	

a-3-Calcul des moments:

$$M_0 = q_{ueq} \frac{l^2}{8} = 1261.64 \times \frac{3,95^2}{8} = 2460.59 kg.m$$

Moment sur Appui : $M_{0A}=M_{0B}=0,50 \times M_0 = 0,5 \times 2460.59 = 1230.29 \text{ kg.m}$

Moment sur travée : $M_{0t} 0,85M_0 = 0,85 \times 2460.59 = 2091.50 \text{ kg.m}$

a-4- Calcul des efforts tranchants :

$$T_A = T_B = q_{ueq} \left(\frac{l}{2} \right) = 1261.64 \times \frac{3,95}{2} = 2491.73 kg$$

b) Rez-de-chaussée

Volée II :

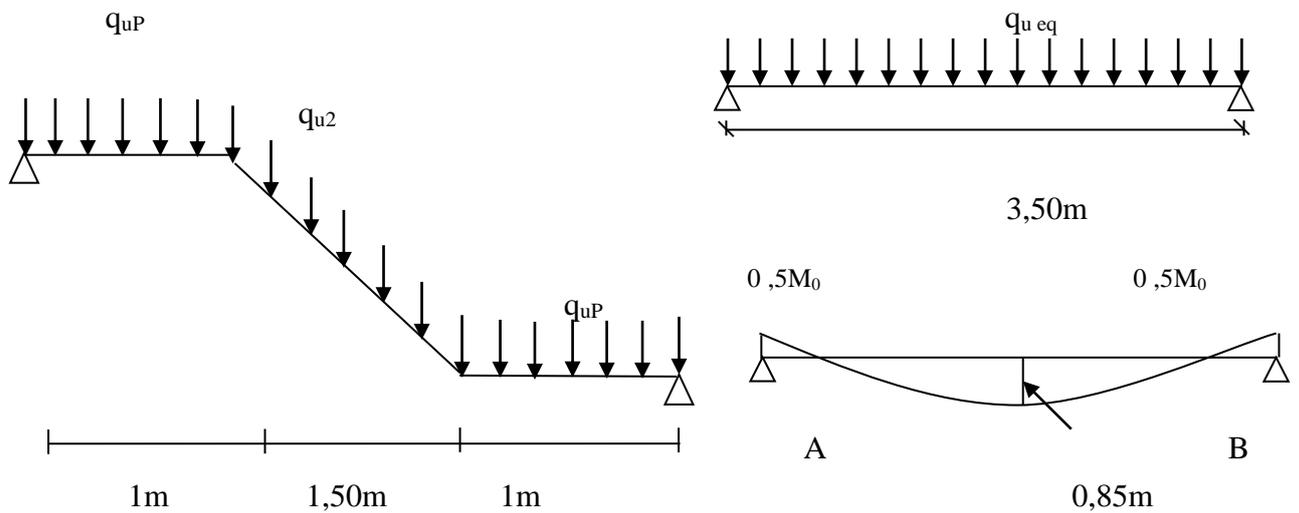


Fig-20-Type 2

b-2-Calcul de la charge équivalente :

$$q_{ueq} = \frac{(q_{up} \times 1)2 + (q_{ul} \times 1,50)}{1 + 1,50 + 1} = \frac{(1412.71 \times 1.50) + 2(1047.3 \times 1)}{3,50} = 1203.9 \text{ kg/m}$$

b-3-Calcul des moments :

$$M_0 = q_{ueq} \frac{l^2}{8} = 1203.9 \times \frac{3,50^2}{8} = 1843.47 \text{ kg.m}$$

Moment sur Appui : $M_{0A}=M_{0B}=0,50 \times M_0 = 0,5 \times 1843.47 = 921.73 \text{ kg.m}$

Moment sur travée : $M_{0t} = 0,85M_0 = 0,85 \times 1843.47 = 1566.94 \text{ kg.m}$

b-4-Calcul des efforts tranchants :

$$T_A = T_B = q_{ueq} \left(\frac{l}{2} \right) = 1203.9 \times \frac{3,5}{2} = 2106.82 \text{ kg}$$

	Peq (kg/ml)	Mo (kg.m)	Ma = 0.5 Mo	Mt = 0.85 Mo	Tu (kg)
ELU	1203.9	1843.47	921.73	1566.94	
ELS	864.00	1323.00	661.5	1124.55	2106.82

NOTE :

Les volées de l'étage courant sont les mêmes volées 1 et 3 Pour rez-de-chaussée.

4-CALCUL DE FERRAILLAGE :**4 -1- Armatures longitudinales :****4- 1-a- Escalier de Rez-de-chaussée :**

- Volée I et volée III**

E.L.U :

Fe = 400 MPa , $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$, $\bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$

$\mu_l = 0.392$, $\mu < \mu_l$

d=14 cm, h=16 cm, b=100 cm

$\lambda = 0$; avec : $\mu = \frac{M''}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$ $A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$

$\beta = (1 - 0,4 \alpha)$, $\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0,8$

	M (kg.m)	μ	β	A ^{cal} (cm ²)
Travée	2091.50	0.075	0.96	4.47
Appuis	1230.29	0.044	0.977	2.58

Vérification E.L.S :

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'génialité

suivante est vérifiée : $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$, $\alpha = y_1/d$

	α	M _u (kg.m)	M _{ser} (kg.m)	γ	f _{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
travée	0.265	2091.50	1503.21	1,39	25	0,445	V
appuis	0.208	1230.29	884.24	1,39	25	0,445	V

***Conditions de non fragilité :**

-Section minimale d'armatures : **BAEL91 (art A.4.2,1)**

$$A^1_{\min} \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A^1_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 14 \times \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimal : **BAEL 91 (art B.6.4)**

$$A^2_{\min} \geq 0,001.b.h \Rightarrow A^2_{\min} \geq 0,001.100.16 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A^u ; A_{\min})$$

	A _u (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Appuis	2.58	1,69	2.58	4T10 = 3.14
travée	4.47	1,69	4.47	4T12 = 4.52

- **Volée II :**

E.L.U :

	M (kg.m)	μ	β	A^{cal} (cm ²)
Travée	1566.94	0.056	0.971	3.31
Appui	921.73	0.033	0,983	1.92

E.L.S :

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de σ_b n'est pas nécessaire si : $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

	α	M_u (kg.m)	M_{ser} (kg.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	0,072	1566.94	1124.55	1.39	25	0.445	V
appuis	0,041	921.73	661.5	1.39	25	0,445	V

- *Conditions de non fragilité :*

* *Section minimale d'armatures :*

$$A_{\min}^1 \geq 0,23 \text{ b.d. } \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,69 \text{ cm}^2$$

* *Pourcentage minimal :*

$$A_{\min}^2 \geq 0,001 \cdot b \cdot h = 1,6 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A^u ; A_{\min})$

	A^u (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{\max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Appuis	1.92	1,69	1.92	4T8 = 2,01
travée	3.31	1,69	3.31	3T12=3.39

5-Vérification de l'effort tranchant :**1. Volée I et volée III****La contrainte tangente τ_u :**

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d} = \frac{2491.73 \cdot 10}{1000 \times 140} = 0.177 \text{ MPa.}$$

Les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.13 \cdot f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,25 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,177 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots (\text{C.V})$$

2. Volée II**La contrainte tangente τ_u :**

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d} = \frac{2106.82 \cdot 10}{1000 \times 140} = 0.15 \text{ MPa.}$$

Les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.13 \cdot f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) \quad ($$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,25 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots (\text{C.V})$$

6- Les armatures de répartition :**Escalier de Rez-de-chaussée**

$$A_t = A_L / 4$$

	$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$		$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$	
	Type (1)	Type (2)	Type (1)	Type (2)
Travée	1.12	0.83	3Ø8 = 1.51 cm²	3Ø8 = 1.51 cm²
Appuis	0,64	0.48	3Ø8 = 1.51 cm²	3Ø8 = 1.51 cm²

- **Type (1) = volée I et III**
- **Type (2) = volée II**

7-Espacement entre les armatures :**Armatures longitudinales :** $S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ Type (1): -Travée: $S_t = 100/3 = 33 \text{ cm}$ - Appuis: $S_t = 100/3 = 33 \text{ cm}$ -Travée: $S_t = 100/3 = 33 \text{ cm}$

Type (2):

- Appuis: $S_t = 100/3 = 33 \text{ cm}$ **Armatures transversales :** $S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ Type (1): - Travée: $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ (Appui)- Appuis: $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ (Travée)Type (2): - Travée: $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ (Appui)- Appuis: $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ (Travée)**8-Vérification de la flèche :****Type (1):**

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad M_t = 0,85M_0$$

$$h/l = 0.16/3.95 = 0.04 < 0.085 \quad (\text{C.V})$$

$$2/ A/b_0 \cdot d < 4.2/f_c; A/b_0 \cdot d = 4.52/100 \cdot 14 = 0,0032 < \frac{4,2}{400} = 0.015 \quad (\text{C.V})$$

$$3/ h/l > 1/16; 0.16/3.95 = 0.04 < 0.0625 \quad (\text{C.V})$$

Type (2):

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad M_t = 0,85M_0$$

$$h/l = 0.16/3.50 = 0.045 < 0.085 \quad (\text{C.V})$$

$$2/ A/b_0*d < 4.2/f_c ; A/b_0*d = 3.39/100*14 = 0.0024 < \frac{4,2}{400} = 0.0105 \quad (C.V)$$

$$3/ h/l > 1/16 ; 0.16/3.50 = 0.045 < 0.0625 \quad (C.V)$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5 m

9-Calcul de la flèche :

9-1-Escalier de Rez-de-chaussée :

Volée I et volée III

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A_s}$$

Avec : η = coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$Y_G = \frac{100 \cdot 16 \cdot \frac{16}{2} + 15 \cdot 4 \cdot 52}{100 \cdot 16 + 15 \cdot 4 \cdot 52} = 8.24 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } y'_G = h - y_G = 16 - 8,24 = 7,76 \text{ cm.}$$

$$\delta = y_G - 2 = 6,24 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène:

$$I_0 = \frac{b}{3} (y_G^3 + y'_G^3) + \eta \times A \times \delta^2 = 36836,25 \text{ cm}^2$$

Déformations instantanées :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4.52}{100 \cdot 14} = 0,0032$$

$$\lambda_i = (0.05 \cdot 2.1) / 5 \cdot 0.0032 ; \lambda_i = 6,562$$

Déformations de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{2}{5} \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 2,624$$

***Calcul du moment fléchissant à E.L.S :**

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

J: Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g_{eq} = \frac{(498 \times 1,55) + (759,32 \times 2,4)}{3,95} = 656,77 \text{ kg/ml}$$

$$J_{eq} = \frac{(498 \times 1,55) + ((759,32 + 187) \times 2,40)}{3,95} = 770,39 \text{ kg/ml}$$

$$P = g_{eq} + q = 656,77 + 2500 = 906,77 \text{ kg/ml}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \cdot \lambda^2}{8} = \frac{656,77 \times (3,95)^2}{8} \quad M_g = 426,96 \text{ kg.m}$$

$$M_j = \frac{j_{eq} \cdot \lambda^2}{8} = \frac{770,39 \times (3,95)^2}{8} \quad M_j = 500,83 \text{ kg.m}$$

$$M_P = \frac{P \cdot \lambda^2}{8} = \frac{906,77 \times (3,95)^2}{8} \quad M_P = 589,49 \text{ kg.m}$$

*** Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :**

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0,323 \Rightarrow \beta_1 = 0,911 \quad (\text{Tableau BAEL 83})$$

$$S = B_1 \times d \times A = 0,911 \times 14 \times 4,52 = 57,65 \text{ cm}^3$$

*** Calcul de σ_s :**

$$\sigma_g = \frac{M_g}{S} = 74,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_j = \frac{M_j}{S} = 87,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = \frac{M_p}{S} = 103,51 \text{ MPa}$$

***Calcul du coefficient μ :**

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \rho \cdot \sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0032 \times 74,94 + 2,1} = -0,213$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0032 \times 87,9 + 2,1} = -0,151$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_p^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0032 \times 103,51 + 2,1} = -0,086$$

Donc :

$$I_{FV}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 36836,25) / (1 + 2,624 \times 0,213) = 25690,53 \text{ cm}^2$$

$$I_{Fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 36836,25) / (1 + 6,562 \times 0,213) = 16728,53 \text{ cm}^2$$

$$I_{FV}^j = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 36836,25) / (1 + 6,562 \times 0,151) = 20176,93 \text{ cm}^2$$

$$I_{FV}^p = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1,1 \times 36836,25) / (1 + 6,562 \times 0,086) = 25739,61 \text{ cm}^2$$

***Calcul de la flèche:**

On a: $E_i = 32164,2 \text{ MPa}$, $E_v = 10818,86 \text{ MPa}$.

$$f_v^g = M_g \cdot \ell^2 / 10 E_v \cdot I_{FV}^g = 4260,960 \times (395)^2 / 10 \times 10818,86 \times 25690,53 = 0,239 \text{ cm.}$$

$$f_i^g = M_g \cdot \ell^2 / 10 E_i \cdot I_{Fi}^g = 4260,960 \times (395)^2 / 10 \times 32164,20 \times 16728,53 = 0,123 \text{ cm.}$$

$$f_v^j = M_j \cdot \ell^2 / 10 E_i \cdot I_{FV}^j = 5000,83 \times (395)^2 / 10 \times 32164,20 \times 20176,93 = 0,120 \text{ cm.}$$

$$f_i^p = M_p \cdot \ell^2 / 10 E_i \cdot I_{FV}^p = 5890,49 \times (395)^2 / 10 \times 32164,20 \times 25739,61 = 0,111 \text{ cm.}$$

La flèche totale:

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,239 - 0,120 + 0,111 - 0,123 = 0,107 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0,107 \text{ cm} < \bar{f} = L / 500 = 395 / 500 = 0,79 \text{ cm} \quad (\text{C.V})$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée

Volée II :

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + n \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + n \cdot A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 16 \times \frac{16}{2} + 15 \times 3,39 \times 14}{100 \times 16 + 15 \times 3,39} = 8,18 \text{ cm}$$

$$y'_G = h - y_G = 16 - 8,18 \rightarrow y'_G = 7,82 \text{ cm.}$$

$$\delta = y_G - 2 = 8,18 - 2 = 6,18 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie de la section homogène:

$$I_0 = \frac{b}{3} (y_G^3 + y'_G^3) + \eta \times A \times \delta^2 = 36081,42 \text{ cm}^4$$

Déformations instantanées :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{100 \times 14} = 0,0024$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = 8.75$$

Durée Déformations de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 3.5$$

***Calcul du moment fléchissant à E.L.S :**

$$g_{eq} = \frac{(2 * 498 * 1) + (768.68 * 1.50)}{3.50} = 614.00 \text{ kg /ml.}$$

$$J_{eq} = \frac{(498 * 1) \times 2 + ((768.68 + 187) \times 1,50)}{3,50} = 694.14 \text{ kg/ml.}$$

$$P = g_{eq} + q = 864 \text{ kg/ml}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \cdot \lambda^2}{8} = 940.18 \text{ kg.m}$$

$$M_j = \frac{j_{eq} \cdot \lambda^2}{8} = 1062.9 \text{ kg.m}$$

$$M_p = \frac{P \cdot \lambda^2}{8} = 1323 \text{ kg.m}$$

*** Calcul des contraintes de traction de l'armature :**

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0,24 \Rightarrow \beta_1 = 0,920 \quad (\text{Tableau BAEL 83})$$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = 220.52 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = 249.31 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = 310.32 \text{ MPa.}$$

***Calcul du coefficient μ :**

$$\mu_g = 0,109$$

$$\mu_j = 0,163$$

$$\mu_p = 0,258$$

$$I_{fv}^g = 28393.29 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{vg} = 0.374 \text{ cm.}$$

$$I_{fi}^g = 19892.82 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{ig} = 0,180 \text{ cm.}$$

$$I_{fv}^j = 15951.17 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{ij} = 0,253 \text{ cm.}$$

$$I_{fv}^p = 11828.07 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{ip} = 0.425 \text{ cm.}$$

* La flèche totale:

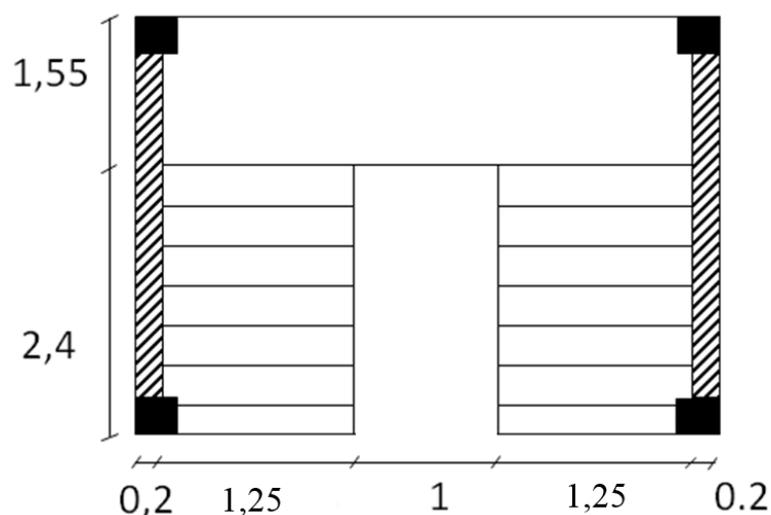
$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,366 \text{ cm.}$$

$$\Delta f_t = 0,366 \text{ cm} < \bar{f} = 350 / 500 = 0,70 \text{ cm} \quad (\text{C.V})$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

10-Escalier d'étages courant :

les même calculs pour les volées I et III de RDC



11- CALCUL DE LA POUTRE PALIERE :

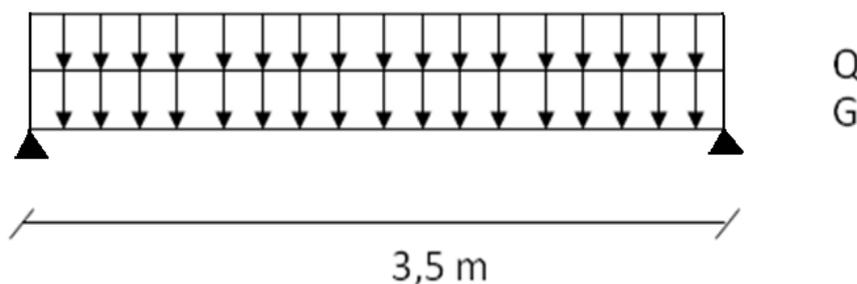


Fig (21) : schéma statique poutre palier

Dimensionnement :

Selon RPA 99, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\cdot b \geq 20 \text{ cm}$$

$$\cdot H \geq 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{ soit : } b = 25 \text{ cm} , \quad h = 30 \text{ cm}$$

$$\cdot h/b \leq 4 \quad \Rightarrow \frac{30}{25} = 1,2 < 4$$

Donc on fixe les dimensions de la poutre palier (30×25) cm².

