

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed Kheider-Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et
d'Hydraulique
Référence :...../ 2022

جامعة محمد خيضر- بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع:...../ 2022



Mémoire de Master
Spécialité : GENIE CIVIL
Option : STRUCTURES

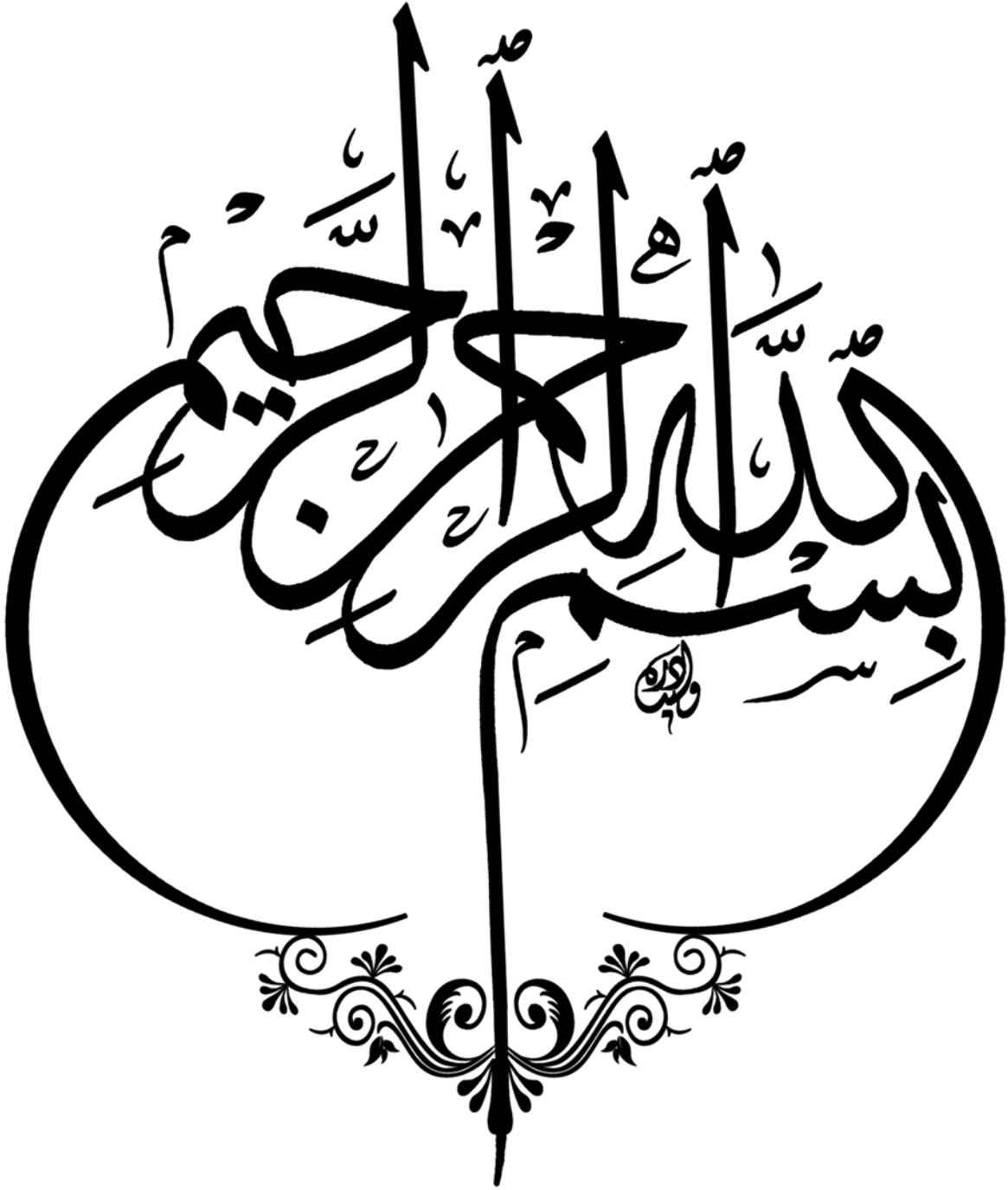
Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+7) à usage
d'habitation avec contreventement mixte
(Portique + Voile)**

Etudiant :
RACHDI Nasreddine

Encadreur :
Mr. ZINE Ali

Promotion: Juin 2022



Résumé :

Le projet présent est une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'Habitation (R+7) implanté dans la wilaya de Sétif

Cette région est classée en zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié 99), cette étude contient :

Une description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges et le calcul des éléments principaux et secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, et plancher), et on va faire une étude dynamique de la structure avec le logiciel robot.

On termine le travail avec une conclusion générale.

المخلص:

بصدد اعداد مذكرة التخرج، قمنا بدراسة مفصلة لبناية موجهة الى الاستعمال المتعدد، متكونة من سبعة طوابق + طابق أرضي والتي ستنشأ في مدينة سطيف المصنفة ضمن المناطق متوسطة الزلازل حسب النظام الجزائري RPA99 في هذه المذكرة استعملنا القوانين الجديدة مثل RPA99 V 2003 و BAEL91 المذكرة تحتوي:

على وصف عام للمشروع مع التعريف بخصائص المواد المستعملة، بعدها سنقوم بحساب أولي لأبعاد عناصر البناية ثم تأتي عملية تحديد الحمولات المطبقة على البناية، كما سنقوم بحساب العناصر الأساسية والثانوية للبناية سنستعمل برنامج روبات للقيام بالدراسة الزلزالية للبناية بهدف تحديد الاجهادات المختلفة للبناية. في الاخير سننهي المذكرة بخاتمة عامة لهذا العمل.

Remerciement :

Nous tenons à remercier notre encadreur en l'occurrence Mr. Zine Ali pour ses merveilleux conseils, et orientations.

Nous remercions tous nos enseignants pour l'enseignement qu'ils nous ont donné durant notre cycle universitaire.

Sans oublier les membres du jury d'avoir accepté de nous honorer par leur participation au jury.

Ainsi nous présentons nos remerciements à l'ensemble des étudiants du département de GENIE CIVIL.

Dédicace :

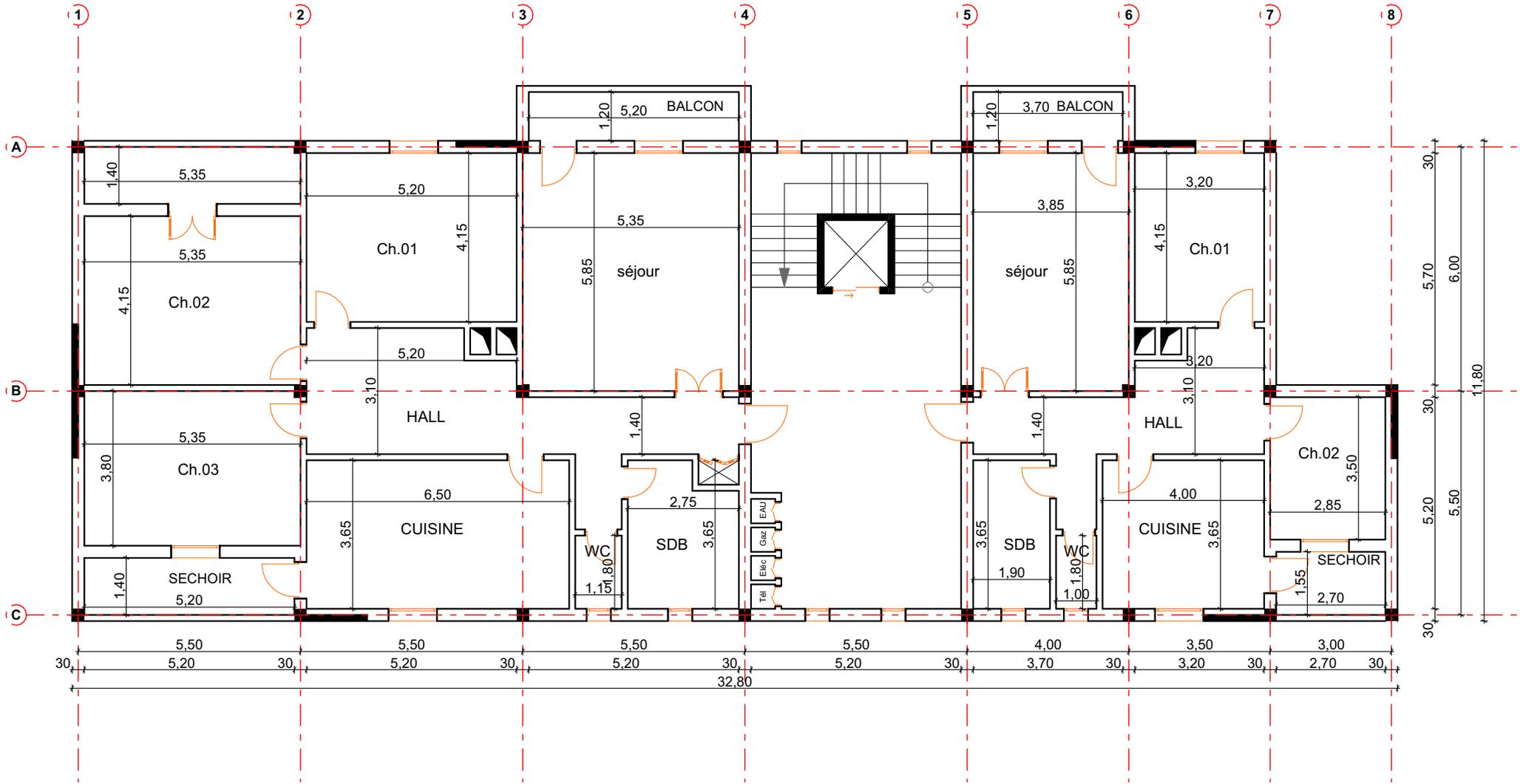
On dit souvent que le trajet est aussi important que la destination, après cinq ans d'étude et d'assiduité et en fin de ce cycle et le commencement d'un nouveau départ, ce parcours, en effet, ne s'est pas réalisé sans défis et sans soulever de nombreuses questions pour lesquelles les réponses nécessitent de longues heures de travail. Je dédie ce modeste travail a :

Ma très chère et douce maman, Mon très chère merveilleux papa, qui m'ont encouragé durant toutes mes études c'est grâce à eux si je suis arrivée à ce résultat et à qui je m'adresse à ALLAH les vœux les plus ardents pour la conservation de leur santé et de leur vie.

Toutes mes très chères amies : Saif Nouar, Ahmed Boutabba et avec les quelles j'ai partagé mes moments de joie et de bonheur, Sans oublier toute la promotion de structure 2021/2022.

Que toute personne m'ait aidé de près ou de loin, trouve ici

L'expression de ma reconnaissance.