Condition portée (selon BAEL... page 218).

$$\begin{cases} h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10}\right) L_{\max} \\ b = (0,4 \div 0,8) h \end{cases} \quad I_{\max} : \text{la plus grande portée entre les axes}$$

Telle que h : hauteur de poutre
b : largeur de poutre

$$\begin{cases} h = (23.33 \div 35) ; L_{\max} = 3.5 \text{ m} \\ h = 30 \text{ cm} \\ b = (0,4 \div 0,8) h = (12 \div 24) = 25 \text{ cm} \end{cases} \quad I_{\max} : \text{la plus grande portée entre les axes}$$

Méthode de calcul :

La poutre palière est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

Son poids propre g
La réaction de la volée

Évaluation des charges :

a- de Rez-de-chaussée :

Volée I et volée III

Poids propre de la poutre :

$$g = h.b.\gamma = 0,3 \times 0,25 \times 2500 = 187.5 \text{ kg/ml}$$

La réaction d'escalier :

$$P = P_{\text{eq}} \times \frac{L}{2} = \frac{[(759.32 \times 2.40) + (498 \times 1.55)] \times 3.95}{(2.4 + 1.55) \times 2} = 1297.13 \text{ kg/ml}$$

La surcharge : $q = 2500 \times \frac{3,95}{2} = 493.75 \text{ kg/ml}$

Le poids propre du mur extérieur :

$$g_m = h.b.g = 271 * [3.5 * (3.06/2 - (0.16 + 0.25))] = 972.16 \text{ kg/ml}$$

a-1-Calcul de la poutre à la flexion :

*Combinaisons d'actions :

$$\text{-E.L.U :} \quad P_u = 1,35 (g + P + g_m) + 1,5 q = 4057.29 \text{ kg/ml}$$

$$\text{- E.L.S :} \quad P_{\text{ser}} = g + P + g_m + q = 2950.54 \text{ kg/ml}$$

* les sollicitations :

$$\text{E.L.U : } M_0 = P_u \times \frac{L^2}{8} = 4057.29 * \frac{(3.5)^2}{8} = 6212.72 \text{ kg.m.}$$

$$T_u = P_u \times L/2 = 4057.29 \times 3.5/2 = 7100.25 \text{ kg.}$$

Pour travée: $M_{0t} = 0.85 M_0 = 0.85 * 6212.72 = 5280.81 \text{ kg.m}$

Pour appui : $M_{0a} = 0.5 M_0 = 0.5 * 6212.72 = 3106.36 \text{ kg.m}$

$$\text{E.L.S : } M_{\text{ser}} = P_{\text{ser}} \times \frac{L^2}{2} = 2950.54 * \frac{(3.5)^2}{2} = 4518.01 \text{ kg.m}$$

Caractéristiques des poutres palières :

type	g	P kg/ml	Q kg/ml	P _u kg/ml	P _{ser} kg/m	M _u kg.m	M _{ser} kg.m	T
Poutre (1)	187	1297	493.7	4057	2950.54	5280.81	4518.01	7100.25

* **Calcul de ferrailage**

Armatures longitudinales

Déterminer le ferrailage pour le cas défavorable

-E.L.U :

TRAVEE

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{5280.81 * 10}{14,2 \times 25 \times (28)^2} = 0,189$$

$$\mu = 0,189 < \mu \ell = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5280.81 * 1000}{348 \times 0,872 \times 28 \cdot 10} = 6.15 \text{ cm}^2 ; A_{\text{adp}} = 4T14 = 6.15 \text{ cm}^2$$

APPUI

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{3106.36 * 10}{14,2 \times 25 \times (28)^2} = 0,11$$

$$\mu = 0,11 < \mu \ell = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3106.36 * 1000}{348 \times 0,94 \times 28 \cdot 10} = 3.39 \text{ cm}^2 ; A_{\text{adp}} = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

- ELS :

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie. $\alpha \leq \bar{\alpha} =$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 6212.72 / 4518.01 \Rightarrow \gamma = 1.37$$

$$\bar{\alpha} = \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \quad \alpha = 0,319 < \bar{\alpha} = 0,435 \rightarrow \text{(C.V)}$$

***Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2)**

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad A_{min} \geq 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{min} \geq 0,85 \text{ cm}^2.$$

***Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)**

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 25 \times 30 = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$A'_{min} \geq 0,001 \times 25 \times 30 \Rightarrow A'_{min} \geq 0,75 \text{ cm}^2$$

***Pourcentage minimale : RPA99**

$$A_{min}^{RPA} = 0,5 \% \cdot b \cdot h = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_u; A_{min}; A'_{min}; A_{min}^{RPA})$$

$$A = A_u = 6.15 \text{ cm}^2$$

***Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_o \cdot d} = \frac{7100.25 * 10}{250 \times 280} = 1.01 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 1.01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

Selon **BAEL 83**, les armatures ne sont pas nécessaires, et il faut disposer des cadres de diamètres minimale :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \Phi_t, \frac{b}{10} \right\} \quad \emptyset_t \leq \min (30/35; 1.4; 250/10) = 0,85 \text{ cm}$$

Soit : $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$.

***Espacement des armatures transversales : RBA99**

* Dans la zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_1; 30 \text{ cm} \right)$

* $S_t \leq \min (7.5; 16.8; 30) \Rightarrow S_t \leq 7,5$ Soit: $S_t = 7 \text{ cm}$

* Dans la zone courante : $S' \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} \Rightarrow S' \leq 15 \text{ cm}$ Soit $S' = 15$

cm

* La longueur de la zone nodale : $L' = 2 \cdot h = 60 \text{ cm}$

***La quantité des armatures transversales : * BAEL91:**

$$A_t \geq 0,4 \cdot b_0 \frac{S}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0,4 \times 25 \frac{15}{235} \Rightarrow A_t \geq 0,64 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \cdot s(z_u - (0.3 \cdot f_{t28}))}{0.8 \cdot f_e} \quad A_t \geq 0.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{* RPA 99:} \quad A_t \geq 0,003 \cdot S \cdot b \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_{t \text{ BAEL}} , A_{t \text{ RPA}}) \Rightarrow A_t = A_{t \text{ RPA}} = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.51 \text{ cm}^2 = 3T8$$

***Calcul de la poutre à la torsion :**

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier

$$M_t = M_a (\text{escalier}) = 2151 \text{ N.m}$$

On utilise les règles exposées dans le **BAEL91** [4].

T_u = le couple de torsion maximale

*** Contraintes tangentes de torsion :**

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi b_t est égale aux (1/6) du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$\tau_u = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0} \quad (\text{formule de Rausch})$$

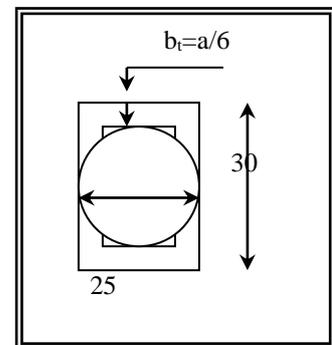
T_u : moment de torsion ($T_u = 7100.25 \text{ N}$)

$$b_0 = b_t = \frac{a}{6} = \frac{b}{6} \Rightarrow b_0 = \frac{25}{6} = 4,167 \text{ cm}$$

Ω : Aire du contour à mi-épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) \times (b - b_t) = 538,18 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{7100.25 \times 10}{2 \times 538.18 \times 4.167 \times 1000} = 0.15 \text{ MPa}$$

*** Résistance en torsion et flexion :**

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 \leq (\tau_{u \text{ limite}})^2 \quad (\text{Section pleine})$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = 1.01^2 + 0.15^2 = 1.042 \text{ MPa}$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = 1.042 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u^2 = 10,56 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

*** Les armatures longitudinales :**

$$A_\ell = \frac{\mu \cdot T_u}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

μ : périmètre de l'aire Ω de la section efficace.

$$\mu = 2[(h - b_t) + (b - b_t)] = 93,332 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{93.332 \times 7100.25 \times 100 \times 1.15}{2 \times 538.18 \times 400 \times 100} = 1.77 \text{ cm}^2 ; A_t = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

***Les armatures transversales :**

$$A_t = \frac{T_u \cdot S_t}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad A_t = \frac{7100.25 \times 15 \times 1.15 \cdot 10}{2 \times 538.18 \times 400 \cdot 100} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adp}} = 0.28 \text{ cm}^2 = 1\text{T}8$$

a) Section minimale des armatures : BAEL 91

1)

$$\frac{\sum A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot \mu} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2.35 \times 400}{4,167 \times 93,332} = 2.41 \text{ MPa} \phi 0.4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{c.v}$$

2)

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_t \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0.28 \times 400}{4,167 \times 15} = 1.79 \text{ MPa} \phi 0.4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{c.v}$$

b) Les armatures totales :

b-1- Armatures longitudinales : $A_{\lambda}^{\text{tot}} = A_{\lambda}^{\text{fl}} + A_{\lambda}^{\text{tor}}$

TRAVEE

***Nappe supérieure :** $A_{\lambda}^{\text{tot}} = A_{\lambda}^{\text{fl}} + \frac{A_{\lambda}^{\text{tor}}}{2} = 6.15 + (1.77/2) = 7.035 \text{ cm}^2$

Soit : $A_{\lambda}^{\text{tot}} = 5\text{T}14 = 7.7 \text{ cm}^2$

***Nappe inférieure :** $A_{\lambda}^{\text{tot}} = \frac{A_{\lambda}^{\text{tor}}}{2} = 0.885 \text{ cm}^2$ Soit : $A_{\lambda}^{\text{tot}} = 3.39 \text{ cm}^2 = 3\text{T}14$

APPUI

***Nappe supérieure :** $A_{\lambda}^{\text{tot}} = A_{\lambda}^{\text{fl}} + \frac{A_{\lambda}^{\text{tor}}}{2} = 3.39 + (1.77/2) = 4.27 \text{ cm}^2$

Soit : $A_{\lambda}^{\text{tot}} = 3\text{T}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

***Nappe inférieure :** $A_{\lambda}^{\text{tot}} = \frac{A_{\lambda}^{\text{tor}}}{2} = 0.885 \text{ cm}^2$ Soit : $A_{\lambda}^{\text{tot}} = 3.39 \text{ cm}^2 = 3\text{T}14$

b-2- Armatures transversales

$$A_t^{\text{tot}} = A_t^{\text{fl}} + A_t^{\text{tor}} = 1.405 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc soit : } A_t = 3 \text{ } \varnothing 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

b-3- État limite de déformation :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{350} = 0.085 \geq 0.0625 \quad (\text{C. V})$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_o} = 0.085 \geq 0.085 \quad (\text{C. V})$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_c} \Rightarrow \frac{9.05}{25 \times 28} = 0,0102 \leq \frac{4.2}{400} = 0,0105 \quad (\text{C. V})$$

Les (3) conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche

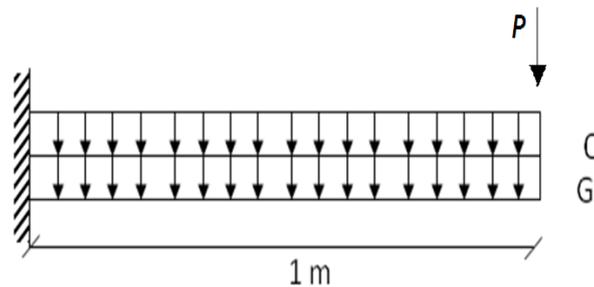
a-2-Calcul de la poutre palière : console

Fig (22) : schéma statique de poutre palière console

Volée II

$$\text{Poids propre de la poutre : } g = h.b.\gamma = 0,3 \times 0,25 \times 2500 = 187.5 \text{ kg/ml}$$

La réaction d'escalier :

$$P = P_{\text{eq}} \times \frac{L}{2} = \frac{[(768.68 \times 1.5) + (498 \times 1)2] \times 3.5}{(3.5) \times 2} = 1348.41 \text{ kg/ml}$$

$$\text{La surcharge : } q = 250 \times \frac{3,50}{2} = 437.5 \text{ kg/ml}$$

***Calcul de la poutre à la flexion :**

*** Combinaisons d'actions :**

$$\text{-E.L.U : } P_u = 1,35 (g + P) + 1,5 q = 2729.72 \text{ kg/ml}$$

$$\text{- E.L.S : } P_{\text{ser}} = g + P + q = 1973.4 \text{ kg/ml}$$

* les sollicitations :

$$\text{-E.L.U : } M_u = P_u \times \frac{L^2}{2} = 2729.72 * \frac{(1)^2}{2} = 1364.86 \text{ kg.m}$$

$$T_u = P_u \times L/2 = 2729.72 \times 1/2 = 1364.86 \text{ kg}$$

$$\text{- E.L.S : } M_{ser} = P_{ser} \times \frac{L^2}{2} = 1973.4 * \frac{(1)^2}{2} = 986.7 \text{ kg.m}$$

*Caractéristiques des poutres palières :

RDC:

type	g	P kg/ml	Q kg/ml	P _u kg/ml	P _{ser} kg/m	M _u kg.ml	M _{ser} kg.ml	T
Poutre 1	187	1348.4	437.5	2729.7	1973.4	1364.86	986.7	1364.86

Calcul de ferrailage

Armatures longitudinales

Déterminer le ferrailage pour le cas défavorable

E.L.U :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1364.86 * 10}{14,2 \times 25 \times (28)^2} = 0.049$$

$$\mu = 0,049 < \mu \ell = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1364.86 * 10}{348 \times 0.974 \times 28 \cdot 10} = 1.43 \text{ cm}^2 ; A_{adp} = 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

ELS :

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de σ_b set inutile, si la condition suivante est remplie. $\alpha \leq \bar{\alpha} =$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 1364.86 / 986.7 \Rightarrow \gamma = 1.38$$

$$\bar{\alpha} = \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,441 \quad \alpha = 0,062 < \bar{\alpha} = 0,441 \rightarrow \text{(C.V)}$$

***Condition de non fragilité :** BAEL91 (art A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad A_{\min} \geq 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 0,85 \text{ cm}^2.$$

***Pourcentage minimale :** BAEL91 (art B.6.4)

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 25 \times 30 = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times 25 \times 30 \Rightarrow A'_{\min} \geq 0,75 \text{ cm}^2$$

***Pourcentage minimale :** RPA99

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5 \% \cdot b \cdot h = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_u ; A_{\min} ; A'_{\min} ; A_{\min}^{RPA})$$

$$A = A_{\min}^{RPA} = 3,75 \text{ cm}^2 =$$

$$A_{adp} = 4,52 \text{ cm}^2 = 4T 12$$

***Vérification de la contrainte de cisaillement :** BAEL91 (art A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{2115,53 \cdot 10}{250 \times 280} = 0,30 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0,30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{C.V}$$

Selon BAEL 83, les armatures ne sont pas nécessaires, et il faut disposer des cadres de diamètre minimale :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right\} \quad \phi_t \leq \min (30/35; 1,4; 250/10) = 0,85 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

Espacement des armatures transversales : RBA99

* Dans la zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_1; 30 \text{ cm} \right)$

* $S_t \leq \min (7,5; 16,8; 30) \Rightarrow S_t \leq 7,5$ Soit: $S_t = 10 \text{ cm}$

* Dans la zone courante : $S' \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} \Rightarrow S' \leq 15 \text{ cm}$ Soit $S' = 15 \text{ cm}$

* La longueur de la zone nodale : $L' = 2 \cdot h = 60 \text{ cm}$

La quantité des armatures transversales : * BAEL91:

$$A_t \geq 0,4 \cdot b_0 \cdot \frac{S}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0,4 \times 25 \cdot \frac{15}{235} \Rightarrow A_t \geq 0,64 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b_o \cdot s(\pi u - (0.3 \cdot f_{t28}))}{0.8 \cdot f_e} \quad A_t \geq 0.27 \text{ cm}^2$$

* **RPA 99:** $A_t \geq 0,003 \cdot S \cdot b \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$

$$A_t = \max (A_{t \text{BAEL}} , A_{t \text{RPA}}) \Rightarrow A_t = A_{t \text{RPA}} = 1,125 \text{ cm}^2$$

$A_t = 1.51 \text{ cm}^2 = 3T8$

***Calcul de la poutre à la torsion :**

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier

$$M_t = M_a (\text{escalier}) = 2151 \text{ N.m}$$

On utilise les règles exposées dans le **BAEL91** [4].

T_u = le couple de torsion maximale

*** Contraintes tangentes de torsion :**

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi b_t est égale aux (1/6) du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$\tau_u = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0} \quad (\text{formule de Rausch})$$

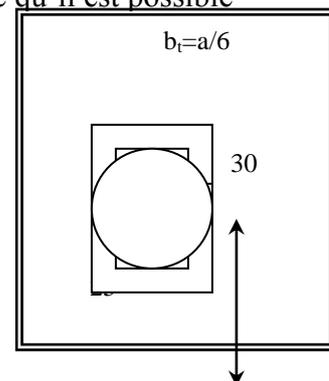
T_u : moment de torsion ($T_u = 2115.53 \text{ kg}$)

$$b_0 = b_t = \frac{a}{6} = \frac{b}{6} \Rightarrow b_0 = \frac{25}{6} = 4,167 \text{ cm}$$

Ω : Aire du contour à mi-épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) \times (b - b_t) = 538,18 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{2115.53 \times 10}{2 \times 538.18 \times 4.167 \times 1000} = 0.47 \text{ MPa}$$



*** Résistance en torsion et flexion :**

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 \leq (\tau_{u \text{limite}})^2 \quad (\text{Section pleine})$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = 0.3^2 + 0.47^2 = 0.312 \text{ MPa}$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = 0.312 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u^2 = 10,56 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

*** Les armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{\mu \cdot T_u}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

μ : périmètre de l'aire Ω de la section efficace .

$$\mu = 2 [(h - b_t) + (b - b_t)] = 93,332 \text{ cm}$$

$$A_{ct} = \frac{93.332 \times 2115.53 \times 100 \times 1.15}{2 \times 538.18 \times 400 \times 100} = 0.52 \text{ cm}^2 ; A_{l1} = 1\text{HA}10 = 0.78 \text{ cm}^2$$

* **Les armatures transversales :**

$$A_t = \frac{T_u \cdot S_t}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad A_t = \frac{2115.53 \times 15 \times 1.15 \cdot 10}{2 \times 538.18 \times 400 \cdot 100} = 0.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adp}} = 0.28 \text{ cm}^2 = 1\text{T}8$$

a) Section minimale des armatures : BAEL 91

1)

$$\frac{\sum A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot \mu} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1.57 \times 400}{4,167 \times 93,332} = 1.61 \text{ MPa} \phi 0.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c.v}$$

2)

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_t \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0.28 \times 400}{4,167 \times 15} = 1.79 \text{ MPa} \phi 0.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c.v}$$

b) Les armatures totales :

b-1- Armatures longitudinales : $A_{\lambda}^{\text{tot}} = A_{\lambda}^{\text{fl}} + A_{\lambda}^{\text{tor}}$

* **Nappe supérieure :** $A_{\lambda}^{\text{tot}} = A_{\lambda}^{\text{fl}} + \frac{A_{\lambda}^{\text{tor}}}{2} = 4.52 + (0.78/2) = 4.91 \text{ cm}^2$

Soit : $A_{\lambda}^{\text{tot}} = 5\text{T}12 = 5.65 \text{ cm}^2$

* **Nappe inférieure :** $A_{\lambda}^{\text{tot}} = \frac{A_{\lambda}^{\text{tor}}}{2} = 0.39 \text{ cm}^2$ Soit : $A_{\lambda}^{\text{tot}} = 0.78 \text{ cm}^2 =$

1T10

b-2- Armatures transversales $A_t^{\text{tot}} = A_t^{\text{fl}} + A_t^{\text{tor}} = 1.79 \text{ cm}^2$

Donc soit : $A_t = 4 \text{ } \emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

b-3- État limite de déformation :

1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{155} = 0.193 \phi 0.0625$ (C. V)

2) $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.193 \geq 0.085$ (C. V)

3) $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_c} \Rightarrow \frac{5.65}{25 \times 28} = 0,008 \leq \frac{4.2}{400} = 0,0105$ (C. V)

Les (3) conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche .

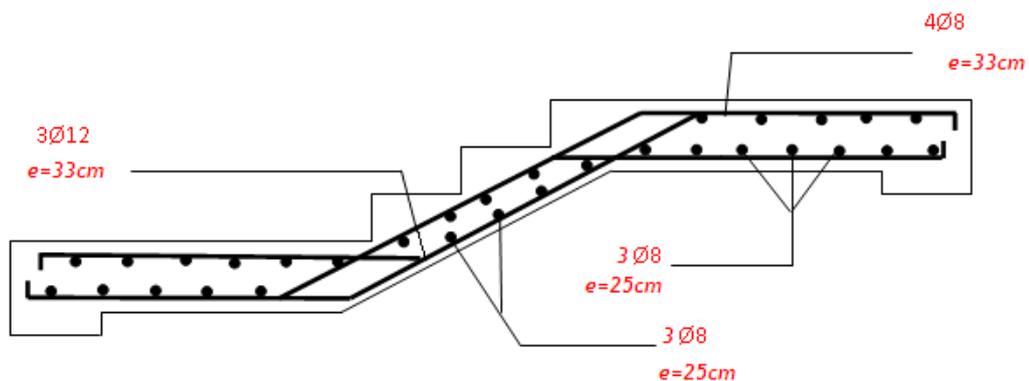


Fig-23-Ferrailage volée2

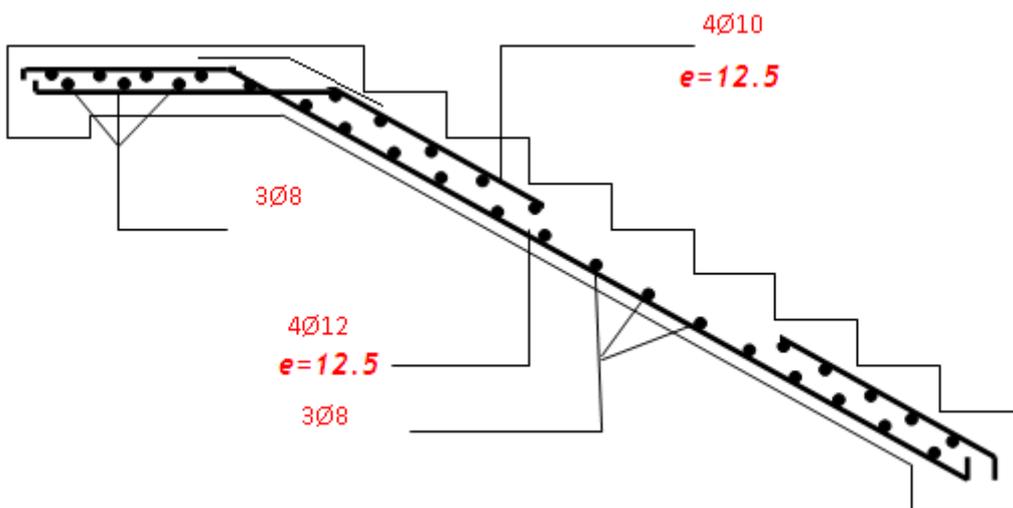


Fig-24-Ferrailage volée1et3

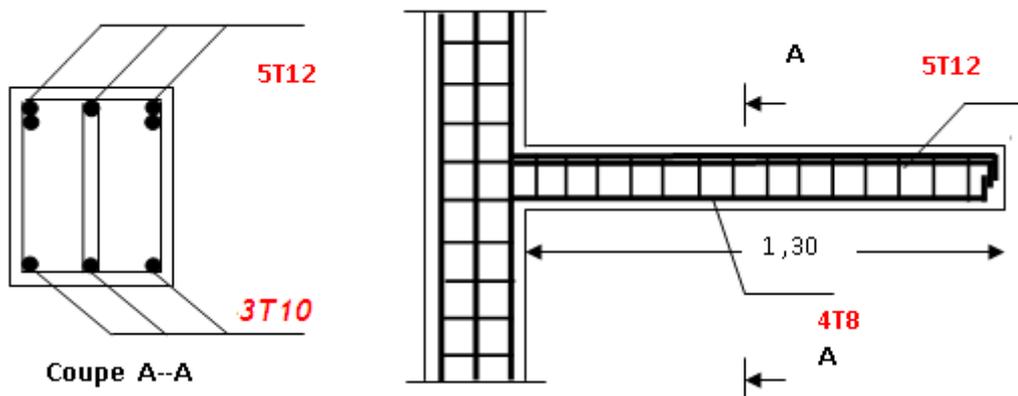
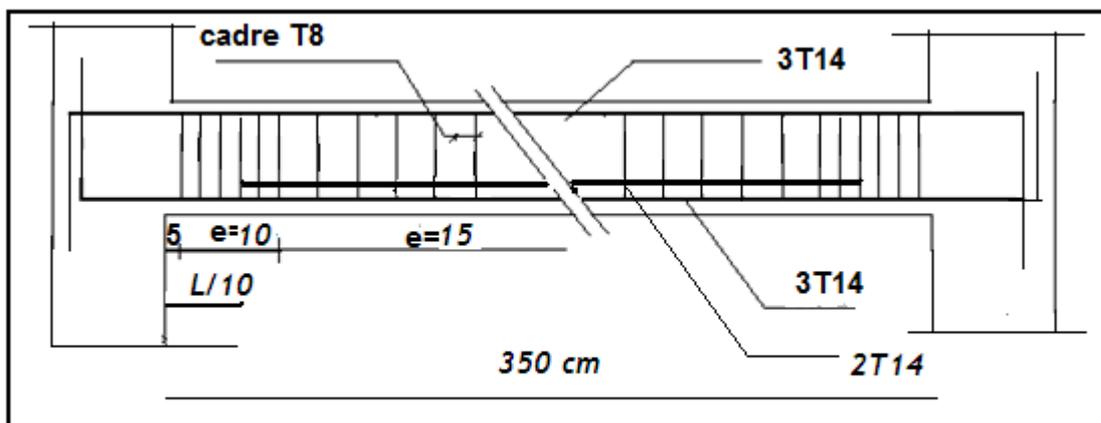


Fig-25-Poutre palière (console)



Ferrailage de poutre paliere

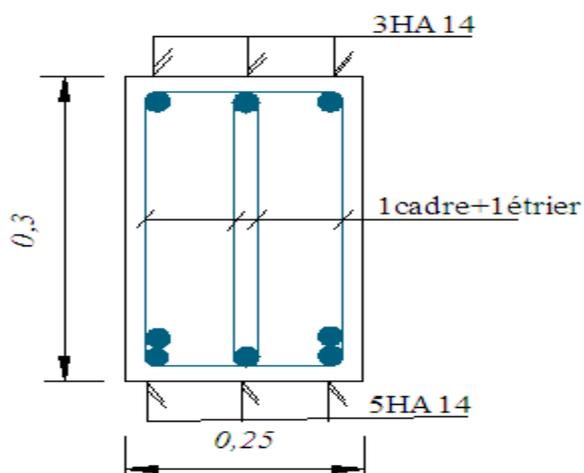


Fig-26-La section de la poutre palière

CHAPITRE V

ETUDE SISMIQUE

1. Introduction :

Le séisme ou tremblement de terre correspond à une vibration de sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau.

Cette vibration du sol a pour origine, selon les géologues; le mouvement des plaques terrestres appelé aussi la **dérive des continents**. Car ils pensent que la planète est morcelée en six à quinze principales plaques appelées **plaques tectoniques** et de plusieurs plaques secondaires.

But de l'étude parasismique:

L'**étude parasismique** va permettre à l'ingénieur ou le concepteur d'une étude génie civil de déterminer théoriquement les sollicitations engendrées par un éventuel **séisme** à différents niveaux de la structure.

2. Choix de la méthode de calcul : (art.4.1 de R.P.A 99, version 2003)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ Par la méthode statique équivalente.
- ✓ Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

2.1. Principe de la méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes:

Le bâtiment étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et II_a et à 30m en zone II_b et III.

2.2. Principe de la méthode dynamique :

Cette méthode est plus exacte que la précédente, elle est basée sur l'utilisation d'accélérogrammes ou de spectres de réponses adaptés au site de la construction.

Par cette méthode (modale spectrale), 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.

Remarque : Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, puisque notre bâtiment ne vérifie pas toutes les conditions de l'article 4.1.2 ; d'où la méthode utilisable c'est la méthode d'analyse modale spectrale.

✓ La hauteur du structure : $h = 25.50\text{m} > 23\text{ m}$ (Zone **IIa**)

3. Spectre de réponse de calcul :

En Algérie l'action sismique est représentée par le spectre de calcul

$$\text{suivant : } \frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta\frac{Q}{R} - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)(\frac{Q}{R}) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{T})^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2.5\eta(1.25A)(\frac{T_2}{3})^{2/3}(\frac{3}{T})^{5/3}(\frac{Q}{R}) & T > 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$

ξ : Pourcentage d'amortissement ontique.

R : Coefficient de comportement de la structure.

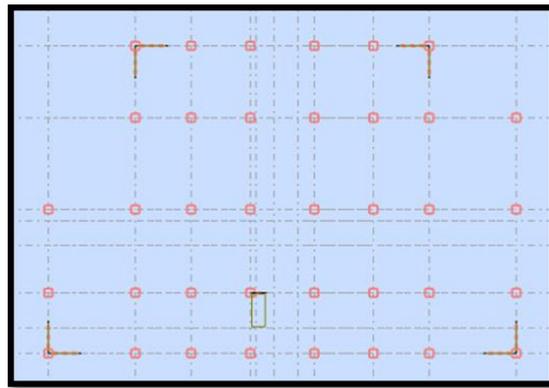
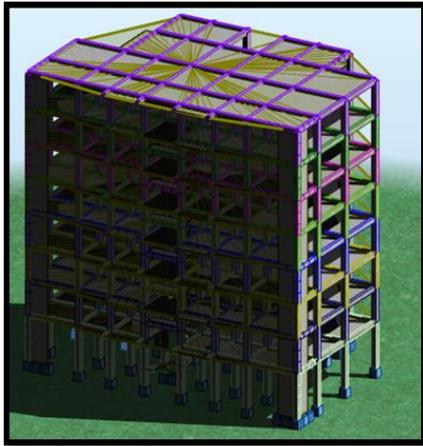
T_1, T_2 : Période caractéristiques associées à catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

4. Représentations des résultats de la méthode modale spectral et commentaires :

On a prit en considération le plan d'architecture et le nombre minimale des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

La disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :



Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous.

Mode	Période	Facteurs de Participation Massique (en %)				Nature
		U _X	U _Y	ΣU _X	ΣU _Y	
1	0.35	0.01	86.06	0.01	86.06	Trans.y
2	0.35	86.61	0.00	86.62	86.06	Trans.x
3	0.23	0.21	0.22	86.83	86.28	Torsion
4	0.12	0.00	9.72	86.83	96.00	/
5	0.12	9.22	0.00	96.05	96.00	/
6	0.08	0.02	0.02	96.07	96.02	/
7	0.07	0.07	2.29	96.14	98.31	/
8	0.07	2.24	0.07	98.38	98.37	/
9	0.05	0.07	0.74	98.45	99.12	/
10	0.05	0.74	0.06	99.18	99.18	/

Tableau (1) : Périodes et facteurs de participation massique du modèle .

Remarque :

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

- ◆ La période fondamentale **T_y(dyn)= 0,35 s.**
- ◆ La période fondamentale **T_x(dyn)= 0,35 s.**

RPA99/version 2003 préconise (Art 4.2.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la

méthode numérique, ne dépasse pas la valeur $T_e = 0,05 \times (25.50^{\frac{3}{4}}) = 0,57 \text{ sec}$. estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_x = \frac{0.09 \times 25.50}{\sqrt{28.50}} = 0,43 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 25.50}{\sqrt{18.80}} = 0,53 \text{ sec}$$

On a : $1,3 \times T_{ey} = 1,3 \times 0,53 = 0,69 > T_{y(\text{dyn})} = 0,35$ (la condition est vérifiée).

$1,3 \times T_{ex} = 1,3 \times 0,43 = 0,56 > T_{x(\text{dyn})} = 0,35$ (la condition est vérifiée).

- ◆ Le premier et le deuxième mode sont des translations suivant les axes (yy') et (xx')
- ◆ successivement.
- ◆ Le troisième mode c'est un mode de torsion.
- ◆ Les 5 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90%

(selon le *RPA99 version 2003*).

- Les schémas des trois premiers modes de vibration:

- ◆ Les trois premiers modes de vibration engendrés de cette disposition des voiles :

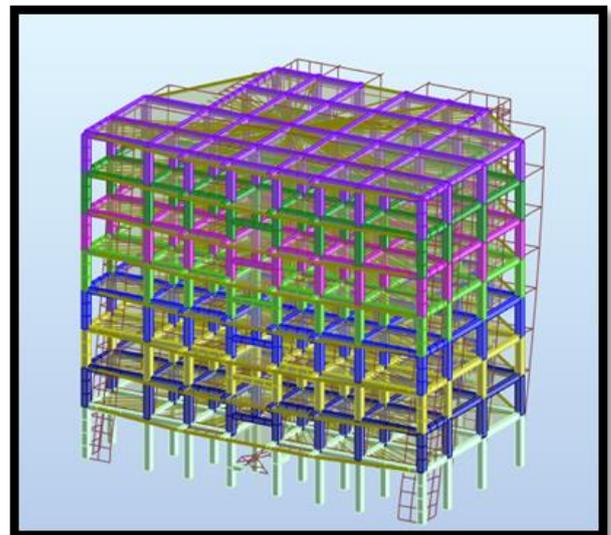
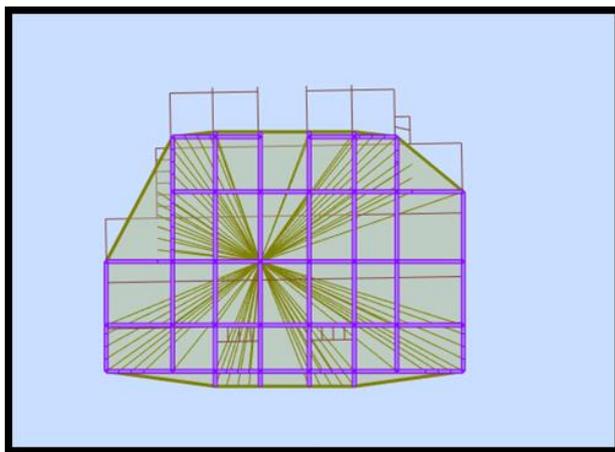


Fig -2- Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.

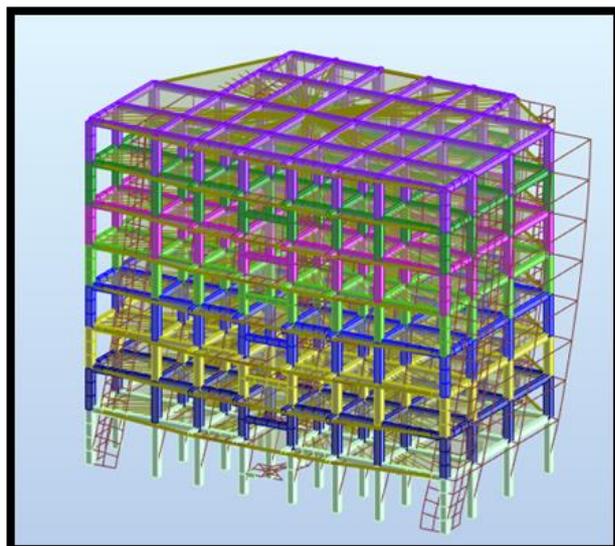
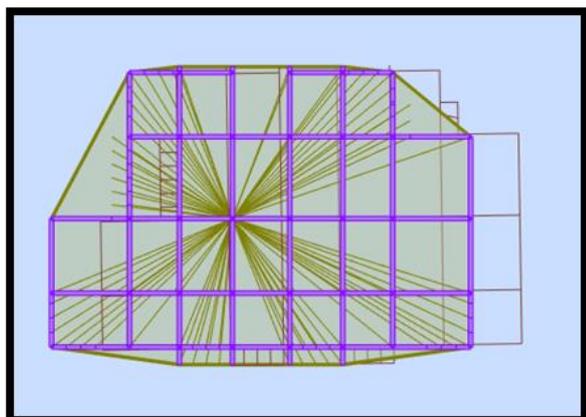


Fig -3- Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.

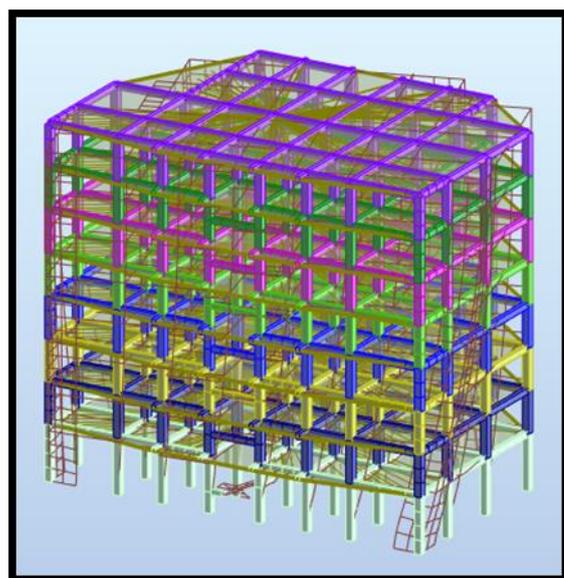
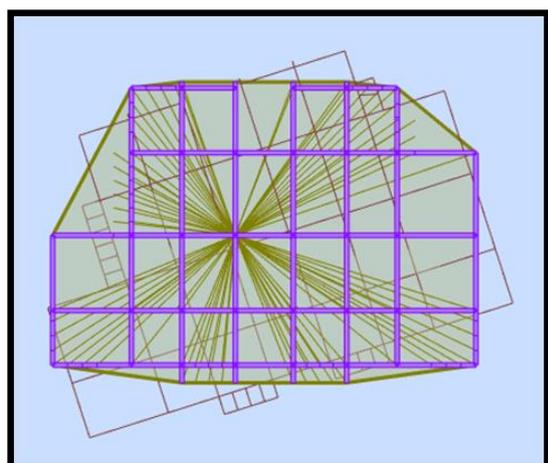


Fig -4- Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.

- distribution horizontale des forces sismiques:

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule:

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

$$V_{k \rightarrow F}$$

$FX(T)$	FX sur les poteaux (T)	$FY(T)$	FY sur les poteaux (T)	$FZ(T)$	FZ sur les voiles (T)
212.47	96.88	211.61	96.03	-3353.93	-701.62

Tableau (2) : les efforts réduits sur les poteaux et les voiles

$$\frac{FxPoteau}{FxTotal} = \frac{96.88}{212.47} = 0.45597 = 45\% \geq 25\%$$

$$\frac{FyPoteau}{FyTotal} = \frac{96.03}{211.61} = 0.45380 = 45\% \geq 25\%$$

$$\frac{FzVoile}{FzTotal} = \frac{-701.62}{-3353.93} = 0.20819 = 20\% \geq 20\%$$

Selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) :

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles dans ce système de contreventement :

Notation :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc notre système de contreventement est mixte (portiques-voiles).

5. Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinais on des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < 0,8 v$, il faudra augmenter tous les paramètres de la

réponse calculés par la méthode modale (forces, déplacements, moments) dans le rapport $0,8v/v_t$ (R.P.A 99.4.3.6).

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux selon la formule.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Notation :

- V : effort tranchant à la base.
- A : coefficient d'accélération de zone donne par le (TAB.4.1)
ZONE IIa, groupe 2 $\rightarrow A = 0,15$
- D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de

Correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2 / 3,0)^{2/3} \cdot (3,0 / T)^{5/3} & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

- T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7).
- η : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad \text{Où } \xi(\%) \text{ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages structure}$$

$\rightarrow \xi = 7\%$ (T.A.B.4.2. R.P.A 99)

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0,88$$

Pour ce type de contreventement, on peut également utiliser la formule :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{L}} \right\}$$

- h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4,6) $\rightarrow C_T = 0,050$

Donc : $T = 0,05 * 25.50^{3/4} = 0,57 \text{ S}$

L : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$T_x = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_x}} = 0.43$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_y}} = 0.53$$

- Notre site est un site ferme (catégorie S₂)

à partir du tab 4.7 de l'R.P.A 99 on a :

site ferme (S₂) → T₂ = 0,40 sec

- on a $T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3}$

Donc D = 1,56 , D_x = 2.10 , D_y = 1.76

- R : coefficient de comportement global de la structure donnée par le tableau (4.3)
 ⇒ Contreventement mixte portique/voiles avec interaction
 ⇒ R = 5.

- Q : facteur de qualité, il est déterminé par la forme : $Q = 1 + \sum_1^b P_a$

P_q : la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère « q » d'après le T.A.B 4.4 (R.P.A 99), on ressortir que :

<i>sens longitudinal</i>			<i>sens transversal</i>		
<i>critère q</i>	<i>valeur Pa</i>	<i>Qx</i>	<i>critère q</i>	<i>valeur Pa</i>	<i>Qy</i>
1	0	1,15	1	0	1,15
2	0		2	0	
3	0		3	0	
4	0		4	0	
5	0,05		5	0,05	
6	0,1		6	0,1	

Tableau (3) : Valeurs des pénalités P_q

- W : poids de la structure, comprend la totalité des charges permanentes, en plus 20% des charges d'exploitation (R.P.A 99)

On a W= 3343.91T

Alors on a :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

<i>sens</i>	<i>A</i>	<i>D</i>	<i>R</i>	<i>Q</i>	<i>W(t)</i>	<i>V_{dyn} (t)</i>	<i>V_{st} (t)</i>	<i>0,8V_{st}</i>	
<i>longitudinal</i>	0.15	2.10	5	1,15	3343.91	212.47	242.266	193.813	C.V
<i>transversal</i>	0.15	1.76	5	1,15	3343.91	211.61	203.042	162.434	C.V

Tableau (4) : les résultats des forces sismiques

Donc : $V_{\text{dyn}} > 0,8 \times V_{\text{stat}}$ (RPA99 art 4.3.6) \Rightarrow Condition vérifier

6. Distribution verticale des forces sismiques : (R.P.A 99. 4.25)

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$- V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

F_t : la force sismique au sommet de la structure elle doit être déterminée par la formule b

$$F_t = 0,07 TV \quad \text{si } T > 0,7 \text{ sec}$$

$$F_t = 0 \quad \text{si } T \leq 0,7 \text{ sec}$$

On a pour les 2 sens $T \leq 0,7 \text{ sec} \Rightarrow F_t = 0$

Donc, la force sismique équivalente qui se développe au niveau K est donnée par l'expression suivante :

$$- F_k = \frac{V \cdot W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$$

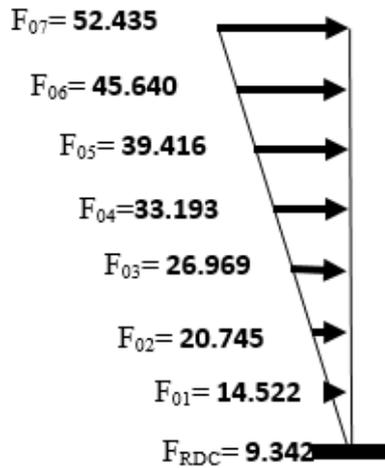
F_k : effort horizontal au niveau k .

h_i : niveau d'un plancher quelconque.