SOMMAIRE

➤ Chapitre I : Présentation de projet

I.1.Introduction.....	01
I.1.Presentation de l'ouvrage.....	02
I.2. Description de bâtiment	02
I.3.Règles de calcul	02
I.4.Caractéristiques de matériaux	05

➤ Chapitre II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

II.1.Le Pré dimensionnement	13
II.1.2. Les poteaux	13
II.1.3.Les poutres principales :.....	14
II.1.4.Les poutres secondaires.....	15
II.1.5. Planchers à Corps Creux	16
II.1.6.Les voiles.....	17
II.1.7. L'acrotère	18
II.1.8.L'escalier.....	19
II.2. La Descente des charges.....	20
II.2.1. Introduction.....	20
II.2.2.Les plancher.....	20
II.2.3.Les balcons.....	21
II.2.5. L'escalier	22
II.2.6.Descente des charges sur le poteau intermédiaire	23
II.2.7.Vérification de la section de poteau.....	24
II.2.8.Descente des charges sur le poteau de rive.....	27

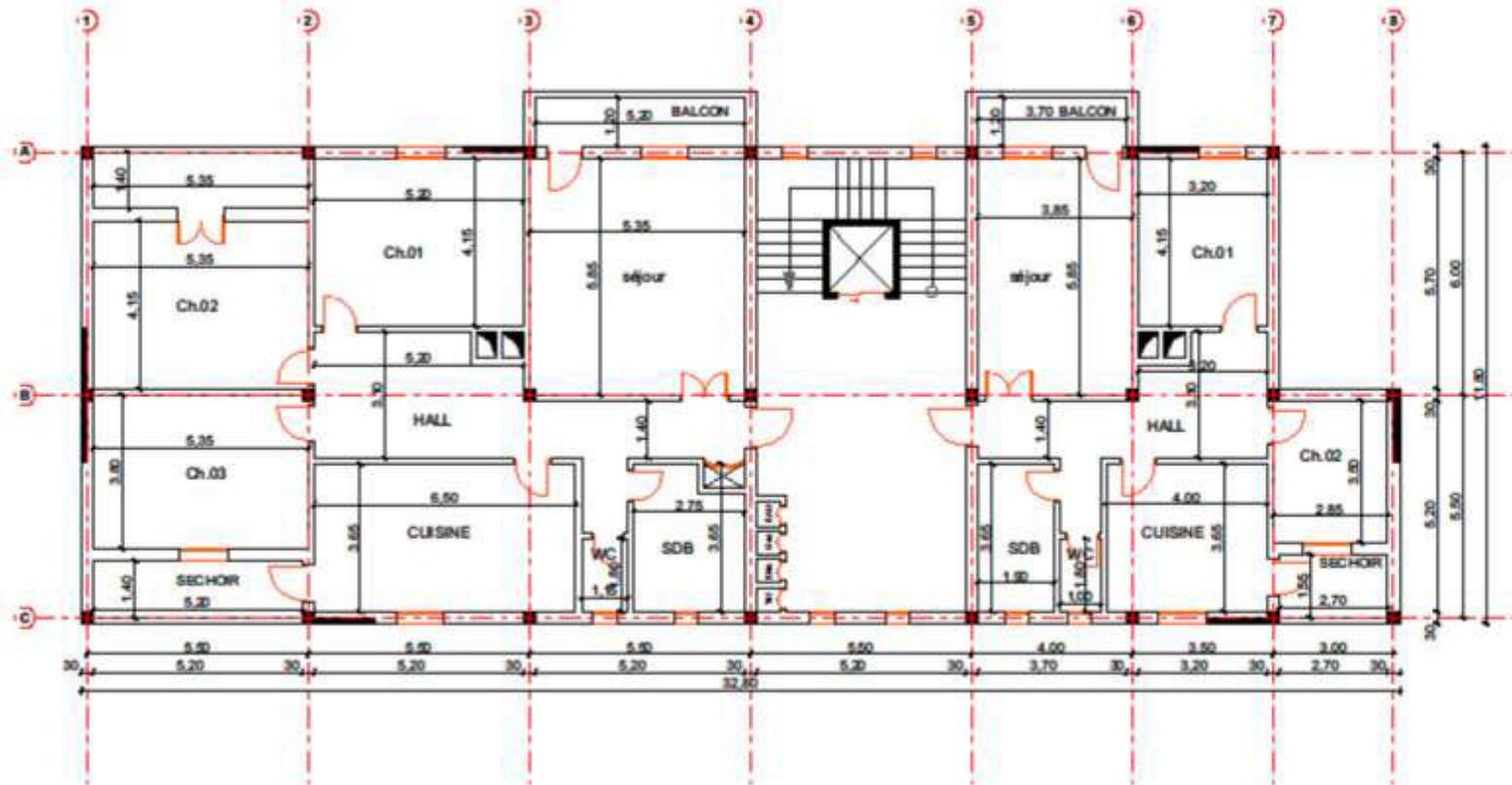
➤ Chapitre III. LES ELEMENTS SECONDAIRES

III. 1. l'acrotère.....	30
III .2. Les balcons.....	36
III .3. L'Escalier	42
III. 4. Poutre prisée	56
III. 5. Etude des planchers.....	57

➤ Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV. 1.Etude sismique	76
IV.1.1. Introduction	76
IV.1.2.Méthode de calcul R PA 99.....	76
IV.1.3.Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003.....	77

IV.1.4. Méthode d'analyse modale spectrale : (RPA99, version article 4.3).....	78
IV.1.5. Représentations des résultats de la méthode modale spectrale et interprétations.	79
IV.1.6. Vérification du système de contreventement selon RPA 99 version 2003....	83
IV.1.7. Calcul des actions sismiques selon Méthode Statique Equivalente	84
IV.1.8. Conclusion.....	96
➤ Chapitre V : FERRALLIAGE DES ELEMENTS PORTEURS	
V.1.Ferraillage des poteaux.....	97
V.2. Ferraillage des poutres.....	108
V.2.1.Ferraillage des poutres principales.....	108
V.2.2.Ferraillage des poutres secondaires.....	113
V.3. Ferraillage des voiles.....	117
➤ Chapitre VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
VI. 1. Introduction.....	126
VI. 2. Présentation de rapport de sol.....	126
VI. 3. Différents types de fondations.....	127
VI.4. Choix de type de fondations.....	128
VI.5. Combinaison d'action	131
VI.6. Calcul du radier général.....	132
VI.7.Vérification de stabilité.....	135
VI .8.Caractéristique géométriques du radier.....	137
VI.9.Ferraillage du radier.....	140
VI.10.Etude du débord du radier.....	142
VI.11.Les sollicitation sur les nervures.....	144
VI.12.Calcul du ferraillage.....	145
VI.13.Etat limite de déformation.....	146
➤ CONCLUSION GENERALE	150
➤ Bibliographie	151



Vue en plan d'étage courant

INTRODUCTION GENERALE

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

- Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : l'explosion, les chocs ou on autre phénomène.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui propres à chaque pays.

Objectifs du présent mémoire :

Ce mémoire de master en génie civil a comme objectifs de concevoir et dimensionner les structures suivantes :

- 1- La structure principale en béton armé.
- 2- Les éléments porteurs secondaires : plancher, escalier, etc.
- 3- Le système des fondations sur la base d'un rapport géotechnique réalisé par un laboratoire spécialisé.

Le plan de travail se compose des phases suivantes:

Une présentation des données du projet, suivie des choix des matériaux structuraux, ensuite un pré dimensionnement des éléments principaux et choix des systèmes de contreventement.

La phase suivante concerne le calcul statique et le ferrailage des éléments porteurs secondaires.

En suite, nous passons aux phases d'analyse statique et d'analyse dynamique à l'aide d'un logiciel spécialisé cette étude sera suivie par les vérifications et le calcul du ferrailage des éléments principaux : poutres, poteaux, et voiles. A la fin de notre étude, nous concernons l'infrastructure, nous calculons les dimensions et ferrailage des semelles de fondations ou du radier si ce dernier sera choisi.

PRESENTATION DU PROJET

I-1-/ PRESENTATION DE L'OUVRAGE:

L'ouvrage à étudier est un bâtiment en R+7, identiques usage d'habitation avec une terrasse inaccessible. Il est implanté dans la wilaya de Sétif. La structure du bâtiment est mixte (voile + portique) en béton armé. Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa). Le site est considéré comme meuble (S3)

I-2-/ DESCRIPTION DU BATIMENT:

➤ a) Dimensions en plan du bâtiment :

Le bâtiment à étudier est caractérisé par les données suivantes :

- Longueur totale L = 32,80 m
- Largeur totale : B = 11,80 m
- Hauteur totale (avec l'acrotère) : H = 25,08 m
- Hauteur de RDC et d'étage courant : $h_e = 3,06$ m

➤ b) Description technique:

- Le système de contreventement est assuré par voiles et portiques.
- La circulation entre les étages est assurée par un escalier et un ascenseur (l'escalier est coulé sur place).
- Les murs extérieures et les cloisons sont en brique creuses.
- Terrasse inaccessible avec un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.

➤ c) Maçonnerie:

- Les cloisons intérieures sont réalisées en briques creuses de (10 ÷ 15) cm.
- Les murs extérieurs sont réalisés en briques creuses en double paroi de 30cm (15+5+10).

I-3-/ REGLES DE CALCUL:

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

1. Règles parasismiques algériennes (**RPA99 version 2003**).
2. Charges permanentes et charges d'exploitations (**DTR-BC.2.2**).
3. Règles de conception et calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**
4. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL 91**)

I-4-/ Indications générales sur les règles BAEL 91:**A - Notion d'états limites : (BAEL .art.A.1) :**

Dans le domaine des constructions, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cessera d'être en cas de modification défavorable d'une action et dans ce cas la structure ne répond plus aux fonctions pour lesquelles elle est conçue. On distingue deux états limites.

B- Etat limite ultime (ELU) et état limite de service (ELS):

Il est nécessaire de faire la distinction entre ces deux états qui sont à la base de tous les calculs de béton armé.

B-1/ Etat limite ultime :

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà laquelle il y a la ruine de l'ouvrage.

- * Etat limite d'équilibre qui concerne la stabilité de l'ouvrage .
- * Etat limite de résistance qui concerne la non rupture de l'ouvrage .
- * Etat limite ultime de stabilité de forme (flambement) qui concerne les poutres élancées soumises à l'effort de compression axiale .

B-2/Etat limite de service :

Il correspond à des critères dont le non respect ne permet pas à l'élément d'être exploité dans des conditions satisfaisantes, il comprend trois cas .

- * Etat limite de service d'ouverture des fissures .
- * la corrosion des armatures insuffisamment protégées, compromettre la durabilité de l'ouvrage, des fonctions d'étanchéité ou des critères esthétiques d'aspect extérieur peuvent également ne pas être respectés .
- * Etat limite de service de déformation : des déformations trop importantes de l'ouvrage peuvent créer des désordres, fissuration des cloisons ou de carrelage sur une dalle trop fléchie par exemple .

I-4-1-/*Nature des actions:***a) – Action permanent :**

- * poids propre des structures.
- * poids des autres éléments de construction (couvertures , carrelage....) .
- * Force exercée par le poussée des terres ou la pression des liquides (cas des murs de sous sol).
 - * Déformation différées dans le temps (celle causées par le retrait du béton).

b) – Action variable :

- * Charges d'exploitation.
- * Charges climatiques (action du vent , action de la neige).
- * Action passagère en cours d'exécution .

c) - Action accidentelle :

Il s'agit d'actions dues des phénomènes rares et exceptionnels séismes, explosions, chocs et les incendie.

- * Le séisme " E "

I-4-2-/*Sollicitations:*

Ce sont les efforts provoqués en chaque point et chaque section de la structure par les actions, ils sont exprimés sous terme de forces et moments.