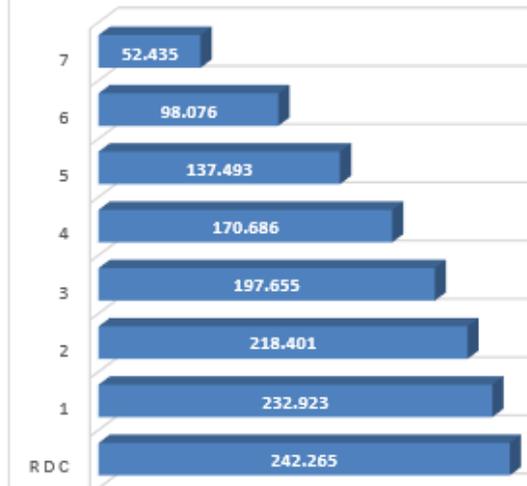
h_k : niveau du plancher considéré

Sens x:

FORCE SISMIQUE
PAR NIVEAU (T)

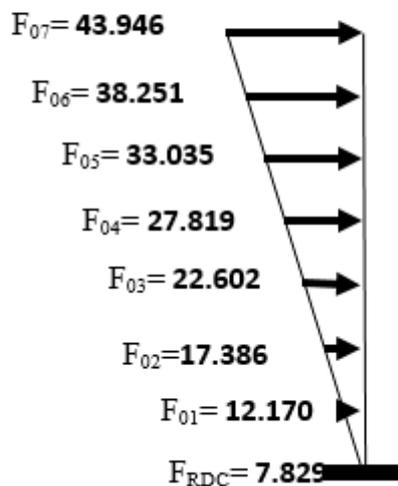


EFFORT
TRANCHANT PAR
NIVEAU [T]

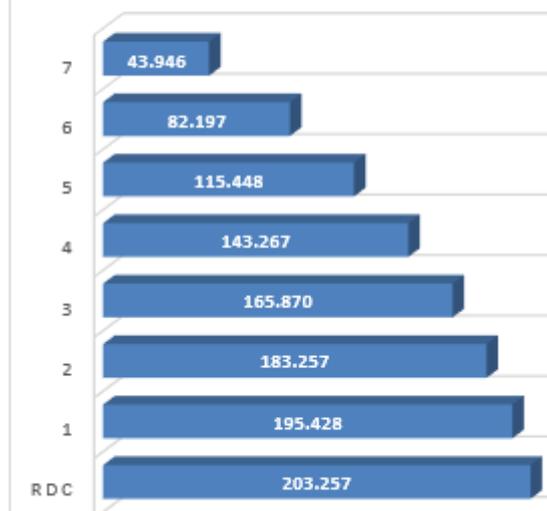


Sens y:

FORCE SISMIQUE
PAR NIVEAU (T)



EFFORT
TRANCHANT PAR
NIVEAU [T]



7. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique F_i

R : coefficient de comportement = 5

Δ_K : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$

Nous allons relever à l'aide de Robot les déplacements à chaque niveau (EX et EY).

Etage	δ_{KX} (cm)	Δ_{KX} (cm) = $\delta_k - \delta_{k-1}$	δ_{KY} (cm)	Δ_{KY} (cm) = $\delta_k - \delta_{k-1}$
RDC	0.5	0.5	0.5	0.5
1	0.8	0.3	0.8	0.3
2	1.1	0.3	1.1	0.3
3	1.3	0.3	1.3	0.3
4	1.5	0.2	1.6	0.2
5	1.7	0.2	1.8	0.2
6	1.8	0.1	1.9	0.1
7	1.9	0.1	2.0	0.1

Tableau (5) : Déplacements absolus pour les deux directions principales

Donc: $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$ sont inférieurs à $\Delta_{adm} = 1\% (h) = 1\% (3,06) = 0,0306m = 3.06cm$.

8. Caractéristique géométrique et massique:

a. centre de masse :

Définition:

Le centre de masse d'un niveau considéré est simplement le centre de gravité de la structure, on peut dire aussi qu'il est calculé le point d'application de la résultante des efforts horizontaux extérieurs (vents ; séisme). il est calculé comme étant le barycentre des masses de structure dont les coordonnées sont données par rapport à un repère (globale) de la structure (XOY) par la formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : masse de l'élément considéré.

X_i : cordonnés du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y) .

Y_i : cordonnés du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y) .

b. centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités de l'ensemble des éléments constituant le contreventement de la structure, autrement dit c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles et des poteaux.

- Si le centre de torsion et le centre de masse se confondent ; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent qu'une translation sur la structure.
- -Si les deux centres sont excentrés la résultante provoque une translation et une rotation ce qui nous ramène à tenir compte dans les calculs un effort tranchant supplémentaire.

La position du centre de torsion se détermine à partir les formules suivantes :

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{XJ} X_J}{\sum I_{XJ}} \quad Y_{CT} = \frac{\sum I_{YJ} Y_J}{\sum I_{YJ}}$$

c. L'excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = | X_{CT} - X_{CM} |$$

$$e_y = | Y_{CT} - Y_{CM} |$$

Le tableau suivant résume les résultats :

Nom	Masse [t]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [tm ²]	Iy [tm ²]	Iz [tm ²]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
Etage 1	462.66	14.82 8.28 2.04	14.33 9.04 2.93	18374.35	33301.91	51676.26	0.49	0.75	1.43	1.02
Etage 2	410.96	14.84 8.27 5.61	14.33 9.05 6.38	15673.66	28145.81	43819.47	0.51	0.78	1.43	1.02
Etage 3	410.96	14.84 8.27 8.67	14.33 9.05 9.44	15673.66	28145.81	43819.47	0.51	0.78	1.43	1.02
Etage 4	410.96	14.84 8.27 11.7	14.33 9.05 12.5	15673.66	28145.81	43819.47	0.51	0.78	1.43	1.02
Etage 5	410.96	14.84 8.27 14.7	14.33 9.05 15.5	15673.66	28145.81	43819.47	0.51	0.78	1.43	1.02
Etage 6	410.96	14.84 8.27 17.8	14.33 9.05 18.6	15673.66	28145.81	43819.47	0.51	0.78	1.43	1.02
Etage 7	410.96	14.84 8.27 20.9	14.33 9.05 21.6	15673.66	28148.28	43821.94	0.51	0.78	1.43	1.02
Etage 8	415.49	14.79 8.31 23.9	14.32 9.22 24.7	15847.53	27926.51	43774.04	0.47	0.91	1.43	1.02

Tableau (6) : Tableau L'excentricité

d. L'excentricité accidentelle :

L'excentricité prévue par le RPA 99/version 2003 :

Le RPA99/version2003 (art 4.3.7) préconise quand il est procédé à une analyse tridimensionnelle, de prendre en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité

Accidentelle (additionnelle) égale a $\pm 5\%$ L.

L : la plus grande dimension du bâtiment a chaque niveau considéré

Donc : $e_{ax} = 0.05 L_x$ avec $L_x = 28.50$ m $\Rightarrow e_{ax} = 1.425$ m

$e_{ay} = 0.05 L_y$ avec $L_y = 18.80$ m $\Rightarrow e_{ay} = 0.94$ m

9. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P- Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

L'article 5.9 du RPA99/version2003 p40

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0.10$$

P_k : masse du niveau k à n

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

V_k : Effort tranchant du niveau k

H_k : Hauteur du niveau k

Niv	$W_k (T)$	Δ_k	$V_k (T)$	$H (m)$	θ	Vérification
RDC	3343.91	0.5	212.47	4.08	0.01928709	vérifier
1	2881.25	0.3	243.91	3.06	0.01158113	vérifier
2	2470.29	0.3	226.07	3.06	0.01071284	vérifier
3	2059.33	0.3	201.13	3.06	0.01003804	vérifier
4	1648.37	0.2	171.36	3.06	0.00628715	vérifier
5	1237.41	0.2	136.37	3.06	0.00593066	vérifier
6	826.45	0.1	96.30	3.06	0.00280458	vérifier
7	415.49	0.1	50.31	3.06	0.00269888	vérifier

Tableau (7) : Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal

Niv	$W_k (T)$	Δ_k	$V_k (T)$	$H (m)$	θ	Vérification
RDC	3343.91	0.5	211.61	4.08	0.01936547	vérifier
1	2881.25	0.3	237.87	3.06	0.01187520	vérifier
2	2470.29	0.3	220.37	3.06	0.01096208	vérifier
3	2059.33	0.3	196.90	3.06	0.01025368	vérifier
4	1648.37	0.2	168.03	3.06	0.00641174	vérifier
5	1237.41	0.2	133.97	3.06	0.00603690	vérifier
6	826.45	0.1	94.79	3.06	0.00284926	vérifier
7	415.49	0.1	49.76	3.06	0.00272871	vérifier

Tableau (8) : Vérification de l'effet P-A pour le sens transversal

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée

10. Justification vis-a-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$$

Mr : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

Ms : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times \frac{L}{2}$$

W : le poids total de la structure

➤ **Sens longitudinal:**

Etage	$F_i (T)$	$h_i (m)$	$F_i \times h_i$
RDC	9.342	4.08	38.115
1	14.522	7.14	103.687
2	20.745	10.2	211.599
3	26.969	13.26	357.608
4	33.193	16.32	541.709
5	39.416	19.38	763.882
6	45.640	22.44	1024.161
7	52.435	25.5	1337.092

Tableau (9) : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (X)

Vérifications:

$$M_S = 3343.91 \times \left(\frac{28.50}{2}\right) = 47650.71 \text{ T.m}$$

$$M_r = 4377.853 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_S}{M_{Rx}} = 10.884 > 1,5 \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

➤ **Sens transversal :**

Etage	F _i (T)	h _i (m)	F _i × h _i
RDC	7.829	4.08	31.942
1	12.170	7.14	86.893
2	17.386	10.2	177.337
3	22.602	13.26	299.702
4	27.819	16.32	454.006
5	33.035	19.38	640.218
6	38.251	22.44	858.352
7	43.946	25.5	1120.623

Tableau (10) : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (Y)

Vérifications:

$$M_S = 3343.91 \times \left(\frac{18.80}{2}\right) = 31432.754 \text{ T.m}$$

$$M_r = 3669.073 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_S}{M_{Rx}} = 8.566 > 1,5 \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

11. Conclusion:

Après toutes ces vérifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique.

Les résultat obtenus pour le logiciel ROBOT (différentes sollicitation des éléments principaux) seront utilisés pour calcules les armatures de ces éléments ce qui va venir dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux).

CHAPITRE VI

ETUDE AU VENT

1. Introduction

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

- la région.
- le site.
- l'altitude.
- les dimensions de l'ouvrage.

L'objet de cette étude est l'évaluation des sollicitations agissant sur la structure, telle que moment fléchissant et effort tranchant qui sont engendrés par l'effet du vent.

On utilise le règlement NV99 pour le calcul du vent.

2. Application des R N V 99 :

❖ la vérification de la stabilité d'ensemble:

Les RNV 99 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

* Notre construction est de **catégorie I** (art 1.1.3 RNV99)

La vérification à la stabilité d'ensemble de notre construction doit passer par les étapes suivantes :

2.1. Détermination du coefficient dynamique C_d :

Données relatives au site:

Site plat : (tab 2.5) P48 :

$C_t = 1$

Zone I : (tab 2.3) P46 :

$q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$

Terrain de catégorie I

$K_T = 0.24$

$Z_0 = 1 \text{ m}$

$Z_{\text{min}} = 16 \text{ m}$

$\varepsilon = 0.46$

Valeur Cd :

Notre bâtiment est en béton armé .donc On utilise la figure 3.1, page 51 pour:

- **Sens x-x:**

h =28.56 m et b = 28.9 m donne (après interpolation)

$$C_d \approx 0.93$$

- **Sen y-y**

h = 28.56 m et b = 19.2m donne (après interpolation)

$$C_d \approx 0.94$$

Cd : les deux directions est inférieur à 1.2 ; donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

2.2Détermination de la pression dynamique q_{dyn}:

$$q_{dyn} = q_{réf} * C_e (Z_{eq})$$

$$q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$$

C_e : est le coefficient d'exploitation dépend aux nature de la structure.

Dans notre cas le coefficient d'exploitation données par :

$$C_e (Z_{eq}) = C_t (Z_{eq})^2 * C_r (Z_{eq})^2 * \left[1 + \frac{7 * K_T}{C_t (Z_{eq}) * C_r (Z_{eq})} \right]$$

- **C_t (Z_{eq})** : est le coefficient de topographié =1
- **C_r** est le coefficient de rugosité il est définit par la loi logarithmique (logarithme

Népérien), ce coefficient traduit l'influence de la rugosité sur la vitesse moyenne du vent.

$$C_r (Z_{eq}) = K_T * Ln \left(\frac{Z_j}{Z_0} \right) \quad \text{Pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

- **K_T**: facteur de terrain
- **Z₀**: paramètre de rugosité
- **Z_{min}**: la hauteur minimale
- **Z_j** : la distance verticale à partir du sol au centre de l'élément

Z _j	C _r	C _e	q _{dyn}
2.04	0.17	0.455	170.62
5.61	0.41	1.1	412.5
8.67	0.52	1.39	521.25
11.73	0.59	1.58	592.5
14.79	0.647	1.73	648.75

17.85	0.69	1.85	693.75
20.91	0.73	1.95	731.25
23.97	0.76	2.04	765
27.03	0.79	2.12	795

Tableau (1)

2.3 Détermination des coefficients de pression C_p :

➤ Coefficient de pression intérieur C_{pi} :

Dans le cas de bâtiment avec cloisons intérieur : $C_{pi} = 0.8$ et $-0,5$

➤ Coefficient de pression extérieur C_{pe} :

Le coefficient de pression dynamique dépend au la surface chargée de la paroi considérée

$$C_{pe} = C_{pe.1}$$

si la surface $S < 10 \text{ m}^2$

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe1} + C_{pe.10}) * \text{Log}_{10}(S)$$

si la surface: $1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$

$$C_{pe1} = C_{pe.10}$$

si la surface $S \geq 10 \text{ m}^2$

a) les parois verticales :

a – 1) sens x-x

$$C_{pe} = C_{pe.10}$$

si la surface $S \geq 10 \text{ m}^2$

$$h = 28.56 \text{ m} \quad b = 28.9 \text{ m}$$

$$e = \min(b ; 2h) = 28.9 \text{ m}$$

$d < e$ donc on adopte le 2^{ème} cas

A'	B'	D	E
C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

a – 2) sens y-y

$$h = 28.56 \text{ m} \quad b = 19.2 \text{ m}$$

$$e = \min(b ; 2h) = 19.2 \text{ m}$$

$d > e$ donc on adopte le 1^{ère} cas

A	B	C	D	E
C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 2.2. Les valeurs de C_{p10} sont données dans le tableau (5.1) P 65.

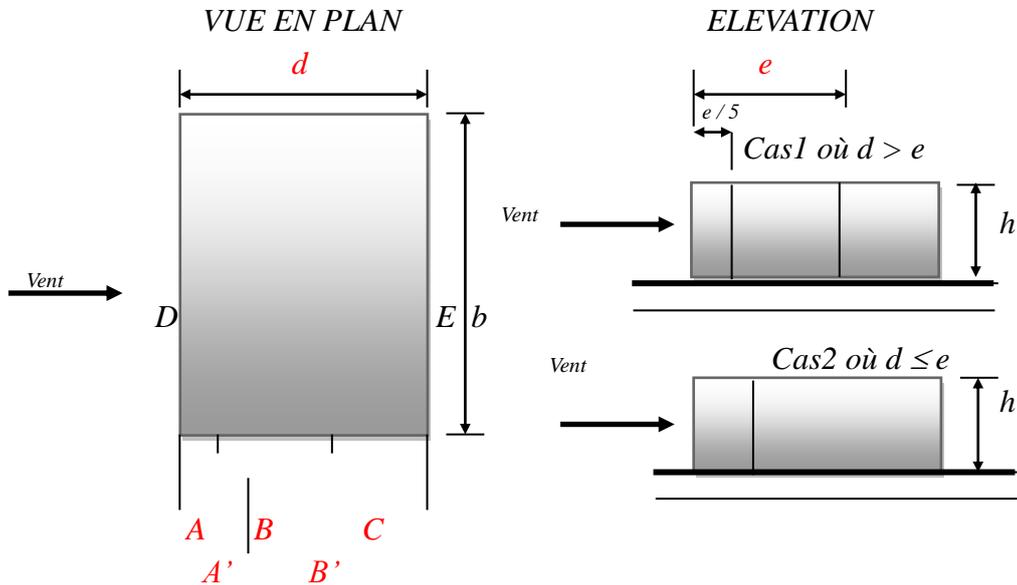


Fig. (1) :répartition des coefficients de pression (paroi verticale)

b) Toitures :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser l'acrotère comme l'indique la figure .2. Le coefficient C_{p10} est donné par l'interpolation dans le tableau (5.2) P 65 .