I-4-3-/*Combinaisons d'actions:**** Pour les planchers :**

Elles sont soumises uniquement aux actions des charges permanentes et d'exploitations pour cela les combinaisons considérées sont :

$$\mathbf{a \text{ l'E.L.U : } 1,35 G + 1,5 Q}$$

$$\mathbf{a \text{ l'E.L.S : } \quad G + Q}$$

Dans le cas des actions sismiques les combinaisons à pour fournir une meilleure résistance sont :

D'après : **RPA 99/ Version 2003** on a :

*** Pour les pouters :**

$$\text{à l'ELU : } 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots(\text{BAEL 91})$$

$$\text{à l'ELS : } \quad G + Q$$

$$\text{à l'action accidentelle : } G + Q + E \dots\dots\dots(\text{RPA 99/ Version 2003})$$

$$0,8 G \pm E$$

E : Effort sismique.

*** Pour les poteaux :**

à l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q$ (BAEL 91)

à l'ELS : $G + Q$

à l'action accidentelle : $G + Q + 1,2E$ (pour les ossatures autostables.)

$$0,8 G \pm E$$

*** Pour les voiles:**

$G + Q + E$ (RPA 99/ Version 2003)

$$0,8 G \pm E$$

I-4-4-/ Hypothèses de calcul:*** Etats limits ultime:**

Les hypothèses de calcul sont :

- Les sections droites restent droites après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les aciers.
- Le raccourcissement ultime de béton est limité à :
 - $\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$: sections partiellement comprimées.
 - $\epsilon_{cu} = 2 \text{ ‰}$: sections totalement comprimées «faible excentricité».
- Le béton tendu est négligeable.

L'allongement relatif ultime de l'acier le plus tendu est limité à $\epsilon_{cu} = 10 \text{ ‰}$

L'état de déformation d'une section passe obligatoirement par l'un des trois pivots A, B, C.

*** Etat limite de service :**

Les hypothèses de calcul sont :

- Les calculs ont fait qu'en cas de fissuration préjudiciable.
- Le coefficient d'équivalence $n = E_s / E_b = 15$.
- Les contraintes de compression, dans le béton et traction dans les aciers sont supposées proportionnelles à la déformation élastique « $\epsilon_{bu} < 2 \text{ ‰}$ ».

I-5-/ CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX:

Le béton armé est le matériau principal utilisé pour la réalisation de la structure de notre ouvrage. Il est obtenu en robant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts aux quels le béton résiste mal.

Béton Armé = Béton + Aciers

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/version2003.

A/ BETON :

Le béton est constitué par un mélange de proportions convenables de granulats (sable, gravier) avec du ciment et de l'eau et éventuellement des adjuvants.

La composition courante d' 1m^3 de béton est la suivante :

- 350 kg de ciment de CPJ 42.5.
- 400 kg de sable $\phi \leq 5$ mm
- 800 kg de gravillons 7/15 et 15/25.
- 175 L d'eau de gâchage.

A-1/ Résistance Caractéristique en Compression f_{cj} (BAEL91) : (art A.2.1,11)

La résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de 200 cm^2 de section et d'une hauteur double de leur diamètre.

$$f_{cj} = [J / (4,76 + 0,83 J)] \cdot f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40\text{Mpa} , \quad \text{pour } J \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = [J / (1,40 + 0,95 J)] \cdot f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40\text{Mpa} , \quad \text{pour } J \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{pour } J > 28 \text{ jours.}$$

$$J = 28 \text{ jours, } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

Pour notre cas on prendra $f_{c28} = 25$ MPa.

A-2/ Résistance Caractéristique à la Traction f_{tj} : BAEL91 (art A.2.1, 12).

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa)}, \text{ cette formule est valable pour les valeurs de } f_{tj} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

A-3/ Déformation du béton :

A-3-1/ Déformation Longitudinale du béton : BAEL91 (art A.2.1,2).

- E_{ij} : Le module de déformation longitudinale instantanée du béton (art A.2.1,21) .

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)} ; \quad E_{i28} = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,20 \text{ MPa} .$$

- E_{vj} : Le module de déformation différée à j jours, qui permet de calculer la déformation finale du béton BAEL91 (art A.2.1, 22).

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)} ; \quad E_{v28} = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa} .$$

A-3-2/ Coefficient de poisson : BAEL91 (Art A.2.1, 3)

Il est défini par la relation :

$$\nu = \frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta L}{L}} = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

$\nu = 0$: pour le calcul des sollicitations à E.L.U.

$\nu = 0,2$: pour le calcul des déformations à E.L.S.

A-3-3/ Diagramme Déformation -Contrainte Du Béton (parabole rectangle):

BAEL91 (artA.4.3,4)

*** Etat limite ultime :**

Pour les vérifications à l'état limite ultime, on doit utiliser pour le béton un diagramme dit «parabole- rectangle», et dans un but de simplification, en utilisant le diagramme rectangulaire.

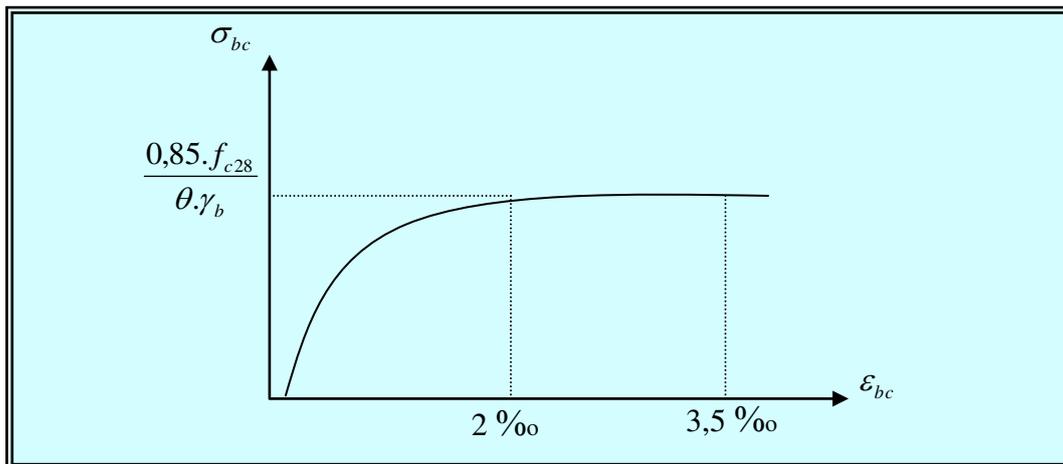


DIAGRAMME CONTRAINTE - DEFORMATION DU BETON A L'ELU.

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Le coefficient θ est fixé à (1) puisque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24 h.

et à : 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24 h .

et à : 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h .

0,85 : est un coefficient de minoration pour tenir compte de l'altération du béton en surface et de la durée d'application des charges entraînant une diminution de la résistance .

γ_b : est un coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans le béton .

$\gamma_b = 1,15$Pour les situations accidentelles .

$\gamma_b = 1,5$Pour les autres cas.

$$\text{On a alors : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ (action accidentelle)} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 18,50 \text{ MPa} .$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ (action courante)} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 14,20 \text{ MPa} .$$

*** Etat limite de service :**

La contrainte de compression de béton à l' E .L .S est limitée par σ_{bc} avec :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad \Longrightarrow \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

B/ ACIER: (art.A.2.2)

L'acier est un alliage fer – carbone , il réponde aux efforts de traction , de compression , de cisaillement , et de torsion . Il ne réagit pas chimiquement avec le béton , il a le même coefficient de dilatation thermique que celui du béton , et il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton .

On distingue deux type d'acier selon leur état de surface :

- Les barres à haute adhérence (HA) de nuance FeE 400.
- Les ronds lisses, de nuance FeE 235.
- Treillis soudés en fils lisse TLE 520.

* Le module d'élasticité longitudinale : $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$.

1- Diagramme Déformations Contraintes : BAEL91 (art A.2.2,2)

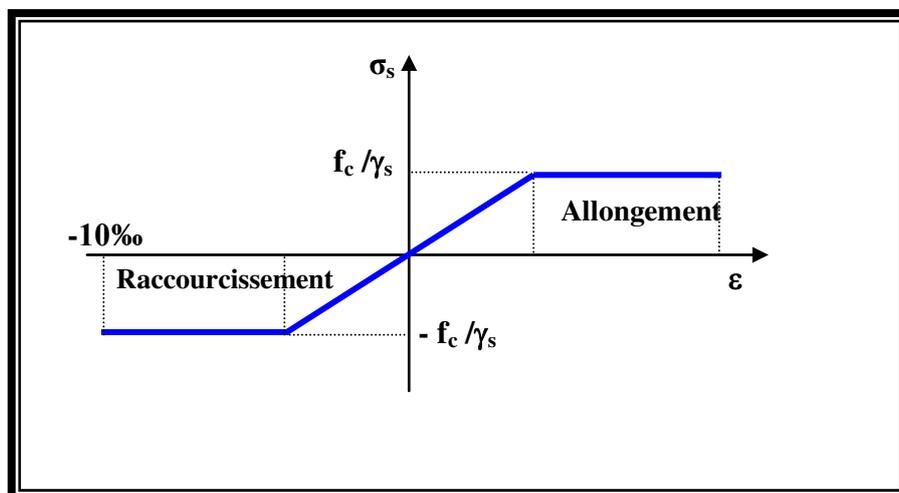


DIAGRAMME DEFORMATION - CONTRAINTE D'ACIER.

2 - Contrainte limite ultime de l'acier :

Le diagramme (σ ; ε) adopté par les règles (B.A.E.L91) à la forme ci-dessus.

Avec :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

$$\varepsilon_s = (f_e / \gamma_s) / E_s$$

f_e : La limite d'élasticité des aciers utilisés.

Pour les calculs aux états limites, on tient compte du coefficient de sécurité γ_s .

avec :

$\gamma_s = 1$ Pour les situation accidentelles.

$\gamma_s = 1,15$ Pour les autres cas .

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} ; \quad \gamma_s = 1 \quad \Longrightarrow \quad \bar{\sigma}_s = \mathbf{400 \text{ MPa}} \quad (f_e = 400 \text{ MPa}).$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad \Longrightarrow \quad \bar{\sigma}_s = \mathbf{348 \text{ MPa}} \quad (f_e = 400 \text{ MPa}).$$

3- La contrainte limite de traction des aciers :

- Si la fissuration est peu nuisible, il n'y a aucune vérification concernant

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- Si la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) (\text{MPa}) \dots \text{BAEL 91 (Art A.4.5.33)}$$

- Si la fissuration est très préjudiciable : $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(0,5 \cdot f_e, 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

η : Un coefficient numérique dit coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses.

$\eta = 1,6$ pour les armatures à haute adhérence .

$\eta = 1,3$ pour les armatures à haute adhérence ($\Phi < 6 \text{ mm}$).

4- Contrainte tangente limite ultime : Art (A-5-1.2)

Cas de l'armature Transversale droit ($\alpha = 90^\circ$)

* fissuration peu nuisible $\rightarrow \tau_u = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right]$

* fissuration préjudiciable ou très préjudiciable $\rightarrow \tau_u = \min \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right]$

* Cas des armatures inclinés à 45^0 $\rightarrow \tau_u = \min \left[0,27 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 7MPa \right]$

PRE-DIMENSIONNEMENT

II-1/ LES 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 fondation.

selon les règles (BAEL 91) on a :

$L_F = 0,7 h_0$, L_F : longueur de flambement.

$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) \leq 70$, 70 : valeur limite recommandée

$$\lambda_x = 3,46 \frac{L_F}{b}, \quad \lambda_y = 3,46 \frac{L_F}{h}$$

$$h_0 = 306 - 50 = 256 \text{ cm}$$

$$L_F = 0,7 \times 256 = 179,2 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \lambda_x = 3,46 \frac{179,2}{b_i} \\ \lambda_y = 3,46 \frac{179,2}{h_i} \end{cases}$$

b_i : parallèle a l'axe x

h_i : parallèle a l'axe y

$$\lambda_x = 3,46 \frac{179,2}{b_i} \Rightarrow b_i \geq \frac{3,46 \times 179,2}{45} = 13,77 \text{ cm}$$

$$b_i \geq 13,77 \text{ cm.}$$

$$\lambda_y = 3,46 \frac{179,2}{h_i} \Rightarrow h_i \geq \frac{3,46 \times 179,2}{55} = 11,27 \text{ cm}$$

$$h_i \geq 11,27 \text{ cm.}$$

- Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1 p 50) :

$$\frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

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

B_c : section brute du béton.

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

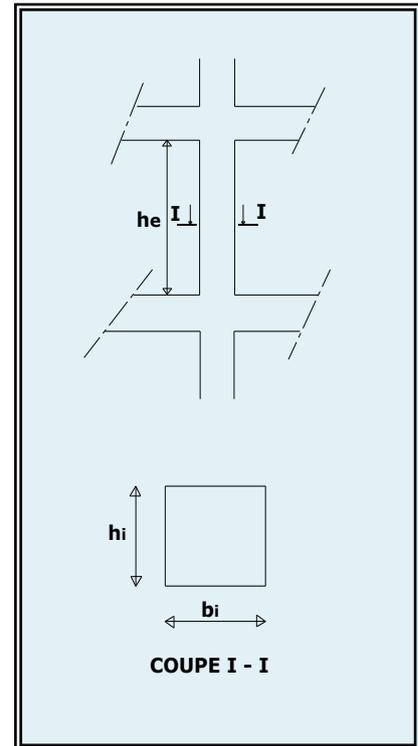


Fig.II.1. Hauteur libre d'étage.

▪ **Vérification :**

selon les règles *R.P.A/ version 2003* (art 7.4.1)

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

$$\min(b_i, h_i) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{256}{20} = 12.80 < 40 \dots\dots\dots c.v$$

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

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

Pour le niveau **RDC** et les étages **1, 2,3** et 4 soit : **b=45 cm et h=55cm.**

Pour les étages **5, 6 et 7** ; soit : **b=35 cm et h=45 cm.**

Remarque :

On propose une section de **(45x55) cm²** cette section sera vérifier après la descente de charge.

II-2/ LES POUTRES :

II-2-1/ poutres principales (transversales) :

* **Condition de la portée : (BAEL 83)**

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\text{Max}} \quad ; \quad L_{\text{Max}} = 600 \text{ cm}$$

$$h = (40 ; 60) \text{ cm.}$$

On prend: h = 50 cm.

La largeur de la poutre : b = (0,2 ÷ 0,5) h

$$b = (0,2 \div 0,5) 50 = (10 \div 25)$$

On prend : b = 30 cm.

* **Condition du R.P.A99/version 2003** : les conditions suivante doivent être respectée

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots c.v$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots c.v$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{50}{30} = 1,66 < 4 \dots\dots\dots c.v$$

$$b_{\text{max}} \leq 1,5h + b_1 \Rightarrow b_{\text{max}} = 30 \text{ cm}$$

$$1,5 \times 50 + 30 = 105 \text{ cm}$$

$$30 \leq 105 \text{ cm} \dots\dots\dots c.v$$

Toutes les conditions sont vérifiées , alors on prend les dimensions des poutres

Transversales : **(30 × 50) cm.**

II-2-2/ Les poutres secondaires (Longitudinales) :

* **Condition de la portée : (BAEL 83)**

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

L_{\max} : La plus grand portées, $L_{\max} = 550 \text{ cm}$.

$$h = (36.66 \div 55) .$$

on prend : $h = 40 \text{ cm}$.

la largeur de la poutre suivant cette condition : $b = (0,2 \div 0,5) h$.

$$b = (0,2 \div 0,5) 40 = (8 \div 20) \text{ cm} .$$

on prend : $b = 30 \text{ cm}$.

* **Les conditions du R.P.A99 :**

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots c.v$

- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots c.v$

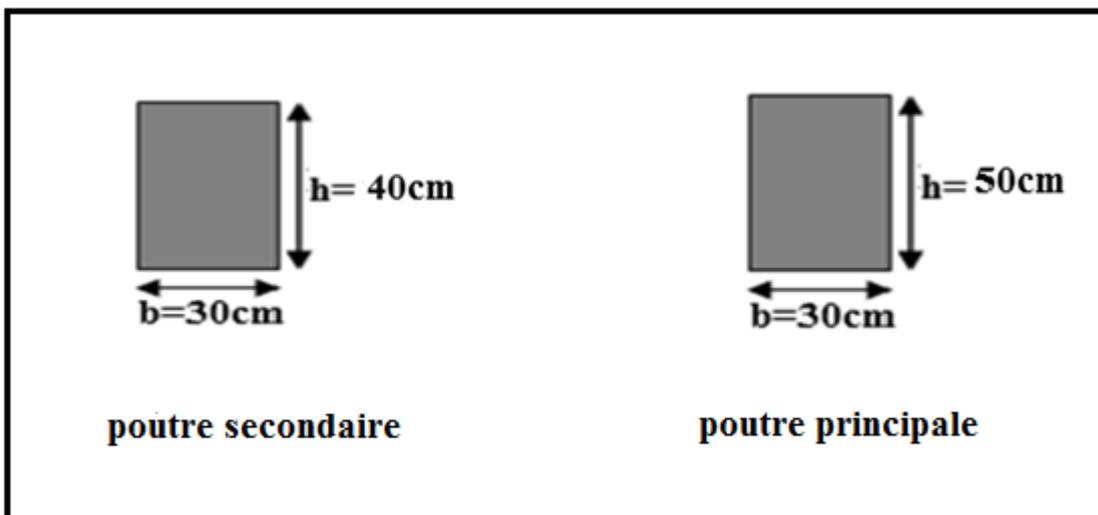
- $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \dots\dots\dots c.v$

- $b_{\max} \leq 1,5h + b_1 \Rightarrow b_{\max} = 30 \text{ cm}$

$1,5 h + b_1 = 90 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} < 90 \text{ cm} \dots\dots\dots c.v$

Toutes les conditions sont vérifiées, Alors on prend les dimensions des poutres

Longitudinales : **(30 × 40) cm²**.



II-3/ LES PLANCHERS :

II-3-1/ Planchers à Corps Creux :

-Condition de flèche : BAEL 91(art B.6.8, 424)

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour lesquelles le rapport h/L est au moins égal à : $1/22,5$

L : est la plus grande portée parallèle au poutrelle (L= 520 cm).

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow ht \geq \frac{L}{22,5} = 23.11 \text{ cm}$$

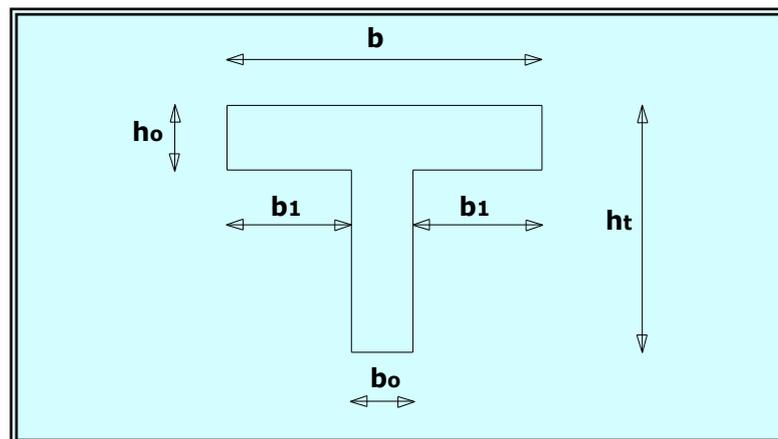
On adopte $ht = 24\text{cm}$ (20+4) pour les planchers à usage d'habitations .

D'où :

- 20 cm : de corps creux.
- 4 cm : de la table de compression.

*** Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

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 :

$$b1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27,5 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{550}{10} = 55 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

L_n : la distance entre axes de deux nervures

L : la longueur de la nervure :

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

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

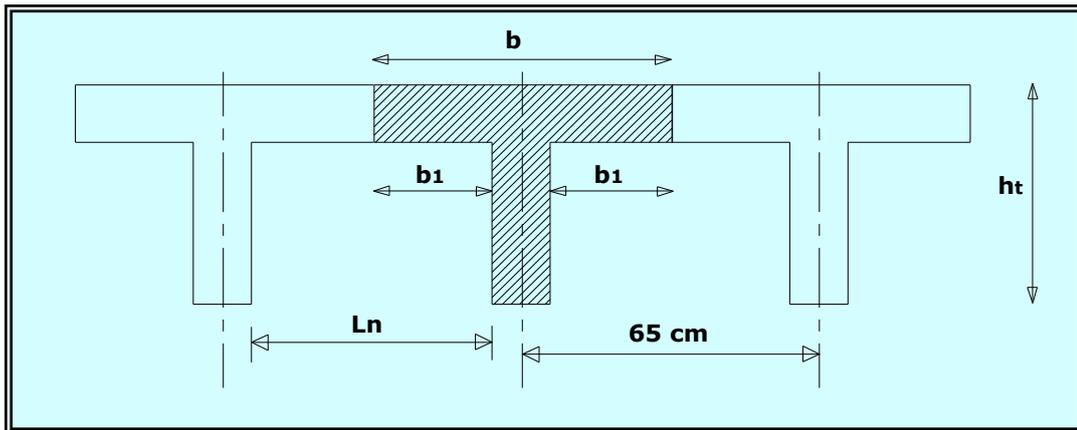


Fig.II.2. schéma de poutrelle

II-4-/ LES VOILES :

* Prédimensionnement des voiles :

- Le dimensionnement des voiles se fera selon les prescriptions du *RPA 99/ Version2003*.
 - le contreventement mixte, tel que donné dans le RPA est défini par les trois conditions suivantes qui doivent être respectées :

- les voiles de contreventement doivent reprendre ou plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les 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.

* Pré dimensionnement :

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé se fera à la lumière de l'article 7.7.1 page 56 du *RPA99/V2003*, les voiles sont définies comme étant pleines, les charges prises en compte dans le Pré dimensionnement des voiles sont :

- les charges verticales : charge permanente et surcharge.
- les actions horizontales : l'effort de séisme. d'après le *RPA99/version 2003* (article 7.7.1 page 56), les voiles doivent satisfaire la condition : $L \geq 4a$ où " a " est l'épaisseur du voile, le cas échéant, le voile n'est plus considéré comme tel mais comme étant un élément linéaire.
- l'épaisseur minimale est de 15 cm → RPA (7.7.1), l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage " h_e " et de **la conditions de rigidité aux extrémités** comme suite : $h_e = h - h_t$

$$h_e = 3,06 - 0,50 = 2,56 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow \frac{256}{22} = 11,63 \text{ cm}$$

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

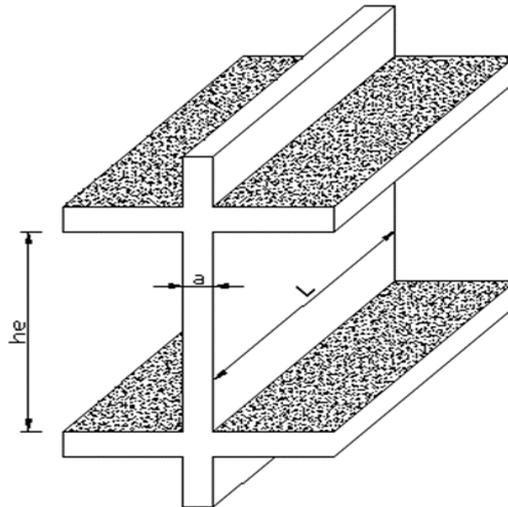


Figure .II.3 .Coupe de voile en élévation.