$h_p/h = 0.6/28.56 = 0.021$

/	/	F	G	H	I
/	/	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
Avec acrotère	$h/h_p=0.025$	-1.6	-1.1	-0.7	+0.2
	$h/h_p=0.05$	-1.4	-0.9	-0.7	+0.2
	$h/h_p=0.1$	-1.2	-0.8	-0.7	+0.2

Tableau (2)

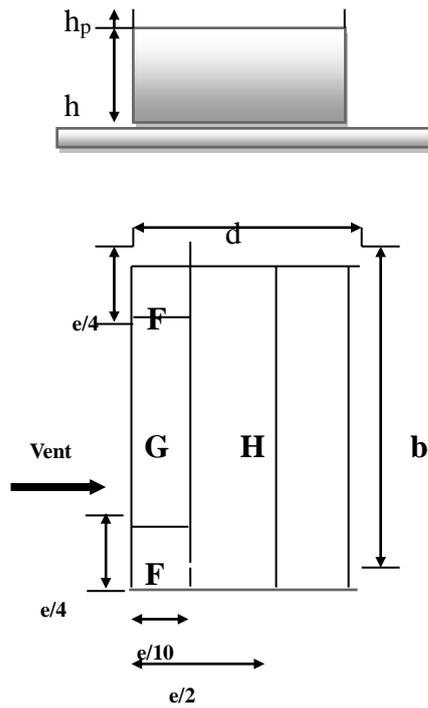


Fig. (2) répartitions des coefficients de pression (Acrotère)

Zone	C_{pi}	$C_{pe}=C_{pe10}$	C_p
A. A'	0.8	-1.0	-1.8
B. B'	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	+0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5

Tableau (3)

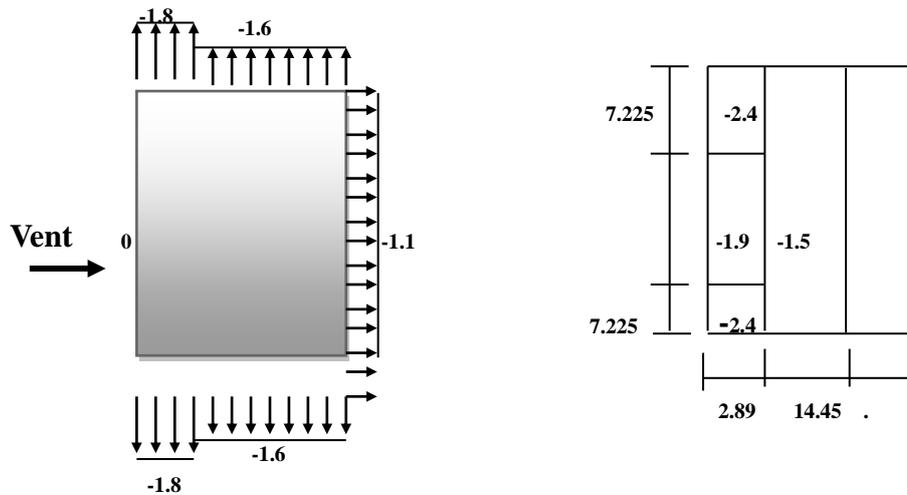


Fig (3) répartitions des coefficients de pression

3. Détermination de la pression due au vent :

La pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule 2.1 du RNV99 :

$$q_j = C_d \times W(z_j)$$

C_d : est le coefficient dynamique de la construction

W : est la pression nette exercée sur l'élément de surface j calculée à la hauteur z_j relative à l'élément de surface j . $W(z_j)$ est donnée par la formule suivante :

$$W(z_j) = q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

D'ou
$$q_j = C_d \times q_{dyn}(z_j) \times C_p$$

L'ensemble des résultats est porté dans le **tableau (4)**

- **Calcul des forces de frottement :**

Cette étape a pour but de tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La construction pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées est celle pour laquelle soit le rapport $d/b \geq 3$, ou le rapport $d/h \geq 3$

Dans notre structure cette condition n'est pas vérifiée

- **Détermination de la Force résultante:**

La force résultante R se décompose en deux forces :

➤ Une force globale horizontale F_w qui correspond à la résultante des forces horizontales

Agissant sur les parois verticales de la construction et la composante horizontale des forces appliquées à l'acrotère ;

➤ Une force de soulèvement F_u qui est la composante de force résultante R est donnée par la formule suivante :

$$R = \sum (q_j \times S_j)$$

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau 6.3

$C_d = 0.93$ pour la direction (x-x)

$C_d = 0.94$ pour la direction (y-y)

h (m)	Zone	S(x-x)	S(y-y)	q _{dyn}	q _{j(x-x)}	q _{j(y-y)}	R(x-x)	R(y-y)
2.04	E : $C_p = -1,1$	117.91	78,33	170.62	-174.54	-176.42	-20580	-13818.97
5,61	E : $C_p = -1,1$	88.43	58,75	412.5	-422	-426.52	-37317.46	-25058.05
8,67				521.25	-533.24	-538.97	-47154.41	-31664.48
11,73				592.5	-606.13	-612.64	-53600.07	-35992.6
14,79				648.75	-663.67	-670.80	-58688.34	-39409.5
17,85				693.75	-709.7	-717.34	-62758.77	-42143.72
20,91				731.25	-748.07	-756.11	-66151.83	-44421.5
23,97				765	-782.59	-791.01	-69204.43	-46471.84
27.03				F : $C_p = -2,4$	17.34	11,52	795	-1774.44
	G : $C_p = -1,9$	-1404.76	-1419.87	-24358.54				-16356.9
	H : $C_p = -1,5$	-1109	-1120.95	-19230.06				-12913.34

Tableau (4)

D'où on obtient

$$R_y = 270.31 \text{ KN}$$

$$R_x = 489.81 \text{ KN}$$

Par une comparaison des actions du vent à celle du séisme, on remarque que ces derniers sont plus importants. Et la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible .et pour cela on peut négliger l'effet du vent au ferrailage.

CHAPITRE VII

FERRAILAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Le ferrailage des éléments résistants s'effectuera selon le règlement des règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ version 2003) et le BAEL91.

Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,5	1	400	400

Tableau (1) : caractéristiques mécaniques des matériaux

1-Le ferrailage :

Une section soumise à la flexion composée est dite partiellement comprimée si :

- ❖ N est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.
- ❖ N est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie

$$N(d-c') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b$$

(B)

(A)

1-2- Le Moment fictif :

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A^f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

1-3- Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

❖ **Selon le BAEL :**

- ELU : 1,35 G + 1,5 Q

- EL.S : G + Q

❖ **Selon le RPA99 :**

- G + Q ± E (N_{max} → M_{corr})

- 0,8 G ± E (N_{min} → M_{corr})

* Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l' E.L.U.

a / Recommandation de (RPA 2003) :

1/ Pourcentage minimal (zone IIa) : 0,8 %

2/ Pourcentage maximal : 4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

3/ Diamètre minimum : 12 mm.

4/ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).

b / Armatures transversales :➤ **BAEL91 : (art A.8.1,3)**

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

2/ leur espacement : $S_t \leq \min(15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

3/ La quantité des armatures transversales $\frac{A_t}{S_t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \%$

Si $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \%$

Si $3 \leq \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

* λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

* a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

* l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

➤ **RPA99(VER2003):**

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

* V_u : est l'effort tranchant de calcul.

* h_1 : Hauteur total de la section brute.

* f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversales (f_e 235MPa).

* ρ_a : Coefficient correcte qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

S_t : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10 \phi_1, 15 \text{ cm})$

- La zone courante : $S_t \leq 15 \phi_1$

ϕ_1 : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

c/ Combinaison de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales

Sont données d'après le RPA 99 et BAEL 91 comme suit :

❖ D'après le **RPA99ver 2003** :

➤ $G + Q \pm E$ (5.1)

➤ $0.8 G \pm E$ (5.2)

❖ D'après le **BAEL 91** :

$$1.35 G + 1.5 Q$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

$$N^{max} : M^{correspondant}$$

$$N^{min} : M^{correspondant}$$

$$M^{max} : N^{correspondant}$$

2.Exemple de calcul :

Soit le poteau le plus sollicité de RDC :

$$c = c' = 4 \text{ cm} ; \quad s = 50 \times 50 (\text{cm}) ; \quad \text{acier } F_e \text{ E400; } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$f_{bu} = 0.85 f_{c28} ; \gamma_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$l = 4,08\text{m}$: hauteur totale du Poteau.

2.1. Ferrailage longitudinal :

$N_{\max} = 1247200\text{N}$ $M_{\text{corr}} = 16000\text{N.m}$ la combinaison (1.35 G+1.5 Q)

$M_{\text{MAX}}=102700\text{N}$ $N_{\text{cor}} = 1402200\text{N.m}$. La combinaison (G+Q+Ex)

1^{er} cas : ELU

Correction des efforts pour tenir compte de l'excentricité additionnelle

- e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

L : hauteur totale du Poteau.

L_f : longueur de flambement du poteau.

$e_a = \max(2 \text{ cm} ; l / 250)$

$L / 250 = 1.632 \text{ cm}$

$e_a = 2\text{cm}$.

- e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$e_1 = M_{\text{corr}} / N_{\max}$

$e_1 = 16000 / 1247200$

$e_1 = 0.0128 \text{ m}$.

- e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

Si $l_f / h < \max(15 ; 20.e_1 / h)$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m}$.

$5.712 < \max(15 ; 1.4)$

La méthode forfaitaire est utilisable.

$$e_2 = \frac{3.L_f^2}{10^4.h} (2 + \phi_\alpha). \quad \phi : \text{généralement on prend } \phi = 2$$

$$\lambda = 3.46 \frac{L_f}{h} = 19.76$$

$$\lambda \pi 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.799$$

$$e_2 = \frac{3(2.856)^2}{10^4 \cdot 0.5} (2 + 2(0.799)) = 0.0176 \text{ m.}$$

$$e_2 = 0.0176 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e = e_1 + e_a + e_2 = 0.0128 + 0.02 + 0.0176$$

$$e = 0.0504 \text{ m.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} * e = 1247.20 \times 0.0504 = 62.858 \text{ KN.m.}$$

* Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{MAX}} = 1247.20 \text{ KN} ; \quad M_{\text{corrigé}} = 62.858 \text{ KN.m.}$$

- $A = (0.337 h - 0.81 c') b. h. \sigma_{bc}$

$$A = (0.337 \times 0.50 - 0.81 \times 0.04) 500 \times 500 \times 14.2.$$

$$\Rightarrow A = 483155 \text{ N.m} = 483.155 \text{ KN.m}$$

- $B = N_u (d - c') - M_a$

$$M_a = M_{\text{corrigé}} + N_u \times (d - h/2) = 62.858 + 1247.20(0.21) = 324.77 \text{ KN. M}$$

$$\Rightarrow B = 1247.20(0.42) - 324.77 = 199.054 \text{ KN.m}$$

❖ $A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M A}{\bar{\sigma}_b b d^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{324.77 \times 10^3}{14.2 \times 50 \times 46^2} = 0.2617$$

$$u(\lambda) \Rightarrow (\beta = 0,8768, \alpha = 0,3079) \rightarrow A'_f = 0$$

$$A_f = \frac{M A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 23,14 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = -12,69 \text{ cm}^2 \leq 0.$$

2^{eme} cas : G+Q+Ex

- $e_a = \max(2 \text{ cm} ; l / 250)$

$$l / 250 = 1,632 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm.}$$

- $e_1 = M_{\text{corr}} / N_{\text{max}}$

$$e_1 = 102700 / 1402200$$

$$e_1 = 0,073 \text{ m.}$$

- e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$\text{Si } l_f / h < \max(15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 4,08 = 2,856 \text{ m.}$$

$$5,712 < \max(15 ; 1,4)$$

La méthode forfaitaire est utilisable.

$$e_2 = \frac{3 \cdot L_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \phi \alpha). \quad \phi : \text{généralement on prend } \phi = 2$$

$$\lambda = 3,46 \frac{L_f}{h} = 19,76$$

$$\lambda \pi 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,799$$

$$e_2 = \frac{3(2,856)^2}{10^4 \cdot 0,5} (2 + 2(0,799)) = 0,0176 \text{ m.}$$

$$e_2 = 0,0168 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e = e_1 + e_a + e_2 = 0,073 + 0,02 + 0,0176$$

$$e = 0,1106 \text{ m.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} * e = 1402200 \times 0,1106 = 155,083 \text{ KN.m.}$$

* Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{MIN}} = 1402.20 \text{KN} ; \quad M_{\text{corrigé}} = 155.083 \text{KN.m.}$$

$$\bullet A = (0.337 h - 0.81 c') b. h. \sigma_{bc}$$

$$A = (0.337 \times 0.50 - 0.81 \times 0.04) 500 \times 500 \times 14,2.$$

$$\Rightarrow A = 483155 \text{ N.m} = 483.155 \text{KN.m}$$

$$\bullet B = N_u (d - c') - M_a$$

$$M_a = M_{\text{corrigé}} + N_u \times (d - h/2) = 155.083 + 1402.20(0,21) = 449.545 \text{ KN. M}$$

$$\Rightarrow B = 1412.8(0,42) - 452.943 = 140.433 \text{KN.m}$$

❖ $A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M A}{\bar{\sigma}_b b d^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{MPa} \quad , \quad \bar{\sigma}_s = 400 \quad \text{situation - accidentel le .}$$

$$\mu = \frac{449.545 \times 10^3}{18.5 \times 50 \times 46^2} = 0.2296$$

$$u < u_{\lambda} \Rightarrow (\beta = 0,867, \alpha = 0.3307) \rightarrow A'_f = 0$$

$$A_f = \frac{M A}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = 28.18 \text{cm}^2.$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s} = -6.875 \text{cm}^2 \leq 0.$$

VERIFICATION DES SECTIONS :

➤ D'après (**RPA2003**) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.
 $A_{\text{MIN}} = 0.8\%(b \cdot h) = 0.008 (50 \cdot 50) = 20 \text{cm}^2$

2.2. Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0.23 b d f_{t28} / f_e = 2.77 \text{cm}^2$$

$$A = \max (A_{\text{CAL}}, A_{\text{min}}^{\text{BAEL}}, A^{\text{RPA}}_{\text{min}}) = 20 \text{cm}^2$$

*On adopte $4\text{HA}16 + 4\text{HA}20 = 20.61 \text{cm}^2$

2.3. Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser}, M_{ser})
- la fissuration est considérée peu préjudiciable donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.
- la contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$
- la contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

* Les poteaux sont calculés en flexion composée.

✓ **Pour le premier cas :**

$$N_{ser}=909100N ; M_{ser}= 11700N.m$$

$$e_0=M_{SER} /N_{SER}=0.01286m$$

$$e_0=0,01286 < h/6 = 0.083m$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons des notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) = 50 \times 50 + 15(20.61) = 2809.15 \text{ cm}^2$$

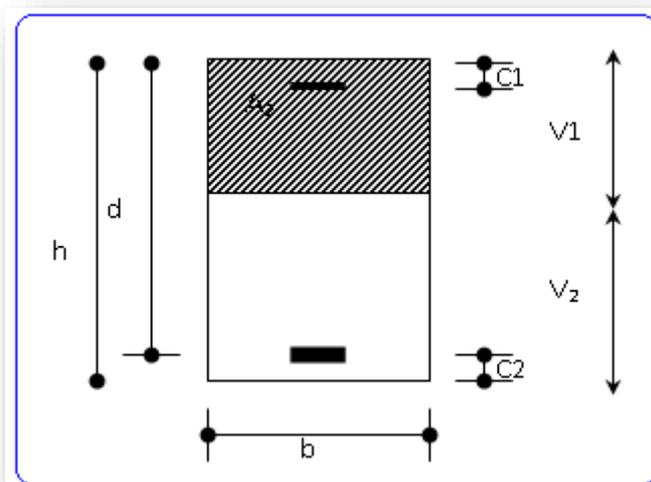


Fig-1 -section du poteau-

$$* v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right] = 24.5 \text{ cm}$$

$$* v_2 = h - v_1 = 50 - 24.5 = 25.5 \text{ cm}$$

$$* K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravite de la section

$$M_G=11700N.m$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15x(A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2x(v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{XX} = 16.66(24.5^3 + 25.5^3) + 15[12.57(24.5 - 4)^2 + 8.04(25.5 - 4)^2] = 656443.82 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow k = \frac{M_g}{I_{xx}} = 0.0178$$

$$\sigma_0 = \frac{909100}{100 * B} = 3.236 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K * V^1 = 3.67$$

$$\sigma_b = 3.67 < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.
 La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c)] = 15[3.236 + 0.0178(24.5 - 4)] = 54.013 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[3.236 - 0.0178(46 - 24.5)] = 42.799 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^1 = 54.013 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e / 400 = 400 \text{ MPa} \dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

$$\sigma_s^2 = 42.799 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e / 400 = 400 \text{ MPa} \dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

2.4. Armatures transversales :

2.4.1. Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux La combinaison **G + Q ± E** Donne l'effort tranchant max. .

$$V_{max} = 113900 \text{ N}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{113900}{500 \times 460} = 0.495 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.495 < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

2.4.2 Calcul d'armature transversal:

Selon (**RPA99 version 2003**) les armatures transversales des poteaux sont calculées à

l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversales (f_e 235MPa).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

- λ_g : L'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas

$$\lambda_g = 2.856 / 0.5 \Rightarrow \lambda_g = 5.712 > 5 \text{ alors } p_a = 2.5$$

- t : c'est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l ; 15 \text{ cm})$ en prend $S_t = 10 \text{ cm}$

- La zone courante : $S_t \leq 15\phi_l \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

$$S_t \leq \text{Min}(16, 20, 20)$$

En prend $S_t = 15 \text{ cm}$ dans la zone courante

$$A = \frac{P * Vu}{h * fe} st = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t = 1.2 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3 \text{ cadres de } \Phi_8 \text{ } A_t = 1.51 \text{ cm}^2$$

2.4.3. Vérification des cadres des armatures minimales :

✓ **D'après RPA99**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale $t \leq \min(10\phi_l ; 15 \text{ cm})$ en zone Π_a et $I \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Dans la zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$$

✓ **BAEL91 :**

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$ CV

2/ leur espacement : $S_t \leq \min(15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$S_t \leq \min(24 ; 40 \text{ cm} ; 50 \text{ cm})$C.V

Tableau récapitulatif

Section	Ferrailage adoptée
50x50	4HA16+4HA20=20.61cm²

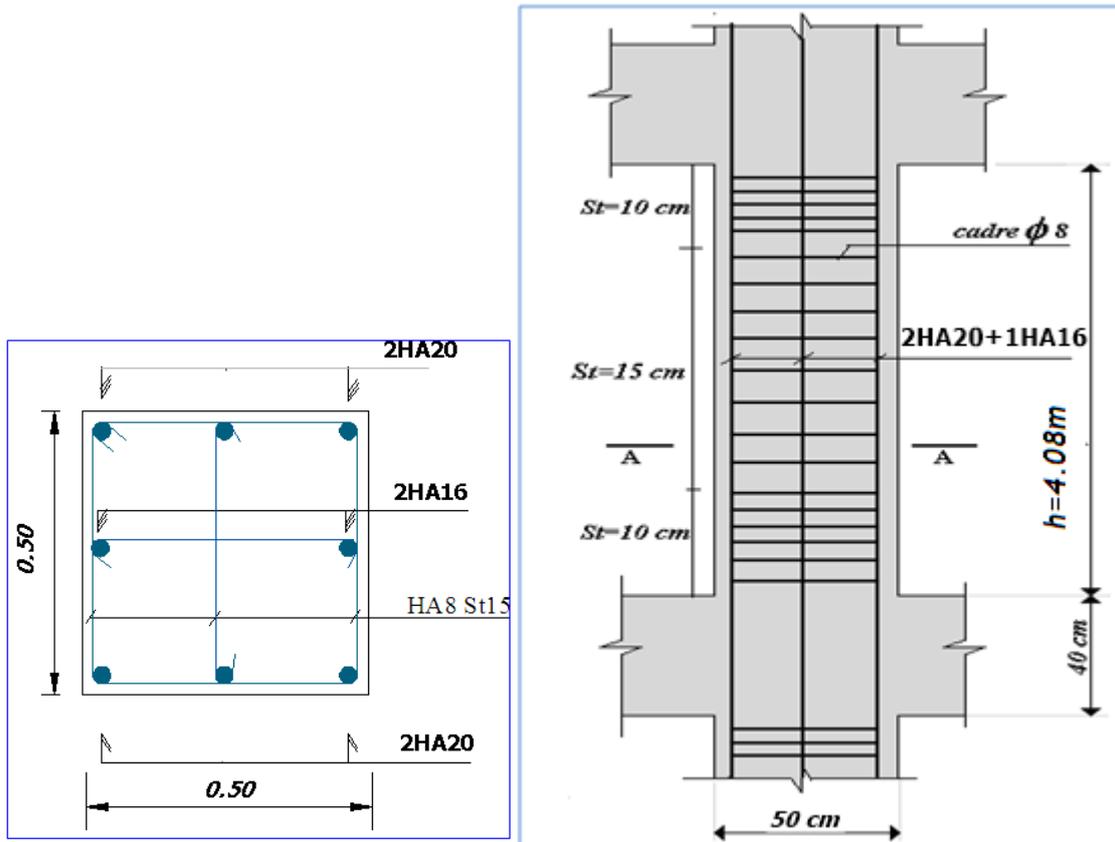


Fig -2- ferrailage du poteau (50*50)

Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

2.1 Les combinaisons de calcul :

- $1.35 G + 1.5 Q$ selon BAEL
 - $G + Q \pm E$ selon RPA99
 - $0.8 G \pm E$ selon RPA99
- La combinaison (1,35G+1,5Q) nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.
- La combinaison ($G + Q \pm E$) donne le moment négatif maximum en valeur absolue sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison ($0.8G \pm E$) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où $M > 0$ de déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

2.2 Ferrailage longitudinal :

Néanmoins il faut respecter les pourcentages minimaux donnés par les **BAEL** et **RPA99**.

Ferrailage minimal d'après **BAEL** (**Condition de non fragilité**).

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b_o \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

- Pour les poutres principales et les poutres secondaires (30 * 45)
 $A_{\min} = 1.50 \text{ cm}^2$

2.2.1 Pourcentage des aciers d'après Art 7.5.2.1 RPA99 :

- ✓ le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
 - ✓ $\Rightarrow A_{\min} = 0.5\% \cdot (b \cdot h)$
- *Pour les poutres principales et les poutres secondaires (30 * 45)
 $A_{\min} = 6.75 \text{ cm}^2$

- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement

*Pour les poutres principales et les poutres secondaires (30 × 45)

4 % en zone courante $\Rightarrow A_{\max} = 54 \text{ cm}^2$

6 % en zone de recouvrement $\Rightarrow A_{\max} = 81 \text{ cm}^2$

- *La longueur minimale de recouvrement est 40ϕ en zone II
- ✓ Les cadres des nœuds sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle.