II-5-/Pré dimensionnement d’acrotère :

L’acrotère c’est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d’empêcher l’infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionnées dans les plans d’architecture.

Pour la terrasse inaccessible, on prend $h = 60 \text{ cm}$

$$S = (0,60 \times 0,10) + (0,1 \times 0,07) + (0,03 \times 0,1/2) = 0,0685 \text{ m}^2$$

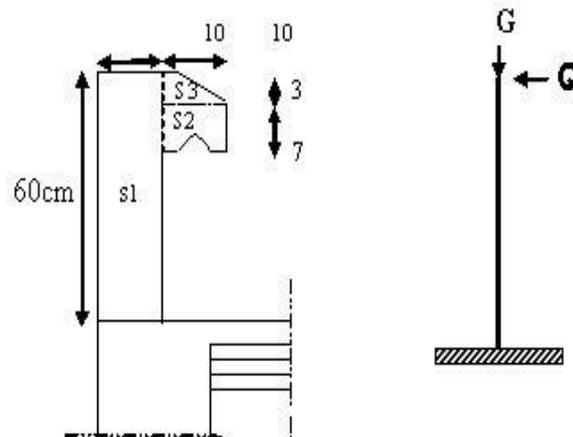


Figure. II.3.Schéma statique de l'acrotère.

II-6-/Pré dimensionnement d'escalier :

Un escalier est une suite de plans horizontaux, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre aisément et sans danger.

a. Définition des éléments d'un escalier :

- La volée : la partie qui comporte la suite ininterrompue des marches égales et située entre deux paliers successifs.
- Le palier : la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau.
- La paillasse : une dalle en pente supportant les marches d'une volée.
- Le jour : c'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.
- La marche : c'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.
- La contre marche : la partie verticale prenant place entre 2 marches.
- L'emmarchement : la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.
- La foulée : la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

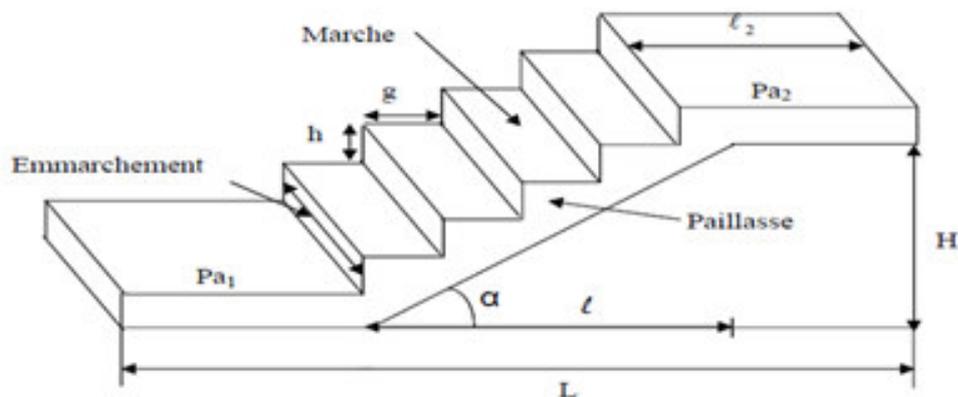


Figure .II.4. Schéma de l'escalier.

b. Dimensionnement :

-La hauteur d'étage : $H=3,06$ m.

-La contre marche h :

$14 \leq h \leq 20$ on prend : $h= 17$ cm

-La marche (giron) g :

$24 \leq g \leq 32$ on prend : $g= 30$ cm

-D'après la formule de BLONDEL on a : $59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$

$59\text{ cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \Rightarrow$ C. V donc l'escalier est **confortable**

* **Nombre des contres marches** : $n = H/h = 306 / 17 = 18 \dots n = 18$ contres marches.

\Rightarrow **Type (a)** : $n = 119 / 17 = 7$.

\Rightarrow **Type (b)** : $n = 68 / 17 = 4$.

L'épaisseur de la paillasse est :

* Type (a) : $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 10,33 < e < 15,5$

* Type (b) : $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 17 < e < 25,5$

on prend : **$e = 17\text{ cm}$**

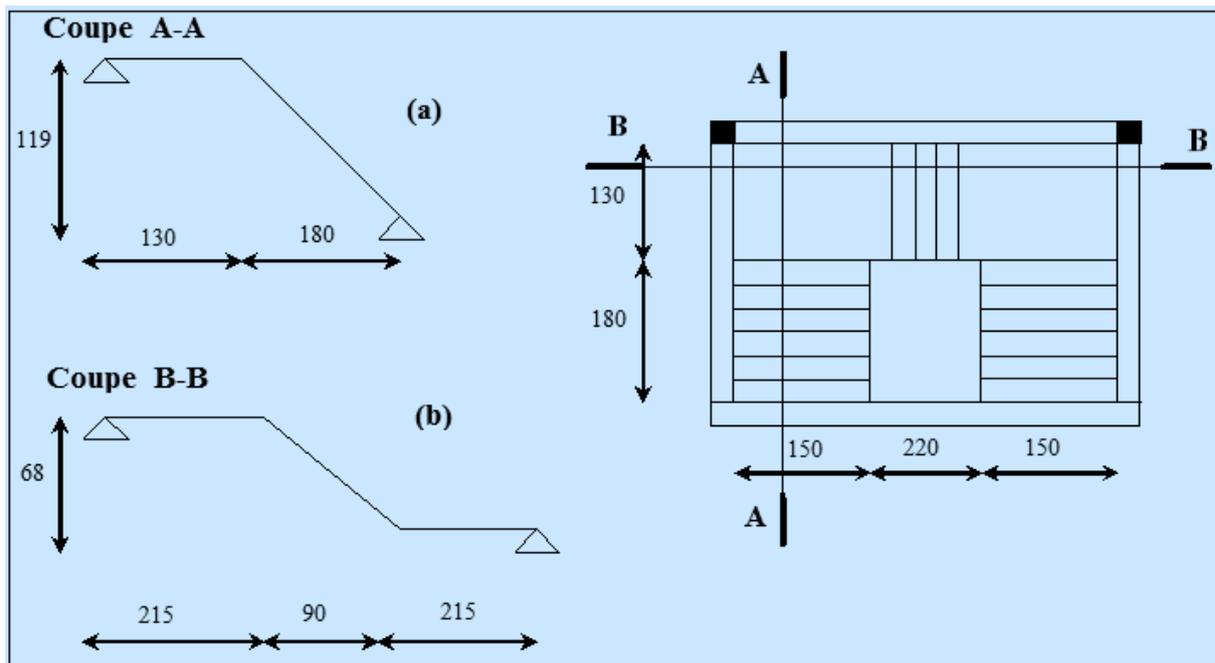


Figure II.5.Schéma statique de l'escalier.

DESCENTE DES CHARGES

II-7-1-/ INTRODUCTION :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toute les charges qui revenant à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation .

Les charges considérées concentrées concernant les charges permanentes est les charges d'exploitation .

II-7-2-/ ROLE DE DESCENTE DE CHARGES :

- * Evaluation des charges (Q et G) revenant aux fondation.
- * Vérification de la section des éléments porteurs (poutres, voiles..)

II-7-3-/ LOI DE DEGRESSION : Selon le " DTR B.C .2.2"

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages dans notre projet ; la loi de dégression ci-dessus est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation dans chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour le toit ou la terrasse \longrightarrow Q_0
- Pour le dernier étage \longrightarrow Q
- Pour un étage immédiatement inférieur \longrightarrow $0,9 Q$
- Pour un étage immédiatement inférieur \longrightarrow $0,8 Q$

et ainsi de suite en réduisant de 10 % par étage jusqu'à $0,5 Q$, valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.)

II-7-4-/ LES CHARGES PERMANENTES :

❖ Plancher terrasse :

les couches	e (m)	γ (N/m ³)	Charges (N/m ²)
1-Gravillon de protection	0,05	17000	850
2-Etanchéité multicouche	0,02	6000	120
3-Isolant thermique	0,04	4000	160
4-Béton de pente	0,06	22000	1320
5-Plancher à corps creux	0,20+0,04	-	3100
6-Enduit en plâtre	0,014	10000	200

$$\Sigma = 5750$$

Charge permanente : $G=575 \text{ Kg/m}^2$.

-Charge d'exploitation (Surcharge) : $Q=100 \text{ Kg/m}^2$

❖ Plancher d'étage - courant :

Les couches	e (m)	γ (N/m ³)	Charges (N/m ²)
1-Carrelage	0,02	22000	440
2-mortier de pose	0,02	20000	400
3-Lit de sable,	0,02	18000	360
3-Plancher à coprs-creux	0,20+0,04	-	3100
4-Enduit en plâtre,	0,02	10000	200
5-cloison	0,10	-	1000

$\Sigma = 5500$

* LES SURCHARGES D'EXPLOITATION :

* Plancher terrasse $\longrightarrow Q = 1000 \text{ N/ m}^2$.

* Plancher étage – courant $\longrightarrow Q = 1500 \text{ N/ m}^2$.

❖ balcon étage courant :

Tableau: Charge permanente du balcon étage.

LES COUCHES	L'EPAISSEUR "e" (m)	γ (N/m ³)	CHARGE (N/m ²)
1-Carrelage	0,02	22000	440
2-Mortier de pose	0,02	20000	400
3-Lit de sable	0,02	18000	360
4-Béton armé	0,12	25000	3000
5-Enduit en plâtre	0,02	10000	200

$\Sigma = 4400$

-Charge permanente : $G=440 \text{ Kg/m}^2$.

-Charge d'exploitation (Surcharge) : $Q=350 \text{ Kg/m}^2$.

❖ balcon étage terrasse :

LES COUCHES	L'EPAISSEUR e(m)	γ (N/m ³)	CHARGE (N/m ²)
1-Gravion de protection	0,05	17000	850
2-Echiété multicouche	0,02	6000	120
3-Isolant thermique	0,04	4000	160
4-Béton de pente	0,06	22000	1320
5-Dalle pleine	0,12	25000	3000
6-Enduit en plâtre	0,02	10000	200

$\Sigma = 5650$

$G = 5650 \text{ N/m}^2$

* les charges d'exploitations: $Q = 1000 \text{ N/m}^2$, d'après (DTR B.C .2.2)page 20.