2.3 Calcul des armatures transversal :

Pour reprendre l'effort tranchant et limiter les fissures des armatures transversales sont disposées en cours successifs plans et normaux à l'axe longitudinal de la pièce. Dans chaque cours elles forment une ceinture continue sur le contour de la pièce et embrassent toutes les armatures longitudinales.

2.4 Vérifications des règlements :

2.4.1 Vérifications de RPA99 (Art 7.5.2.2) :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :
 $A_t = 0.003.S_t.b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit:
 - Dans la zone nodale et en travée on prend le : $\min (h/4, 12\phi)$
 - En dehors de la zone nodale: $s \leq h/2$: La valeur du diamètre ϕ des armatures

Longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une Section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés qu'il faut considérer.

2.4.2 Vérification de la contrainte tangentielle :

Les règles C.B.A (A.5.1) considérant la contrainte tangente conventionnelle ou nominale comme étant : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$

τ_u doit vérifier la condition :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min (0,2f_{c28} / \gamma_b , 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa} \text{ (fissuration peu nuisible)}.$$

2.4.3 Disposition constructives :

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversaux

- La zone nodale
 $S_t \leq \min (h/4; 12\phi ; 30\text{cm})$
- La zone courante :
 $S_t = h/2 \Rightarrow h$: la hauteur de la poutre.
 $S_t \leq \min (0.9d; 40\text{cm})$

- section minimale A_t des cours d'armatures transversales : $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4\text{Mpa}$

2.4.4 Vérification de la flèche :

D'après l'Article B 6.5.1 de C.B.A On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de justifier l'état limite de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

- $h/L \geq 1/16$
- $A_s / b.d \leq 4,2 / f_e$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

2.5 Exemple d'application :

Poutre principale :

Ferrailage longitudinal :

- $b \times h = 30 \times 45$.
- M_{\max} (sur l'appui) = 74000 N.m
- M_{\max} (en travée) = 45000 N.m
- $V_{\max} = 72100$ N
- L'enrobage : $C \geq 1 + \phi/2$; $\phi = h/10 = 45/10 = 4.5$ cm

$$C \geq 1 + 4.5/2 = 3.25 \Rightarrow C = 3.5 \text{ cm}$$

*Ferrailage en travées :(ELU)

$$M_{ult} = 45000 \text{ N.m}$$

D'après B.A.E.L 91 :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{45000}{14.2 \cdot 30 \cdot 41.5^2} = 0,0613$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0,8 = 0.07912$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) = 0.96835$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{45000}{348 \cdot 0.968 \cdot 41.5} = 3.22 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{RPA}; A_{BAEL}; A_{CAL}) = 6.75 \text{ cm}^2. \text{ Donc on choisit : } 6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

*Ferrailage sur appui :

A- la nappe supérieure:

$$M_{amax} = -74000 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{74000}{18.5 \cdot 30 \cdot 41.5^2} = 0.077$$

$$\mu_1 = 0,392$$

$\mu < \mu_1 \Rightarrow$ il n'est donc pas nécessaire de mettre des armatures comprimées $A_s' = 0$

$$\alpha = 0.10027$$

$$\beta = 0.9598$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{74000}{400 \cdot 0.9598 \cdot 41.5} = 4.64 \text{ cm}^2$$

$A = \max(A_{RPA}; A_{BAEL}; A_{CAL}) = 6.75 \text{ cm}^2$. Donc on choisit : 6HA12 = 6.79 cm²

B-la nappe inférieure:

$$M_{\text{amax}} = -4100 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{4100}{18.5 \cdot 30 \cdot 41.5^2} = 0.004289$$

$$\mu_l = 0.392$$

$\mu < \mu_l \Rightarrow$ il n'est donc pas nécessaire de mettre des armatures comprimées $A_s' = 0$

$$\alpha = 0.008615$$

$$\beta = 0.99$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{4100}{400 \cdot 0.99 \cdot 41.5} = 0.249 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Soit 3HA12 = 3.39 cm²

Poutre secondaire :

Ferraillage longitudinal :

- $b \times h = 30 \times 45$.
- M_{max} (sur l'appui) = -67900 N.m
- M_{max} (en travée) = 46200 N.m
- $V_{\text{max}} = 69500 \text{ N}$
- L'enrobage : $C \geq 1 + \phi/2$; $\phi = h/10 = 45/10 = 4.5 \text{ cm}$
 $C \geq 1 + 4.5/2 = 3.25 \Rightarrow C = 3.5 \text{ cm}$

✓ **Ferraillage en travées :** (ELU)

$$M_{\text{ult}} = 46200 \text{ N.m}$$

D'après B.A.E.L 91 :

$$\mu = \frac{M^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{46200}{14.2 \cdot 30 \cdot 41.5^2} = 0.06297$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0.8 = 0.0814$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = 0.9674$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{46200}{348 \cdot 0.9674 \cdot 41.5} = 3.31 \text{ cm}^2$$

$A = \max(A_{RPA}; A_{BAEL}; A_{CAL}) = 6.75 \text{ cm}^2$. Donc on choisit : 6HA12 = 6.79 cm²

✓ **Ferraillage sur appui :**

a-la nappe supérieure:

$$M_{\text{amax}} = -67900 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{67900}{18.5 \cdot 30 \cdot 41.5^2} = 0.0071$$

$$\mu_l = 0.392$$

$\mu < \mu_l \Rightarrow$ il n'est donc pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

$$A_s' = 0$$

$$\alpha = 0.09214$$

$$\beta = 0.963$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{67900}{400 \cdot 0.963 \cdot 41.5} = 4.25 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{RPA}; A_{BAEL}; A_{CAL}) = 6.75 \text{ cm}^2. \text{ Donc on choisit : } 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

b-la nappe inférieure:

$$M_{\text{amax}} = -2900 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2900}{18.5 \cdot 30 \cdot 41.5^2} = 0.003$$

$$\mu_l = 0.392$$

$\mu < \mu_l \Rightarrow$ il n'est donc pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

$$A_s' = 0$$

$$\alpha = 0.003$$

$$\beta = 0.99$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2900}{400 \cdot 0.99 \cdot 41} = 0.176 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

***Vérification nécessaire pour les poutres :**

Vérification des sections minimales exigées par RPA et C.B.A calculées précédemment:

$$A_{S\text{RPA}} = 6.75 \text{ cm}^2.$$

$$A_{S\text{BAEL}} = 1.50 \text{ cm}^2.$$

Donc les deux conditions sont vérifiées.

***contrainte tangentielle:**

$$V_u^{\text{max}} = 72100 \text{ N.}$$

$$\tau_u^{\text{max}} = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{72100}{300 \cdot 41.5} = 0.579 \text{ MPA.}$$

$$\overline{\tau} = \min(0.2f_{c28}/\gamma_b; 5 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ MPA} \quad (\text{fissuration peu nuisible}).$$

$$\tau_u^{\text{max}} < \overline{\tau} \quad (\text{C.V.}).$$

***Disposition constructive :**

$$\triangleright \text{ Dans la zone nodale: } S_t \leq \min(h/4, 12\phi; 30 \text{ cm}) = 11.25 \text{ cm}$$

$$\text{La longueur de la zone nodale: } L' = 2 \cdot h = 90 \text{ cm}$$

$$\triangleright \text{ dans la zone courante: } s \leq h/2 = 22.5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq (0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq (37.35; 40 \text{ cm}) \dots \text{C.V.}$$

*Calcul de la section minimale :

$$\text{BAEL} : \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4$$

$$A_t = 0,4 \times 30 \times 22.5 / 400 = 0,675 \text{ cm}^2$$

RPA : La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 22.5 \times 30 = 2.00 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\Phi 8$

$$4 \Phi 8 \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2.$$

*Vérification de la flèche :

$$1. \quad h / l = 45 / 560 = 0.08 \geq M_t / 10M_0 = 0,078 \quad \text{CV}$$

$$2. \quad \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0,0054 \leq 0,0105 \quad \text{CV}$$

$$3. \quad h/L \geq 1/16 \Rightarrow 0,45 / 5.6 = 0.08 \geq 1/16 = 0,0625 \quad \text{CV}$$

Toutes les conditions vérifient donc il n'est pas indispensable de vérifier la déformation par le calcul de flèche.

2.6 Résultats de ferrailage :

Pour Le ferrailage on prend les poutres les plus sollicitées selon les deux sens porteur et non porteur Les résultats représentés sur le tableau suivant :

section	Position	M [N.m]	μ	α	β	A_{cal} [cm ²]	A_{RPA} [cm ²]	A_s adoptée	Choix des barres
Poutre principale	Travée	45000	0.0613	0,079	0,968	3.22	6.75	6.79	6HA12
	Appui	74000	0.077	0.100	0.959	4.64	6.75	6.79	6HA12
Poutre secondaire	Travée	46200	0.0629	0,081	0,967	3.31	6.75	6.79	6HA12
	Appui	67900	0.071	0.092	0.963	4.25	6.75	6.79	6HA12

Tableau 2: Calcul des sections d'armatures longitudinales.

2.7 La Vérification de la contrainte tangentielle :

Les résultats de la Vérification de la contrainte tangentielle sont représenté sur le tableau 2 suivant :

section	V_u (N)	α^{max}	$\bar{\tau}$	$\alpha^{max} < \bar{\tau}$
<i>poutre principale</i>	72100	0.579	3,33	vérifie
<i>poutre secondaire</i>	69500	0.558	3,33	vérifie

2.8 Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poutres à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service,

- ✓ les contraintes sont calculées à l'E LS sous le moment (M_{ser}).
- ✓ la fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier.
- ✓ la contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15$ MPA

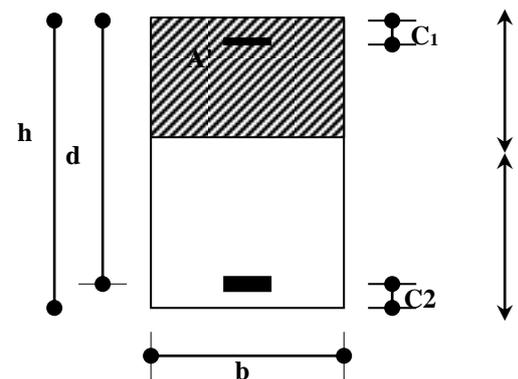
Les poutres sont calculée en flexion simple, et pour calculée la contrainte σ_{bc} de chaque poutre il faut suivre les étapes suivants :

- Calcul de la position de l'axe neutre : $S = \frac{b}{2} y^2 + n A's (y-c') - n A_s (d-y) = 0$
- Calcul du moment d'inertie : $I = \frac{b}{3} y^3 + n A's (y-c')^2 + n A_s (d-y)^2$

Où :

A_s : section d'armatures tendue
 A_s' : section d'armatures comprimées
 n : 15 coefficient d'équivalence

- Calcul des contraintes :
- $$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y$$



Vérification des contraintes

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

Les résultats des vérifications sont présentés dans les tableaux ci après :

section	Position	Mser [Kn.m]	A_s	y (m)	σ_b MPA	σ_{bc} MPA	Condition
Poutre principale	Travée	32500	6,78	11,60	5.4	15	Vérifiée
	Appui	57000	9.23	14,86	7.03	15	Vérifiée
Poutre secondaire	Travée	33400	6.70	11.46	5.38	15	Vérifiée
	Appui	52300	9.04	14.11	6.9	15	Vérifiée

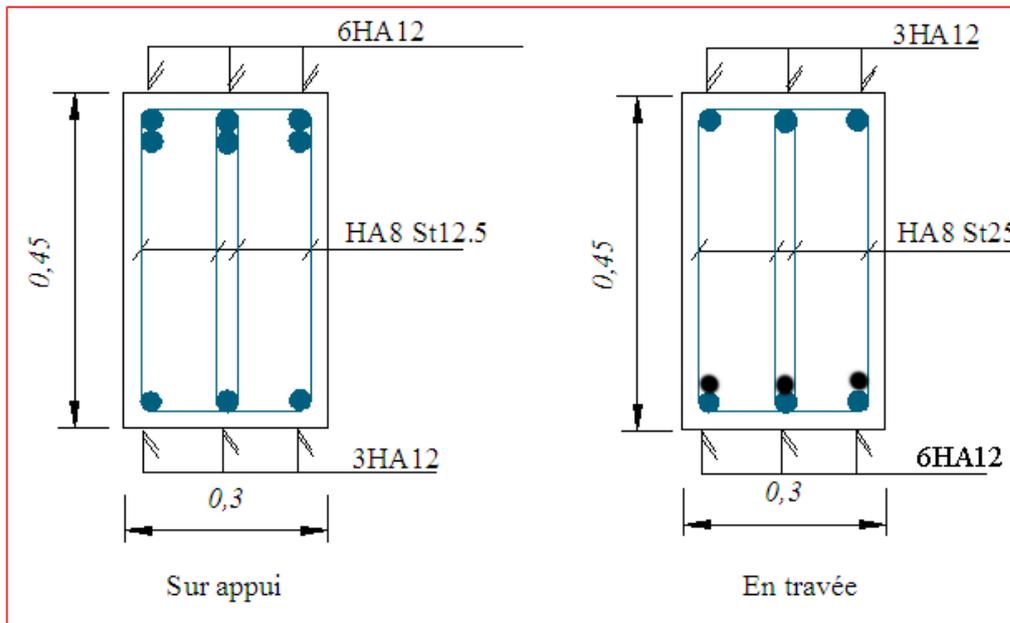


fig-3-Ferrailage de la poutre principale et secondaire 30x45 cm

FERRAILLAGE DES VOILES

Introduction :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables.
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

1. Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- ✓ Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- ✓ De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

2. Ferrailage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

3. combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99), les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8G \pm E$

4- Règles communes :

4.1- Ferrailage vertical :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes dues à la flexion composée, et ceci en tenant compte des prescriptions exigées par le **RPA99V2003**.

D'écrites ci-dessous :

1. L'effort de traction engendrée dans une partie du voile devra être prise en totalité par les armatures. Leur pourcentage minimal vaut 0.2% de la section horizontal de béton tendue.
2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être accrochées par des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
3. Les barres verticales de ces derniers doivent être menues de crochets (jonction de recouvrement)
4. A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile, cet espacement est au plus égale à 15 cm

(le ferrailage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment)

5. Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile égale a 0.15%
 - En zone courante égale a 0.10%
6. En présence d'une forte concentration d'effort de compression aux extrémités, les barres verticales devons respecter les exigences imposées aux poteaux.

4.2- Ferrailage horizontal :

Les armatures transversales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendrées par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ

ϕ : Diamètre des barres horizontales.

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le **RPA 99V2003** préconise les règles suivantes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1.5e$ (e : épaisseur du voile).
 - $S \leq 30\text{cm}$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur ; le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être à 40ϕ pour les barres situées dans la zone ou le renversement du signe des efforts est possible . 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible des charges.

Armatures transversales :

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carrée.

5- Calcul des Armatures verticales :

***Type de section qu'on part avoir :**

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ✓ Entièrement tendu (S.E.T)
- ✓ Entièrement comprimée (S.E.C)
- ✓ Partiellement comprimée (S.P.C)

5-1Etapes de calcul :

Détermination de la nature de la section :

Calcul des dimensions de noyau central pour les sections rectangulaires c'est : $\left(\frac{h}{6}\right)$

Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normale $\left(e = \frac{M}{N}\right)$

Remarque

⇒ Notre voile est un voile plein

5.2. Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL .91

5.2.1 Armatures verticales :

$h = 2.00m$

On à : $c = h/20 = 0.10 \text{ cm} \Rightarrow c = 10 \text{ cm}$

Donc : $d = h - c = 190cm.$

$N (N)$	$M (N.m)$	$e=M/N$
1761000	593700	0.34

$$e = \frac{M}{N} = \frac{593700}{1761000} = 0.34 \text{ m}$$

$e = M / N \text{ p } h / 2 = 100cm$

Le centre de compression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, donc la section est partiellement comprimée.

a. Vérification de flambement

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20e}{h})$$

$$\frac{20e}{h} = \frac{20 * 0.34}{2.0} = 3.40$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 4.08}{2.0} = 1.02$$

$$\frac{l_f}{h} = 1.02 < \frac{20e}{h} = 3.40 \dots \dots \dots (cv)$$

b- Calcul des armatures à la flexion simple :

$M_1 = N (e + d - \frac{h}{2})$ (moment par rapport aux armatures tendues)

$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2}$, $\mu < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A'_f = 0$

$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8}$, $\beta = 1 - 0,4\alpha$, $A_f = \frac{M_1}{\beta \times d \times \sigma_s}$

$d = 190 \text{ cm} ; \quad b = 20 \text{ cm} ; \quad \bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$

Niveau	$M_1 (N.m)$	μ	μ_L	α	β	$A_f (cm^2)$
RDC	2183640	0.1634	0,392	0.224	0.9104	31.57

c- Calcul des armatures à la flexion composée:

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 31.57 - \frac{1761000}{100 \times 400} = -12.45 \text{ cm}^2$$

d- Les pourcentages minimaux : RPA99

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effet de traction doit être pris en totalité pour les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2 %.

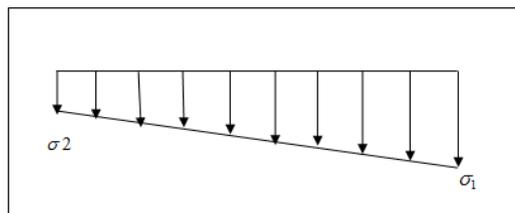


Figure 4

$$A_{min}^1 \geq 0,002 \cdot b \cdot l_t$$

l_t : la longueur de la zone tendue.

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M}{W}$$

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{200 \times 2000^2}{6} = 133333333.3 \text{ mm}^3$$

$$A = b \cdot h = 200 \times 2000 = 400000 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_1 > 0, \sigma_2 \geq 0 \Rightarrow l_t = 0 \quad (\text{section entièrement comprimée}).$$

Niveau	N (N)	M (N.m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	l_t (cm)	A_L^{min} (cm)
RDC	1761000	2183640	4.41	4.38	00	00

Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

Lorsqu'il n'as pas partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales, doit ferrailage les armatures verticales par l'espacement :

Dans la zone $h/10$: $200/10 = 20 \text{ cm}$

L'espacement D'après (RPA99 version 2003)

$$D = \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min\left\{\frac{1,5a}{2}; \frac{20}{2} \text{ cm}\right\} \rightarrow D=10\text{cm}$$

On prend: $D=10\text{cm}$

Donc : $20/10=2\text{ha}10$ a la nappe supérieur

Dans la zone courant : $200-(20*2)=160\text{cm}$

L'espacement D'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1,5.a ; 20 \text{ cm}) = \min(20 \times 1,5 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre : $S=20 \text{ cm}$

Donc : $160/20=8\text{ha}8$ a la nappe supérieur

Remarque :

Les espacements suivant (BAEL) sont négligés à celle du RPA99.
La nappe supérieur égal la nappe inférieure

Choix d'armature :

Zone tendue :

$$4\text{HA}10=3.14$$

Zone courante :

$$16\text{HA}8=8.04$$

5.2.2 Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

a-Globalement dans la section du voile :

$$A_{min}^g = 0.0015 . b . 1\text{m} = 3 \text{ cm}^2$$

b- En zone courante :

$$A_{min}^g = 0.001 . b . 1\text{m} = 2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{hor}=4\text{HA}10=3.14\text{cm}^2$ par ml

5.3 Contraintes limites de cisaillement : RPA99

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b < \bar{\tau}_b = 0,2.f_{c28}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2.f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = \frac{1,4 \times V}{b_0 . d} = \frac{1,4 \times 1994166.84}{200 \times 4800} = 2.9 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2.9 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c.v}$$

5.4. Vérification de contrainte de compression :

Cette combinaison donne le cas le plus défavorable ou l'effort normal « N » est très important

Le calcul de « σ_c » contrainte de compression se fait conformément à la formule de

Navier Bernoulli :

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2}$$

❖ **Exemple de calcul :**

La vérification se fait pour la combinaison suivante : G+Q+E

N=1761000N M=593700 N.m

$$\sigma_c = 4.41 \leq \sigma_b = 18.5 \text{ MPa}$$

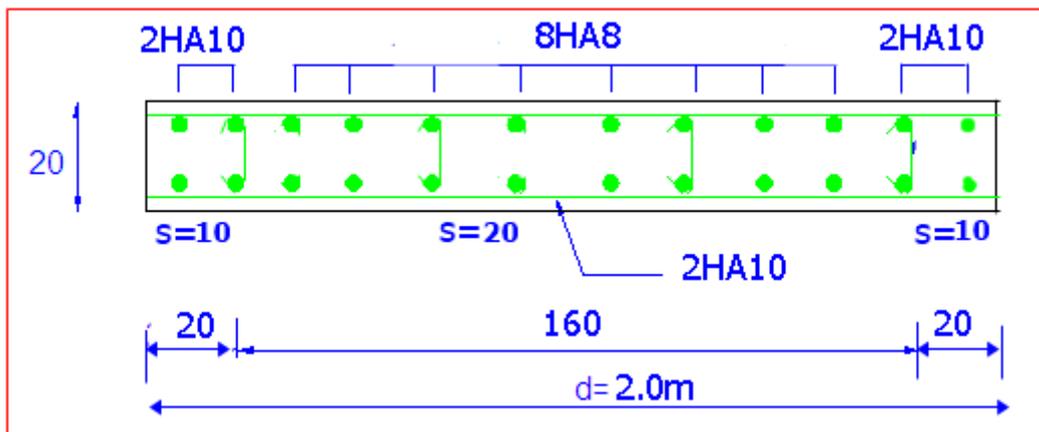


Fig-5- Disposition des Armatures dans Le Voile.

CHAPITRE VIII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

X.1 Généralité :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...).

Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

X.2 Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité d'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site à donner une contrainte admissible **2 bars**.

3-Calcul des surfaces revenant aux semelles :

La contrainte admissible est déduite de la contrainte ultime par les formules suivantes

3.1 Semelle isolé

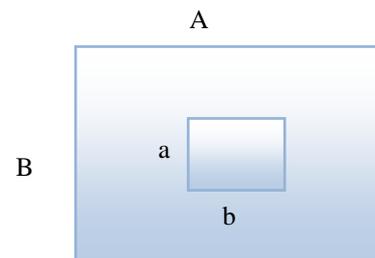
Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$



Exemple

$$N_{ser} = 909.10 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2.20 \text{ m}$$

Remarque

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

3.2 Semelles filantes

3.2.1 Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$)

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant :

Voile	N_s (KN)	L (m)	B(m)	$S = B \times L$	S_t
V1	593.70	2.00	1.484	2.968	23.744

La surface des semelles filantes sous voiles est : $S = 23.744 \text{ m}^2$

$$S_{\text{semelles}} = 37 * 2.5 * 2.5 = 231.25 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 448.88 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Tot}} = 231.25 + 23.744 = \mathbf{254.994 \text{ m}^2}$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{255}{448.88} = 0.568$$

La surface totale des semelles représente 56.80 % de la surface du bâtiment.

Conclusion :

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'un radier général.

3.3 Calcul du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution
- Convenir mieux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels

3.3.1 Pré dimensionnement du radier

a) Selon la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\text{min}} \geq 25 \text{ cm}$)

b) Selon la condition forfaitaire

- **Sous voiles** $\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$

h : épaisseur du radier

L_{\max} : distance entre deux poteaux successifs

$$L_{\max} = 5 \text{ m} \Rightarrow 62.5 \text{ cm} \leq h \leq 100 \text{ cm}$$

On prend : $h = 70 \text{ cm}$

- **Sous poteaux**

La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h \geq \frac{500}{20} = 25 \text{ cm}$$

La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_i égale à :

$$h \geq \frac{500}{10} = 50 \text{ cm}$$

c) Condition de longueur d'élasticité

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPa}$

L_{\max} : La distance maximale entre deux poteaux successifs

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier (b = 1m)

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; $E = E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa}$

Donc :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5}{3.14}\right)^4 \times \frac{40}{10818.86}} = 0.72 \text{ m}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.10818.86 \times 0.0285}{40 \times 1}} = 2.35$$

Remarque

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

h = 70 cm	Nervure
h = 40 cm	Dalle
b = 40 cm	Largeur de la nervure

3.3.2 Détermination des efforts

ELU: $N_u = 62295 \text{ KN}$

ELS: $N_s = 42579 \text{ KN}$

3.3.3 Détermination de la surface nécessaire du radier

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{62295}{1,33 \times 200} = 234.19 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{42579}{1,33 \times 200} = 160 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 448.88 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 234.19 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

L_x : longueur en plan (28.9 m).

L_y : largeur en plan (19.2 m).

Calcul de débordement D:

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm}). \text{ O\`u: } h_r = 0,7\text{m}$$

On prend $D = 0.5 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D * 2 * (L_x + L_y) = 448.88 + 0.5 * 2 * (28.9 + 19.2) = 496.98 \text{ m}^2$$

3.3.4 Poids du radier

$$G = (496.98 * 0,4 * 25) + (0,4 * 0,3 * 25 * 37) + (0,4 * 0,3 * 25 * 37) = 5146.30 \text{ KN}$$

3.3.5 Combinaison d'action

$$N_u = 62295 + 1.35 (5146.3) = 69242.5 \text{ KN}$$

$$N_s = 42579 + 5146.3 = 47725.3 \text{ KN}$$

3.4 Vérifications

3.4.1 Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 36 \text{ cm}$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{69242.5 \times 1}{496.98} \cdot \frac{5}{2} = 348.31 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{348.31}{1 \times 0.36} = 0.96 \text{ MPa} \leq \tau_u = 1,25 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée

3.4.2 Vérification de l'effort de sous pression

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 10 \times 2 \times 496.98 = 14909.4 \text{ KN}$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10\text{KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure (h =2 m)

$$G_T = 42807,2 \text{ KN} > 14909.4 \text{ KN}$$

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure.

3.4.3 Vérification des contraintes dans le sol :

$$N_{ser} = 47719.3 \text{ KN}$$

$$I_y = \frac{b h^3}{12} = \frac{20.2 \times 29.9^3}{12} = 44997.01 \text{ m}^4$$

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{29.9 \times 20.2^3}{12} = 20537.33 \text{ m}^4$$

Le centre de gravité :

$$X_g = 14.95 \text{ m}$$

$$Y_g = 10.1 \text{ m}$$

Mx	72946.87
My	178200.16

❖ Sens (x x):

ELS

$$\sigma_{12} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} m \frac{M_x \times X}{I_y}$$

$$\delta_{12} = \frac{47725.3}{496.98} \pm \frac{72946.87 \times 14.95}{44997.01} \left\{ \begin{array}{l} \delta_{\max} = 120.26 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \delta_{\min} = 71.79 / \text{m}^2 \\ \delta m = \frac{3\delta \max + \delta \min}{4} = 108.14 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$$

ELU

$$\sigma_{12} = \frac{N_{ult}}{S_{RAD}} \pm \frac{M_x \times x}{I_y}$$

$$\delta_{12} = \frac{69242.5}{496.98} \pm \frac{72946.87 \times 14.95}{44997.01} \left\{ \begin{array}{l} \delta_{\max} = 163.56 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \delta_{\min} = 115.09 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \delta m = \frac{3\delta \max + \delta \min}{4} = 151.44 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$$

❖ Sens (y y) :

ELS

$$\sigma_{12} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \times Y}{Ix}$$

$$\delta_{12} = \frac{47725.3}{496.98} \pm \frac{178200.16 \times 10.1}{20537.33} \begin{cases} \delta_{max} = 183.66 KN / m^2 \\ \delta_{min} = 9.26 KN / m^2 \\ \delta_m = \frac{3\delta_{max} + \delta_{min}}{4} = 140.66 KN / m^2 \end{cases}$$

ELU

$$\sigma_{12} = \frac{N_{ult}}{S_{RAD}} \pm \frac{M_y \times y}{Ix}$$

$$\delta_{12} = \frac{69242.5}{496.98} \pm \frac{178200.16 \times 10.1}{20537.33} \begin{cases} \delta_{max} = 226.96 KN / m^2 \\ \delta_{min} = 51.68 KN / m^2 \\ \delta_m = \frac{3\delta_{max} + \delta_{min}}{4} = 183.14 KN / m^2 \end{cases}$$

On remarque que toutes les contraintes sont inférieures à la contrainte admissible du sol.

$$q_{adm} = \overline{\sigma_{sol}} \times 1,5 = 300 KN / m^2$$

3.4.4 Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2 4 BAEL91)

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U

h : Épaisseur totale du radier

a) Vérification pour les poteaux

$$\mu_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = (0.5 + 0.5 + 2 \cdot 0.7) \cdot 2 = 4.8 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 4.8 \times 0,7 \times 25000}{1,5} = 3920 \text{ KN}$$

$$N_u = 1247.2 \text{ KN} < \bar{N}_u = 3920 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{C.V}$$

b) Vérification pour les voiles

On considère une bonde de 01 ml du voile

$$N_u = 1510.90 \text{ KN}, \quad e = 20 \text{ cm}, \quad b = 1 \text{ m}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = 5.2 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 5.2 \times 0,7 \times 25000}{1,5} = 6370 \text{ KN}$$

$$N_u = 1510.90 \text{ KN} < \bar{N}_u = 6370 \text{ KN}$$

\Rightarrow Vérifiée.

3.5 Ferrailage du radier

Un radier fonction comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les paliers de l'ossature. Il est sollicité par la réaction du sol diminué du poids propre du radier.

Les charges prises en compte dans le calcul sont :

$$q = \max(\sigma_{m1}, \sigma_{m2})$$

$$\text{ELU : } q_u = 183.14 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = 140.06 \text{ KN/ml}$$

3.5.1 Étude de la dalle**a) Identification des panneaux**

Panneau	L_x	L_y	$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU		ELS	
				μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
1	3.70	5.30	0.698	0.0695	0.422	0.0754	0.574
2	3.40	3.70	0.918	0.0448	0.798	0.0519	0.861
3	3.60	3.70	0.972	0.0393	0.934	0.0467	0.954
4	5.10	5.30	0.962	0.0401	0.911	0.0475	0.939
5	3.40	5.10	0.666	0.0733	0.382	0.0789	0.541
6	3.60	5.10	0.705	0.0683	0.436	0.0743	0.585

7	5.30	5.60	0.946	0.0419	0.864	0.0491	0.906
8	3.40	5.60	0.607	0.0812	0.305	0.0861	0.476
9	3.60	5.60	0.642	0.0759	0.356	0.0813	0.519
10	3.40	4.40	0.772	0.0598	0.542	0.0663	0.670
11	3.60	4.40	0.818	0.0553	0.613	0.0621	0.723

$0.4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens

b) Calcul des moments isostatiques

Les moments isostatiques dans les directions sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_x \cdot L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

		ELU : $q_u = 183.14 \text{ KN/ml}$		ELS : $q_s = 140.06 \text{ KN/ml}$	
Panneau	L_x	M_{0x}	M_{0y}	M_{0x}	M_{0y}
1	3,70	174.2494	73.5332	144.5735	82.9851
2	3,40	94.8460	75.6871	84.0309	72.3506
3	3,60	93.2783	87.1219	84.7687	80.8693
4	5,10	191.0152	174.0148	173.0406	162.4851
5	3,40	155.1833	59.2800	127.7464	69.1108
6	3,60	162.1096	70.6797	134.8676	78.8975
7	5,30	215.5504	186.2355	193.1734	175.0151
8	3,40	171.9083	52.4320	139.4039	66.3562
9	3,60	180.1482	64.1327	147.5739	76.5908
10	3,40	126.60248	68.6185	107.3459	71.9217
11	3,60	131.2542	80.4588	112.7225	81.4983

Remarque

Pour tenir compte de la continuité des panneaux, on les considère partiellement encastres sur leurs appuis, et on affecte les moments sur appuis et en travée par :

$$M_t = 0,85 M_0$$

$$M_a = 0,3 M$$

Après le calcul des moments isostatiques dans les différents panneaux dans les deux sens on constate que le panneau (7) est le plus défavorable. Pour cela on calculera le ferrailage du panneau (7) et on adoptera le même ferrailage pour les autres panneaux.

c) Ferrailage du panneau

$$L_x = 5.30 \text{ m} \quad , \quad L_y = 5.60 \text{ m} \quad , \quad b = 1 \text{ m} \quad , \quad \mu_b = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bc}} \quad ,$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{(\beta d f_e / \gamma_s)} \quad , \quad A_a = \frac{M_{ua}}{(\beta d f_e / \gamma_s)}$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 4.37 \text{ cm}^2$$

Sens			M _u	μ	Obse	β	A _{cal}	A _{min}	A _s	A _{adoptée}
X-X	ELU	Appuis	64.66	0.035	SSA	0.986	5.23	4.37	5.65	5HA12
		Travée	183.21	0.099	SSA	0.958	15.26	4.37	15.39	10HA14
Y-Y	ELU	Appuis	55.87	0.03	SSA	0.988	4.51	4.37	4.52	4HA12
		Travée	158.3	0.086	SSA	0.964	13.10	4.37	15.39	10HA14

d) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

On doit vérifier que :

Fissuration préjudiciable

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3} ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \text{ MPa} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés sur le tableau ci dessous :

$$D = \frac{15A}{b}$$

$$E = 2Dd$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$\alpha_1 = \frac{y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3}$$

$$k_1 = \frac{15(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A\beta_1 d}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 b d^2}$$

sens	Zone	M_s [t.m]	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Observation
X-X	Appuis	51.87	2.19	127.9	15	201,63	Vérifiée
	Travée	146.97	4.61	168.2	15	201.63	Vérifiée
Y-Y	Appuis	24.69	1.50	113.51	15	201,63	Vérifiée
	Travée	69.95	3.72	179.6	15	201.63	Vérifiée

3.5.2 Étude de la nervure

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées.

$$h = 70 \text{ cm} \quad , \quad d = 66 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm} \quad , \quad L = 5.6 \text{ m}$$

$$c = 4 \text{ cm}$$

a) Calcul les charges revenant à la nervure

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{62295}{496.98} = 125.34 \text{ KN / ml}$$

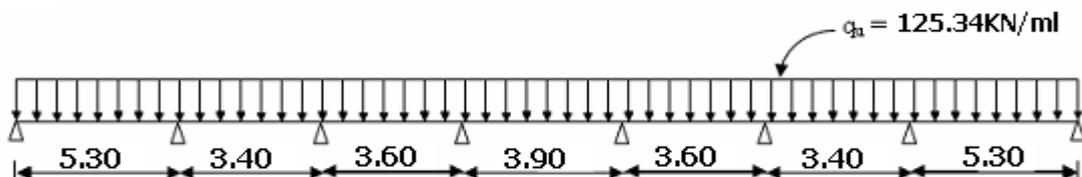
$$q_s = \frac{N_s}{S_r} = \frac{42579}{496.98} = 85.67 \text{ KN / ml}$$

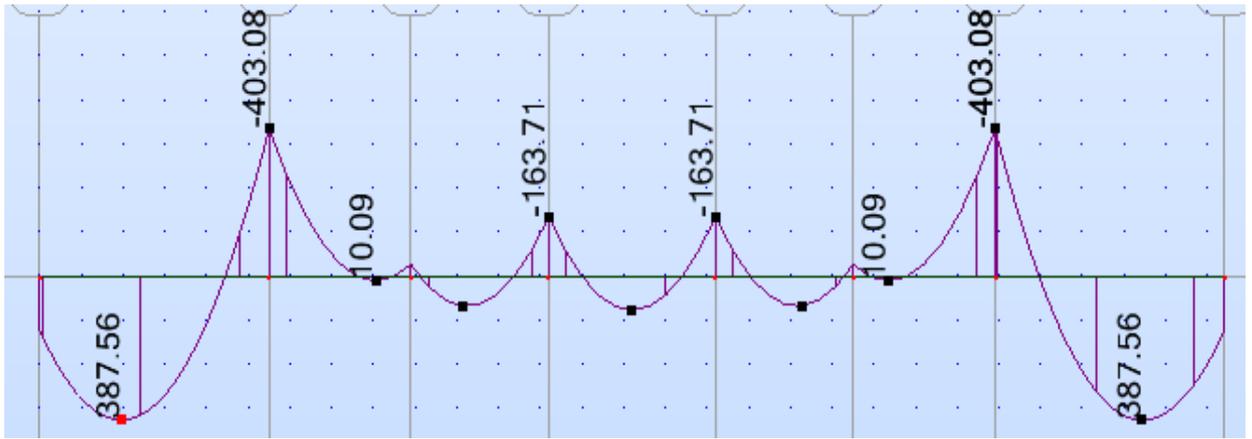
b) Ferrailage de la nervure

Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel de Robot Les moments fléchissants et les efforts tranchants sont donnés ci-après :

Sens X-X:

ELU:



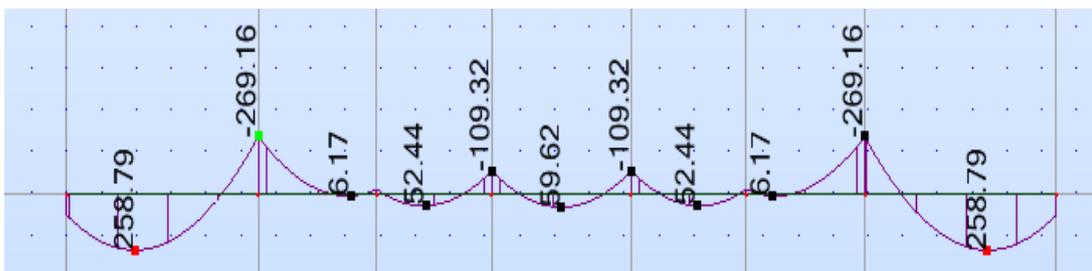
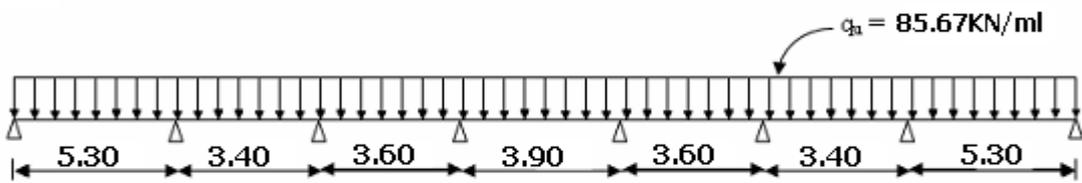


M (KN .m)

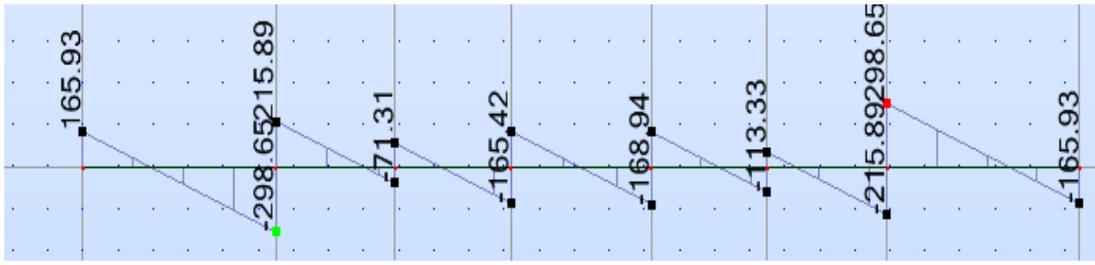


T (kN)

ELS:



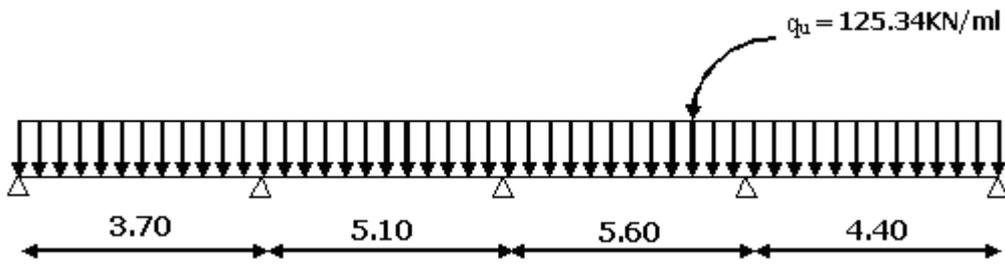
M (KN .m)