❖ L'ESCALIER:

A/ Pour la paillasse:

Charge permanente: (DTR . B . C2.2)

N ^o	Désignation	Epaisseur e (m)	γ (N / m ³)	Charge (N / m ²)
1	Carrelage	0,02	22000	440
2	Mortier de pose	0,02	20000	400
3	La marche	0,17 / 2	22000	1870
4	Le paillasse	0,17 / cos α	25000	4884,50
5	Enduit en plâtre	0,014	10000	140

$$\Sigma = 7734,50$$

$$g = G \times 1m = 7734,50 \text{ N / ml.}$$

$$\text{Épaisseur de marche} = 0,5h = 0,5 \times 0,17 = 0,085 \text{ m}$$

$$\text{Épaisseur de paillasse} = e/\cos\alpha = 0,17/\cos 32,5 = 0,16 \text{ m}$$

$$\text{-Charge permanente : } G = 7734,50 \text{ N / ml.}$$

B/Pour le palier de repos:

N ^o	Désignation	Epaisseur e (m)	γ (N / m ³)	Charge (N / m ²)
1	Carrelage	0,02	22000	440
2	Mortier de pose	0,02	20000	400
3	Le palier	0,17	25000	4250
4	Enduit en plâtre	0,014	10000	140

$$\Sigma = 5230$$

$$g = G \times 1m = 5230 \text{ N / ml.}$$

❖ L'ACROTÈRE :

$$S = (0,60 \times 0,10) + (0,1 \times 0,07) + (0,03 \times 0,1/2) = 0,068 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids propre} = 0,068 \times 2500 = 170 \text{ kg/ml.}$$

$$\text{-Charge permanente : } G = 170 \text{ kg/m}^2$$

-Charge d'exploitation (Surcharge) :

➤ D'après D.T.R.BC.2.2

$$Q \times 1m = 100 \text{ daN}$$

Q : force horizontale sollicitée l'acrotère due à la main courante est 100 daN/m

➤ D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant.

$$\text{La formule : } F = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone. / C_p : facteur de force horizontale.

$W_p = 170$ kg/ml poids de l'acrotère

Groupe 2, zone (IIa) donc : $A = 0,15$; selon le tableau 4.1

$CP = 0,80$ élément en console ; tableau 6.1, donc :

$FP = 4 \times 0,15 \times 0,80 \times 170 = 81,6$ daN/ml.

$F = \max(Q, FP) \Rightarrow F = Q = 100$ daN/ml

II-7-5-/ Descente des charges sur le poteau de l'intermédiaire. B3 :

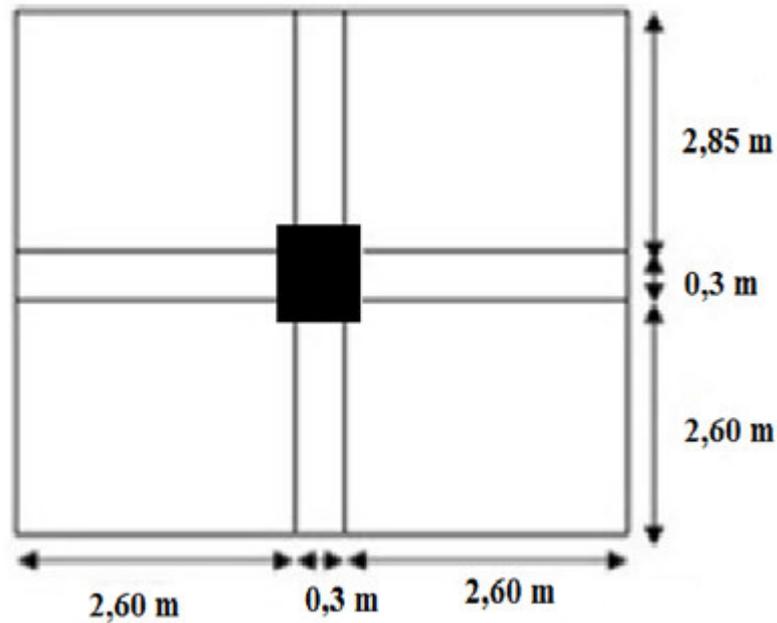


Figure. II.9. La surface afférente par Poteau (B3).

-Surface du plancher revenant au poteau :

$$S_G = (2,6 \times 2,6) \times 2 + (2,85 \times 2,6) \times 2 = 28,34 \text{ m}^2$$

$$S_{Qt} = 5,50 \times 5,75 = 31,625 \text{ m}^2$$

$$S_{Qet} = 31,625 - (0,45 \times 0,35) = 31,4675 \text{ m}^2$$

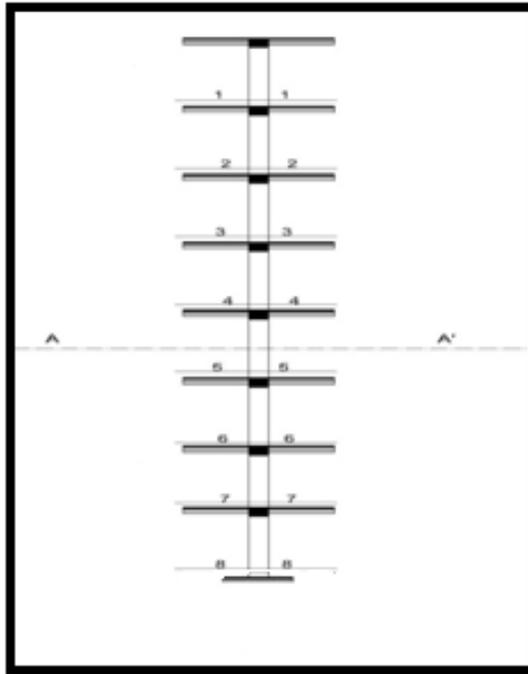


Fig.II.10. Coupe verticale du poteau B3

Niveaux	Eléments			G(kg)	Q(kg)
1-1	Plancher terrasse :	28,34	575	16295,5	
	Poutre p :	(0,3×0,50×5,25)	2500	3281,25	
	Poutre s :	(0,3×0,40×5,05)	2500	1515	
	Poteaux :	(0,35×0,45×3,06)	2500	1204,875	
	Surcharge :	31,625	100	/	
	Total:				22296,625
2-2	Venant 1-1			22296,625	3162,5
	Plancher étage :	28,34	550	15587	
	Poutre p :	(0,3×0,50×5,25)	2500	3281,25	
	Poutre s :	(0,3×0,40×5,05)	2500	1515	
	Poteaux :	(0,35×0,45×3,06)	2500	1204,875	
	Surcharge :	31,4675	150	/	
	Total:				42679,875
3-3	Venant 2-2			42679,875	7882,625

	Plancher étage	28,34	500	15587	
	Poutre p :	(0,3×0,50×5,25)	2500	3281,25	
	Poutre s :	(0,3×0,40×5,05)	2500	1515	
	Poteaux :	(0,35×0,45×3,06)	2500	1204,875	
	Surcharge :	31,4675×0,9	150	/	4248,112
	Total:			64268,0	12130,737
4-4	Venant 3-3			64268,0	12175,625
	Plancher étage :	28,34	550	15587	
	Poutre p :	(0,3×0,50×5,25)	2500	3281,25	
	Poutre s :	(0,3×0,40×5,05)	2500	1515	
	Poteaux :	(0,45×0,55×3,06)	2500	1893,375	
	Surcharge :	31,4675×0,8	150	/	3776,10
	Total:			86544,625	16378,849
5-5	Venant 4-4			86544,625	16378,849
	Plancher étage	28,34	550	15587	
	Poutre p :	(0,3×0,50×5,25)	2500	3281,25	
	Poutres :	(0,3×0,40×5,05)	2500	1515	
	Poteaux :	(0,45×0,55×3,06)	2500	1893,375	
	Surcharge :	31,4675×0,7	150	/	3304,087
	Total:			108821,25	19682,936
6-6	Venant 5-5			108821,25	19682,936
	Plancher étage	28,34	550	15587	
	Poutre p :	(0,3×0,50×5,25)	2500	3281,25	
	Poutre s :	(0,3×0,40×5,05)	2500	1515	
	Poteaux :	(0,45×0,55×3,06)	2500	1893,375	
	Surcharge :	31,4675×0,6	150	/	2832,075
	Total:			131097,875	22515,011
7-7	Venant 6-6			131097,875	22515,011
	Plancher étage :	28,34	550	15587	
	Poutrep :	(0,3×0,50×5,25)	2500	3281,25	
	Poutre s :	(0,3×0,40×5,05)	2500	1515	

	Poteaux :	(0,45×0,55×3,06)	2500	1893,375	
	Surcharge :	31,4675×0,5	150	/	2360,0625
	Total:			153374,5	24875,0735
8-8	Venant 7-7			153374,5	24875,0735
	Plancher étage :	28,34	550	15587	
	Poutre p :	(0,3×0,50×5,25)	2500	3281,25	
	Poutre s :	(0,3×0,40×5,05)	2500	1515	
	Poteaux :	(0,45×0,55×3,06)	2500	1893,375	
	Surcharge :	31,4675×0,5	150	/	2360,0625
	TOTAL			175651,125	27235,136

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 277981,722 \text{ kg} = 2779817,22 \text{ N}$$

$$N_d = G+Q = 202886,261 \text{ kg} = 2028862,61 \text{ N}$$

-Vérification de section de poteau intermédiaire (B₃) : selon (BAEL91 B.8.4.1):

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- Nu : Effort normal ultime (compression) =1,35G+1,5Q.
- α :est un Coefficient fonction de L'élancement mécanique (λ).
- B : Surface de la section du béton (B=a x b).
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton (γ_b=1,50).....situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier (γ_s=1,15).....situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier (f_e=400MPa).
- f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton à 28 jours (f_{c28}=25MPa).
- A_s : Section d'acier comprimée.
- B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie (B_r = (a-0,02)(b-0,02)) [m²].

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{Lf}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{Lf}{h}$$

$$Lf = 0.7L_0$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{0.7 \times 3.06}{0.55} = 13.49$$

$$\lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{0.7 \times 3.06}{0.45} = 16.48$$

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) = 16.48$$

$$\lambda = 16.48 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{16.48}{35}\right)^2} = \mathbf{0.81}$$

$$B_r = (h-2)(b-2) = (55-2).(45-2) = 2279 \text{ cm}^2.$$

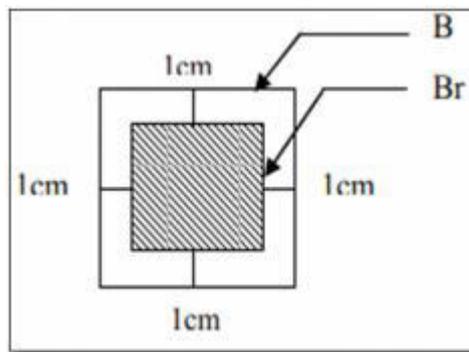


Fig. Section réduite du poteau.