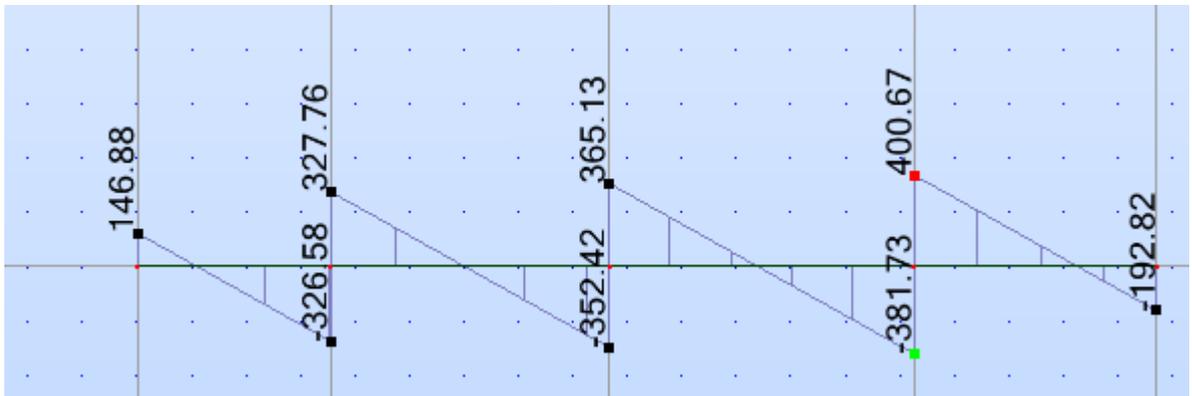
T (kN)

Sens Y-Y:

ELU:

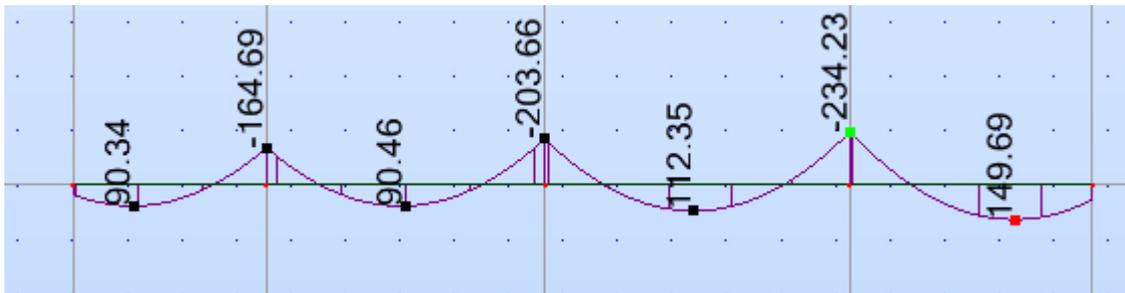
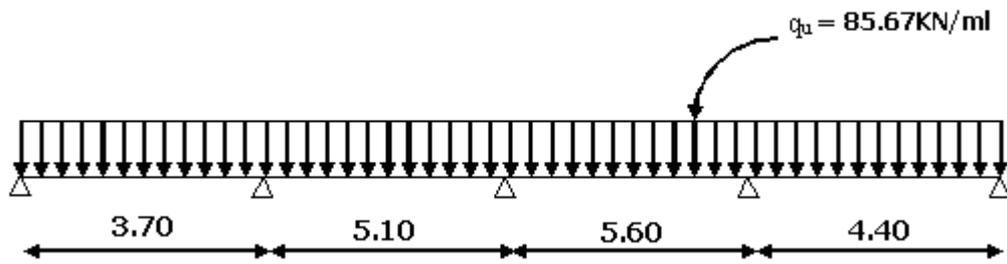


M (KN. m)

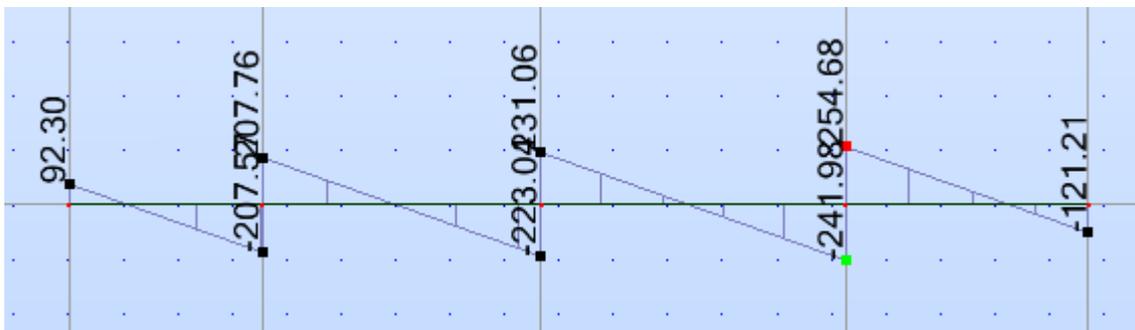


T (kN)

ELS:



M (KN .m)



T (kN)

Pour le ferrailage on prend le moment maximal sur appuis et en travées :

$$ELU \begin{cases} (X - X) : M_t = 387.56 \text{ KN.m} , M_a = -403.08 \text{ KN.m} \\ (Y - Y) : M_t = 233.28 \text{ KN.m} , M_a = -368.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} (X - X) : M_t = 258.79 \text{ KN.m} , M_a = -269.16 \text{ KN.m} \\ (Y - Y) : M_t = 149.69 \text{ KN.m} , M_a = -234.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sens		M_u [KN.m]	μ_b	Obser	A_{min}	A_s	A adoptée	Choix
X-X	Appuis	403.08	0.162	SSA	3.19	19.26	20.6	4HA20+4HA16
	Travée	387.56	0.156	SSA	3.19	18.46	18.71	4HA20+4HA14
Y-Y	Appuis	368.55	0.148	SSA	3.19	17.48	18.71	4HA20+4HA14
	travée	233.28	0.094	SSA	3.19	10.69	12.31	8HA14

c) Vérifications à l'ELU :

1. Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 40 \times 66 \times \frac{2.10}{400}$$

$$\Rightarrow A_{min} = 3.19 \text{ cm}^2$$

2. Armatures transversales minimales

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right) = (20, 40, 14) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 10 \text{ mm}$$

3. Armatures transversales minimales

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 40 = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nous prenons : } A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

4. Espacement des armatures transversales

*En zone nodale:

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L \right) \Rightarrow S_t \leq \min (17.5, 16.8)$$

$$S_t \leq 16$$

*En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} \Rightarrow S_t \leq 35.5$$

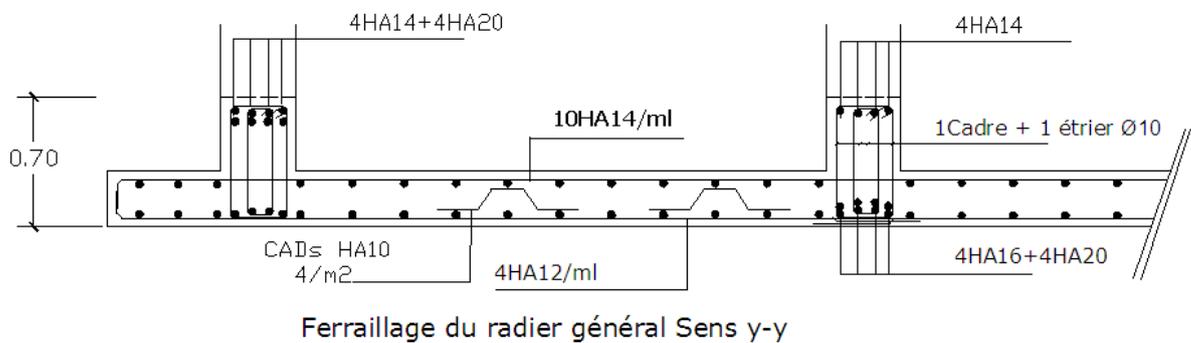
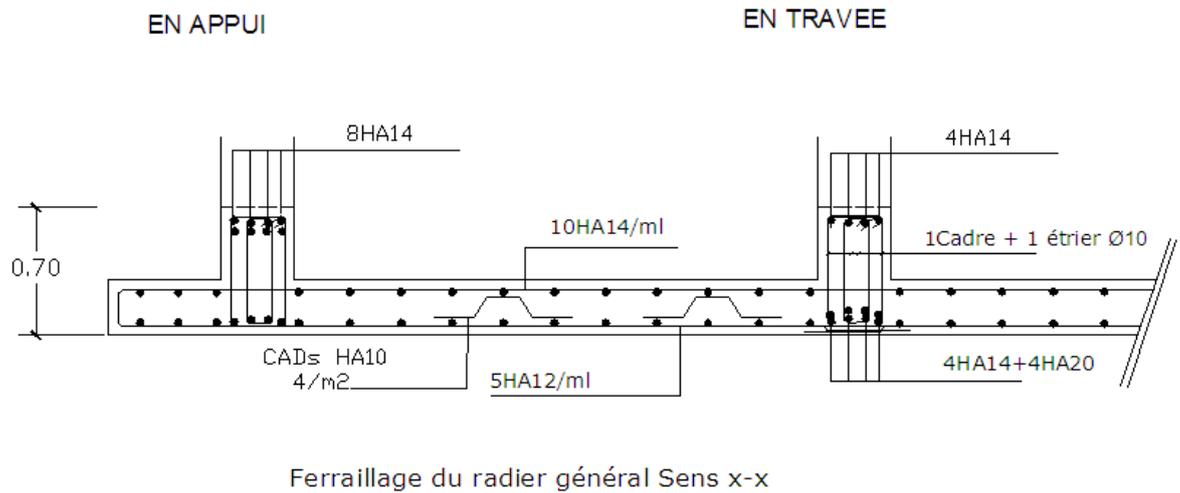
Nous prenons :

$$S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{En zone nodale}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \quad \text{En zone courante}$$

3.5.3 Ferrailage du débord

Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres, donc son ferrailage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis.



La Longrine

1. Introduction :

D'après les règlements RPA99 (art 10.1.1)

Les longrines (ou les dispositifs équivalent) doivent être calculés pour résister à la traction

sous l'action d'une force égale à : $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$

Avec : N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée (tableau 10.1)

Site S₂.zone 2 → $\alpha=15$

Les dimensions minimales de la section transversales des longrines Soit la section du béton :

$$A=30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$$

2. CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES :

E.L.U :

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s}$$

$$F_u = \frac{N_u}{15} = \frac{2080,724}{15} = 138,71KN > 20KN \dots\dots\dots(CV)$$

$$A_s = \frac{138710}{348 \times 100} = 3,98 \text{ cm}^2$$

2.1. Le ferrailage minimal : D'après RPA99

$$A_{\min}^{RPA} = 0,6\% B = 0,006 \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A_u ; A_{\min}^{RPA}) = A_{\min}^{RPA} = 5.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6HA12 = 6,78 \text{ cm}^2$$

2.2. Condition de non fragilité :

Pour une pièce de section droite B, soumise à la traction simple, et dont la section totale des armatures est A, on doit avoir :

$$B \leq A_s \cdot \frac{f_e}{f_{t28}} = 6,78 \cdot \frac{400}{2,1} = 1291,428 \text{ cm}^2$$

2.3. Vérification à L'E.L.S :

$$F_{ser} = \frac{N_s}{15} = \frac{909100}{15} = 60606.66$$

$$\sigma = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{60606.66}{6.78 * 100} = 89.39 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, donc $\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$

$$\sigma = 89.39 < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

3. LES ARMATURES TRANSVERSALES :

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres $\Phi 6$ +étrier $\Phi 6$

L'espacement : Selon RPA99

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm} ; 15 \phi \lambda)$$

$$S_t \leq \min(20\text{cm};18)$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

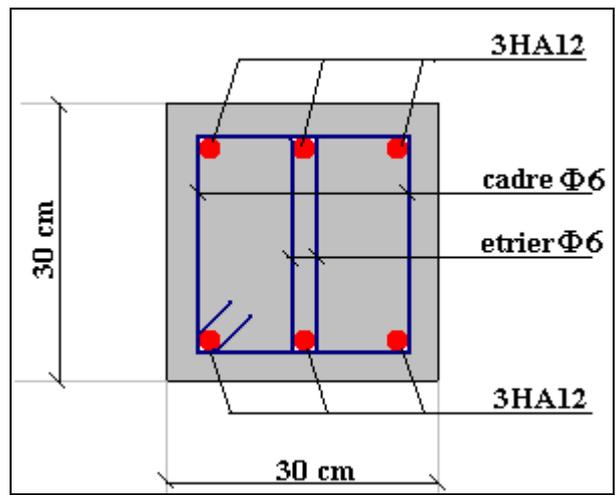


Fig-3- disposition d'armature de longrine.

LA DALLE FLOTTANTE

1. INTRODUCTION:

La terre pleine peut constituer le soubassement d'un immeuble, cette solution est souvent plus économique qu'un vide sanitaire, dans la mesure où le sol le permet.

On distingue deux types de dallage sur terre plein :

- ❖ Dallage porteur: est lié à la bêche périphérique.
- ❖ Dallage non porteur: est indépendant de la structure.

Le choix entre ces deux cas sera fonction des charges verticales et la nature du sol.

Pour se fixer les idées, précisons que le système à dallage porteur s'accommode bien une structure légère, mais dans notre projet, nous avons utilisé le système à dallage non porteur.

2. MISE EN ŒUVRE :

La mise en œuvre d'un dallage sur terre plein sans être très délicate doit se faire en respectant les trois étapes suivantes :

- ❖ La préparation du sol.
- ❖ La mise en place de terre pleine.
- ❖ L'exécution du dallage.

Préparation du sol :

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

- Décapage.
- Nivellement.
- Compactage.
- Drainage.

Mise en place de terre pleine :

La terre pleine est un rapport de matériaux disposé sur le sol en place qui va servir au dallage. Il peut être constitué par des cailloux, des graviers et des sables mélangés ou non, il ne doit comporter ni gravier ni matière organique. Le matériau est répandu et compacté par couches régulières de 20 cm d'épaisseur au plus.

Cette terre pleine va recevoir une couche d'isolation ou d'étanchéité. Il faut donc l'arranger pour éviter le poinçonnement. Dans ce but répandez un lit de sable de 5 cm d'épaisseur moyenne ou bien un lit de mortier maigre de 3 cm.

On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène.

Exécution de dallage:

L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8 cm, pour notre projet, on choisit une épaisseur de 15 cm en béton armé.

Pour un dallage non porteur c'est à dire indépendant de la structure à l'aide d'un joint de 2 cm au minimum.

L'armature est constituée par une nappe de treillis soudés soit (forfaitairement) de $\Phi 6$, maille de (20×20) cm², ces armatures placées à la partie supérieure.

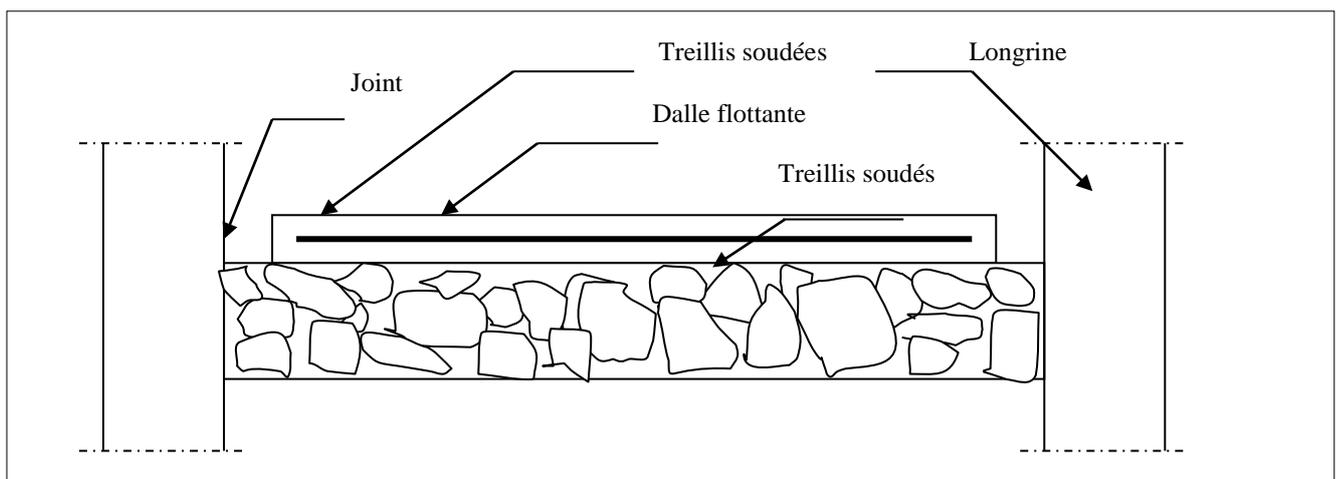


Fig-4-dalle flottante

Conclusion générale

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure en utilisant surtout le logiciel de calcul « Etabs ».

Lors de cette étude, nous avons tenté d'utiliser des logiciels techniques, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion. Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

Liste des figures

➤ Chapitre I : Présentation de projet.

Fig 1: Diagramme parabole rectangle	08
Fig 2: Diagramme contrainte déformation d'acier	10

➤ Chapitre II : Pré dimensionnement

Fig 1: Dimensions a respecter pour les poutres	12
Fig 2: Schéma de poutrelle	15
Fig 3: Schéma de poteaux	16
Fig 4: Schéma de voile en élévation	18
Fig 5: Coupe de voile en plan	18
Fig 6 : Schéma de type d'escalier	20

Chapitre III : la descente des charges

Fig 1: Plancher terrasse	23
Fig 2: Plancher étage courant	24
Fig 3: Acrotère	27
Fig 4: Surface afférent de poteaux rive	28
Fig 5: Surface afférent de poteaux intermédiaire	31
Fig 6: Surface afférent de voile	36

➤ **Chapitre IV : les éléments secondaire**

Fig 1: Schéma statique	40
Fig 2: Ferrailage de l'acrotère	47
Fig 3: Corps creux	48
Fig 4: Composition de plancher corps creux	48
Fig 5: Schéma statique de type 1	51
Fig 6: Schéma statique de type 2	56
Fig 7: Schéma statique de type 3	61
Fig 8: Ferrailage de plancher étage courant	69
Fig 9: Ferrailage de la dalle mince	69
Fig 10: Schéma statique de type 1	71
Fig 11: Schéma statique de type 2	75
Fig 12: Schéma statique de type 3	80
Fig 13: Ferrailage de plancher terrasse	89
Fig 14: Ferrailage de la dalle mince	89
Fig 15: Schéma statique	91
Fig 16: Ferrailage de la console	95
Fig 17: Schéma statique	96
Fig 18: Ferrailage de la console	101
Fig 19: Type 1	103
Fig20: Type 2	104
Fig 21: Schéma statique poutre palière	114
Fig 22: Schéma statique poutre palière console	120
Fig 23: Ferrailage volée 2	125
Fig 24: Ferrailage volée 1et3	125
Fig25: Poutre palière console	126
Fig 26: La section de la poutre palière	126

➤ **Chapitre V : Etude sismique**

Fig 1: Vue X-Y	129
Fig 2: Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan	130
Fig 3: Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan	131

Fig 4: Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan	131
➤ Chapitre VI : Etude du vent	
Fig 1: Répartition des coefficient de pression (paroi vertical)	145
Fig 2: Répartition de coefficients de pression (acrotère)	146
Fig 3: Répartition des coefficients de pression	147
➤ Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux	
Fig 1: Section du poteaux	156
Fig 2: Ferrailage du poteaux	159
Fig 3: Ferrailage de la poutre	167
Fig 4: Figure 4	171
Fig 5: Disposition des armatures dans le voile	173
➤ Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure	
Fig 1: Ferrailage du radier général sens x-x	190
Fig 2: Ferrailage du radier général sens y-y	190
Fig 3: Disposition d'armatures de longrine	192
Fig 4: Dalle flottante	194

Bibliographie

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

*** REGLEMENTS :**

- ➔ **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- ➔ **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- ➔ **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- ➔ **DTR B.C.2.2** : Charge permanente et charge d'exploitation.

*** COURS :**

- ➔ Béton armé..... **U M^{ED} KHAIDER**
- ➔ Dynamique des structures..... **U M^{ED} KHAIDER**
- ➔ Cours de bâtiment **U M^{ED} KHAIDER**
- ➔ Résistance des matériaux..... **U M^{ED} KHAIDER**

*** LOGICIELS :**

- ➔ ROBOT 2018 **Analyse des structures**
 - ➔ AUTOCAD 2010..... **Dessin**
 - ➔ EXCEL 2013 **Calcul.**
 - ➔ WORD 2010 **Traitement du texte**
-
-