-A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max(A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA})$$

-Selon les règles BAEL 91 (Art A.8.1.2.1):

$$A_{\min}^{BAEL} = \max(4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0.2\%B)$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 550 \times 450}{100} = 495 \text{ mm}^2 \\ \frac{8(b+h)}{100} = 8 \frac{(550+450)}{100} = 80 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.8 \% B \quad (\text{zone IIa})$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = \frac{0.8}{100} B = \frac{0.8}{100} (550 \times 450) = 1980 \text{ mm}^2$$

$$\text{Alors : } A = \max (495, 1980) = 1980 \text{ mm}^2$$

$$\bar{N} = 0.81 \times \left\{ \frac{227900 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 1980 \frac{400}{1.15} \right\}$$

$$= 3976343,478 \text{ N} = 3976,34 \text{ KN}$$

N_u (KN)	A_{\min}^{BAEL} (mm ²)	A_{\min}^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	B_r (mm ²)	\bar{N} (KN)	condition
2779,817	495	1980	1980	227900	3976,34	vérifiée

- Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1 p 50) :

$$\frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

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

B_c : section brute du béton.

$$\frac{2028862,61}{(550 \times 450) \times 25} = 0,32 \geq 0,3 \quad \Rightarrow \quad (\text{C.N.V})$$

Donc on calcule la section qu'est assurée la stabilité du poteau selon la condition de l'RPA 99 :

$$\frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \Rightarrow B_c \geq \frac{N_d}{0,3 \times f_{c28}} = \frac{2028862,61}{0,3 \times 25}$$

On prend une section rectangulaire de poteau : $b = 0,8 \text{ h}$:

$$B_c = h \times b = 0,8 \cdot h^2 = 0,270 \text{ m}^2 \iff h = 0,58 \text{ m} \quad ; \quad b = 0,464 \text{ m} \iff (60 \times 50) \text{ cm}^2 .$$

Donc la section choisie [(60×50) cm²] est suffisante dans tous les étages.

$$\frac{2028862,61}{(600 \times 500) \times 25} = 0,27 \leq 0,3 \quad \Rightarrow \quad (\text{C.V})$$

pour le poteau de 4^{ème} étage :

$$N_d = G+Q = 64268+12130,73 = 76398,73 \text{ kg} = 763987,3 \text{ N}$$

$$\frac{763987,3}{(500 \times 400) \times 25} = 0,15 \leq 0,3 \quad \Rightarrow \quad (\text{C.V})$$

II-7-6-/. Descente des charges sur le poteau du rive A3 :

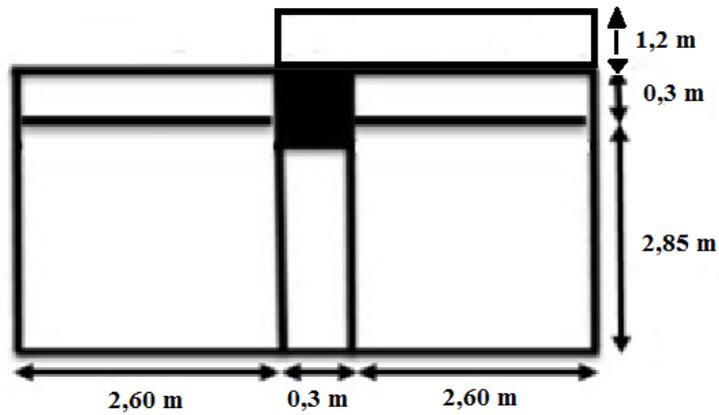


Figure .II.10.La surface afférente par Poteau de rive A3.

-Surface afférentes :

$$S_G=(2,6+2,6) \times 2,85 =14,82 \text{ m}^2$$

$$S_{Q(ter)}=(2,6+2,6+0,3) \times (2,85)+ (1,2 \times 2,9)=19,155 \text{ m}^2$$

$$S_{Q(etg)}= 19,155 -(0,45 \times 0,55)=18,907 \text{ m}^2$$

Niveaux	Eléments			G(k _g)	Q(k _g)
1-1	L'acrotère :	0,068×6,7	2500	1139	
	Plancher terrasse :	14,82	575	8521,5	
	Balcon terrasse	(1,2×2,9)	653	2272,44	
	Poutre p :	(0,3×0,50×2,85)	2500	1068,75	
	Poutre s :	(0,3×0,40×5,2)	2500	1560	
	Poteaux :	(0,35×0,45×3,06)	2500	1204,875	
	Surcharge :	19,155	100	/	1915,5
	Total:				15766,565
2-2	Venant 1-1			15766,565	1915,5
	Plancher étage :	14,82	550	8151	
	Balcon étage :	(1,2×2,9)	440	1531,2	
	Poutrep :	(0,3×0,50×2,85)	2500	1068,75	
	Poutre s :	(0,3×0,40×5,2)	2500	1560	

	Poteaux :	(0,35×0,45×3,06)	2500	1204,875	
	Mur ext :	5,50	285	1567,5	
	Surcharge : (×1)	18,907	150		2836,05
	Total			30849,89	4751,55
3-3	Venant 2-2			30849,89	4751,55
	Plancher étage :	14,82	550	8151	
	Balcon étage :	(1,2×2,9)	440	1531,2	
	Poutre p :	(0,3×0,50×2,85)	2500	1068,75	
	Poutre s :	(0,3×0,40×5,2)	2500	1560	
	Poteaux :	(0,35×0,45×3,06)	2500	1204,875	
	Mur ext :	5,50	285	1567,5	
	Surcharge : (×0.9)	18,907	150		2552,445
	Total			45933,215	7303,995
4-4	Venant 3-3			45933,215	7303,995
	Plancher étage :	14,82	550	8151	
	Balcon étage :	(1,2×2,9)	440	1531,2	
	Poutre p :	(0,3×0,50×2,85)	2500	1068,75	
	Poutre s :	(0,3×0,40×5,2)	2500	1560	
	Poteaux :	(0,45×0,55×3,06)	2500	1893,375	
	Mur ext :	5,50	285	1567,5	
	Surcharge : (×0.8)	18,907	150		2268,84
	Total			61705,04	9572,835
5-5	Venant 4-4			61705,04	9572,835
	Plancher étage :	14,82	550	8151	
	Balcon étage :	(1,2×2,9)	440	1531,2	
	Poutre p :	(0,3×0,50×2,85)	2500	1068,75	
	Poutre s :	(0,3×0,40×5,2)	2500	1560	
	Poteaux :	(0,45×0,55×3,06)	2500	1893,375	
	Mur ext :	5,50	285	1567,5	
	Surcharge : (×0.7)	18,907	150		1985,235
	Total			77476,865	11558,07

6-6	Venant 5-5			77476,865	11558,07
	Plancher étage :	14,82	550	8151	
	Balcon étage :	(1,2×2,9)	440	1531,2	
	Poutre p :	(0,3×0,50×2,85)	2500	1068,75	
	Poutre s :	(0,3×0,40×5,2)	2500	1560	
	Poteaux :	(0,45×0,55×3,06)	2500	1893,375	
	Mur ext :	5,50	285	1567,5	
	Surcharge : (×0.6)	18,907	150		1701,693
	Total			41011,1	13259,763
7-7	Venant 6-6			41011,1	13259,763
	Plancher étage :	14,82	550	8151	
	Balcon étage :	(1,2×2,9)	440	1531,2	
	Poutre p :	(0,3×0,50×2,85)	2500	1068,75	
	Poutre s :	(0,3×0,40×5,2)	2500	1560	
	Poteaux :	(0,45×0,55×3,06)	2500	1893,375	
	Mur ext :	5,50	285	1567,5	
	Surcharge : (×0.5)	18,907	150		1418,025
	Total			56782,925	14677,788
8-8	Venant 7-7			56782,925	14677,788
	Plancher étage :	14,82	550	8151	
	Balcon étage :	(1,2×2,9)	440	1531,2	
	Poutre p :	(0,3×0,50×2,85)	2500	1068,75	
	Poutre s :	(0,3×0,40×5,2)	2500	1560	
	Poteaux :	(0,45×0,55×3,06)	2500	1893,375	
	Mur ext :	5,50	285	1567,5	
	Surcharge : (×0.5)	18,907	150		1418,025
	TOTAL			72554,75	16095,813

III-1-/ L'ACROTÈRE

III-1-1/ INTRODUCTION:

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bêtelement au niveau de terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher traverse, se suit également à la protection des envers de maintenance. L'acrotère coule sur des joints verticaux, doit être fragmente tous les 5 mètres au maximum par des joints verticaux.

III-1-2/ METHODE DE CALCUL :

L'acrotère est calculé comme une console encastrée à sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée sous l'effet :

- De la surcharge "Q" horizontale due à la poussée de la main courante appliqué à l'extrémité supérieure.
- Un effort normal "N" appliqué au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre "G".

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

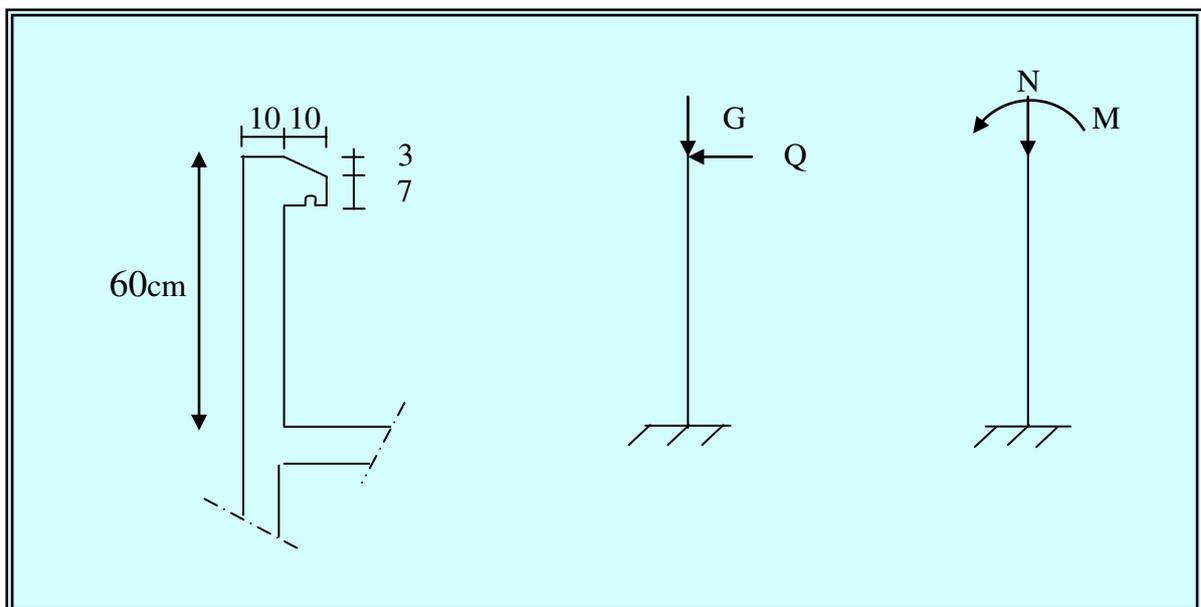


Figure. III.1.Schéma statique de l'acrotère.

III-1-3/ EVALUATION DES CHARGES :

* **Surface** : $S_t = (0,1 \times 0,6 + 0,07 \times 0,1 + 0,1 \times 0,03 \times 0,5)$

$$S_t = 0.0685 \text{ m}^2$$

* **Charge** : $G_1 = 0,0685 \times 2500 \times 1 = 171,25 \text{ dan/ml}$

$$G_2 = 1 \times (0,01 \times 0,6) \times 2000 = 12 \text{ dan/ml}$$

-Le poids propre $G = G_1 + G_2 = 171,25 + 12 = 183,25 \text{ dan/ml}$.

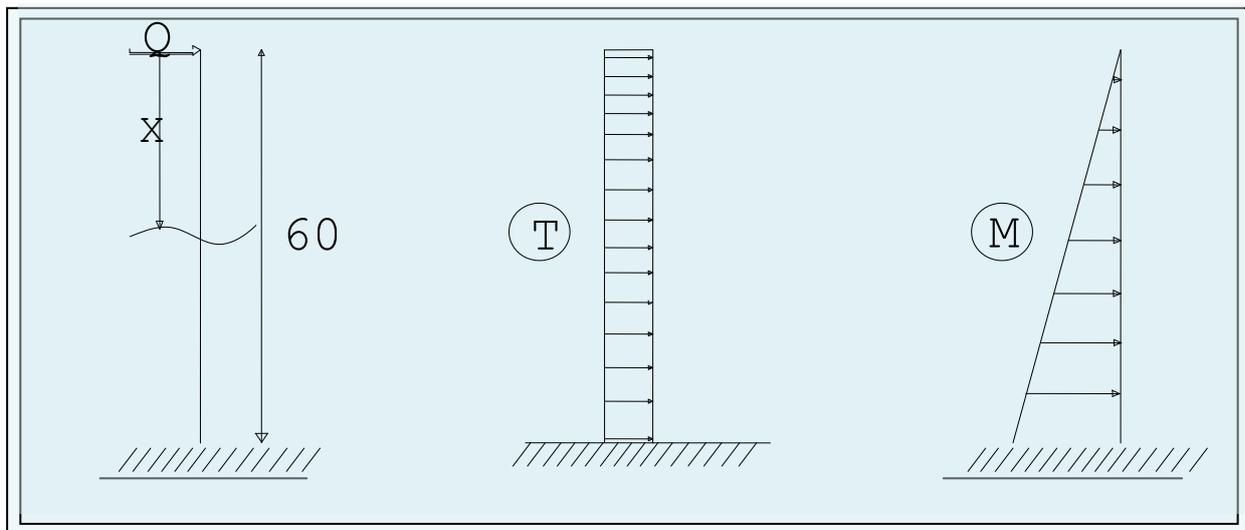
-Surcharge "Q" :

D'après le (D.T.R B.C 2.2) , On peut tirer **Q** qui est utilisée notamment dans l'entretien :
Pour plancher terrasse inaccessible où : **Q = 100 dan/ml**.

Q : force horizontal .

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 1832.5 \text{ N/m} \\ Q = 1000 \text{ N/m} \end{array} \right\} \text{ dans une bande de 1 m.}$$

$$G = 183.25 \text{ dan/ml}, \quad Q = 100 \text{ dan/ml.}$$

**III-1-4/ SOLLICITATION :**

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

$$M = Q \cdot h = 100 \cdot 0,6 = 60 \text{ Kg.m.}$$

$$N = G = 183,25 \text{ Kg.}$$

$$T = Q = 100 \text{ Kg.}$$

* **Combinaisons d'action:**

• **E.L.U :**

$N_u = 1 \times N_g = 183.25 \text{ dan/ml}$. on ne le majore pas puisque la poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1,5 \cdot M = 1,5 \cdot 60 = 90 \text{ dan.m}$$

$$T_u = 1,5 \cdot T = 1,5 \cdot 100 = 150 \text{ dan/ml}$$

- **E.L.S :**

$$N^{\text{ser}} = N_g = 183,25 \text{ dan/ml}$$

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

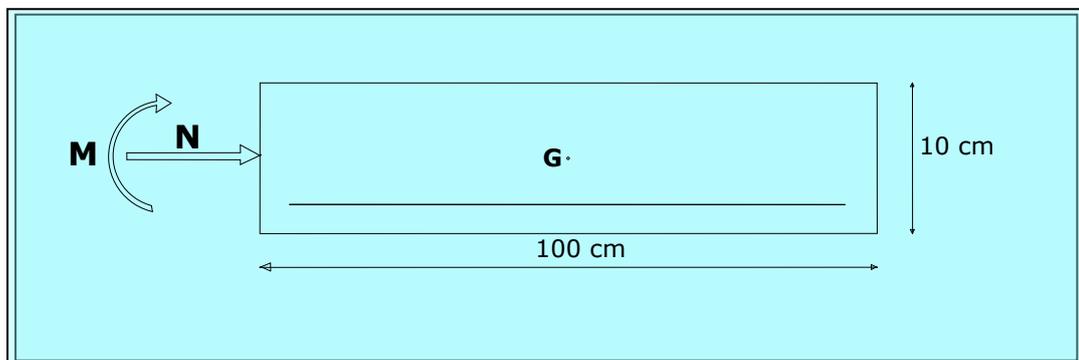
III-1-5/ CALCUL DE FERRAILLAGE :

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b=100$ cm et de hauteur $h=10$ cm.

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, alors l'enrobage des armatures soit $c=3$ cm à partir de l'axe de l'armature.

1/Armatures longitudinales :* E.L.U :



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

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{90}{183,25} = 0,491 \text{ m} > \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,02 \text{ m}.$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, dans la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculé 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:**

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 90 + 183,25 \left[\left(\frac{0,1}{2} - 0,03 \right) \right] = 93,665 \text{ dan} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{936,65}{14,2 \times 100 \times 7^2} = 0,0134 < \mu l = 0,392.$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A'_1=0$)

$$\mu = 0,0134 \Rightarrow \alpha = 0,0176 \quad \beta = 0,993$$

$$A_1'' = \frac{936,65}{348 \times 0,993 \times 7} = 0,3872 \text{ cm}^2.$$

$$A_1'' = 0,40 \text{ cm}^2.$$

- **Détermination de la section des armateurs à la flexion composé :**

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

$$A'' = 0,40 - \frac{1832,5}{100 \cdot 348} = 0,35 \text{ cm}^2.$$

* **E.L.S :**

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

$$e = \frac{M_{set}}{N_{set}} = \frac{600}{1832,5} = 0,327 \text{ m}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

- **Calcul de la section à la flexion simple :**

$$M_1^{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 600 + 1832,5 \left(\frac{0,1}{2} - 0,03 \right) = 636,65 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_s^1 \cdot b \cdot d^2} = \frac{636,65}{201,63 \times 100 \times 7^2} = 0,000746.$$

$$\mu_1 = 0,00075 \Rightarrow \beta_1 = 0,956, k = 0,0095.$$

$$\sigma_b = k \cdot \bar{\sigma}_s^1 = 0,0095 \times 201,63 \Rightarrow \sigma_b = 1,91 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_b = 1,91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s^1 = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0.$$

$$A_1^{ser} = \frac{M_1^{ser}}{\sigma_s^1 \cdot \beta \cdot b} = \frac{736,65}{201,63 \times 0,956 \times 7} = 0,55 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de la section à la flexion composée :**

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{100 \bar{\sigma}_s} = 0,55 - \frac{1832,5}{100 \times 201,63} = 0,09 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité : BAEL 91 (Art.A.4.2. 1)page 29.**

$$A^{\min} \geq 0,23 \times b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A^{\min} \geq 0,84 \text{ cm}^2.$$

- **Pourcentage minimal d'armature longitudinal :**

$$A_L \geq 0,0025b.h = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc : } A = \max (A^u, A^{ser}, A_L, A_{\min}) \Rightarrow A = A_L = \frac{2,5}{2} = 1,25 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On adopte : } A_L = 5\phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2$$

2/ Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (A.5.1,211).....page 53

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPa}.$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

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

$$\tau_u = 0,021 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{C.V.}).$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3/ Armatures de répartition :

$$A_r = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2} \right) A^l = (0,35 \div 0,70) \text{ on adopte : } A_r = 3\phi 6 = 0,85 \text{ cm}^2$$

4/ Espacement des armatures :

$$A_L = 5\phi 6 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm.}$$

$$A_r = 3\phi 6 \rightarrow S_t = \frac{60-10}{3} = 16,7 \text{ cm. } S_t = 17 \text{ cm}$$

5/ PRESENTATION DU FERRAILLAGE :

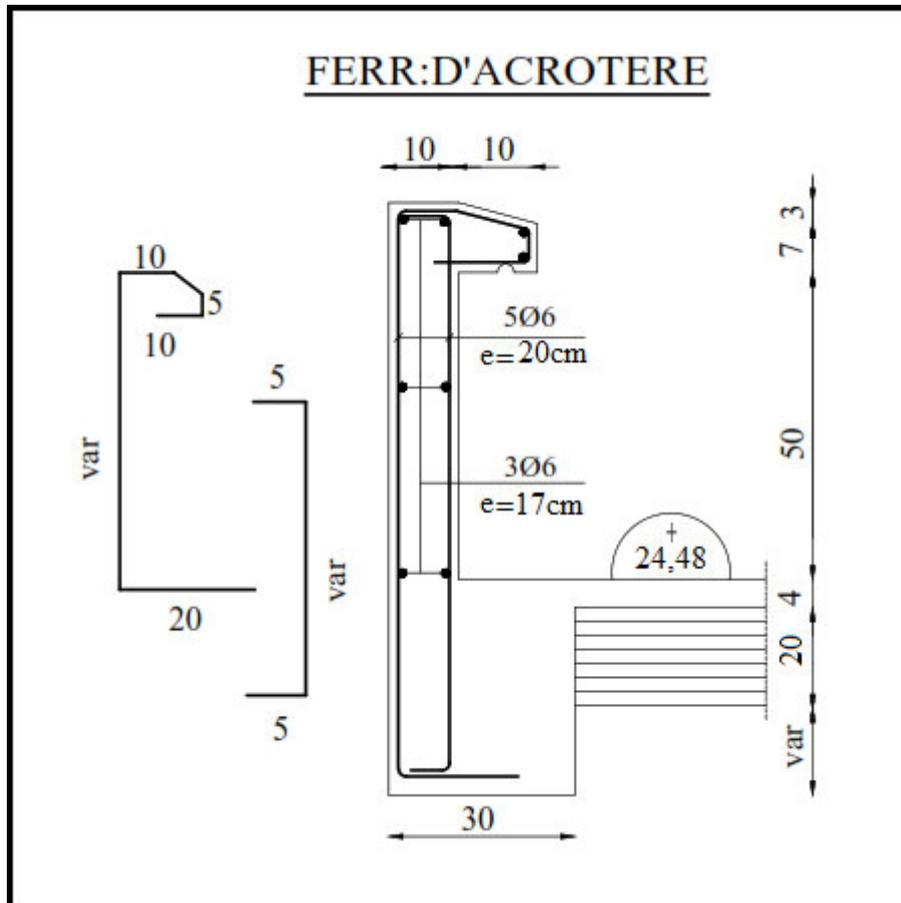


Fig.III.4: ferrailage de l'acrotère

III-2/LES BALCONS

III-2-1/ INTRODUCTION:

Le balcon est une dalle pleine étudiée comme une console encastrée dans la poutre de rive. Le calcul se fait sur une bande de 1mètre de largeur et d'une épaisseur de 12cm. Cette section rectangulaire travaillon à la flexion simple dû à :

- G**: poids propre de console.
- Q**: surcharge d'exploitation .
- P**: charge concentrée dû au poids de mur extérieur .

III-2-2/ EVALUATION DES CHARGES:

Dans notre projet les balcons terrasse supportent l'acrotère à leurs extrémités libre , mais pour les balcons des étages courants, ces dernières supportent un mur en brique creuse de 10cm.

A- Balcon d'étage courant:

* *les charges permanentes:*

LES COUCHES	L'EPAISSEUR "e" (m)	γ (N/m ³)	CHARGE (N/m ²)
1-Carrelage	0,02	22000	440
2-Mortier de pose	0,02	20000	400
3-Lit de sable	0,02	18000	360
4-Béton armé	0,12	25000	3000
5-Enduit en plâtre	0,02	10000	200

$$\Sigma = 4400$$

$$G = 4400 \text{ N/m}^2$$

* *les charges d'exploitations:* $Q = 3500 \text{ N/m}^2$, d'après (DTR B.C .2.2)page 20.

**la charge concentrée P :* (DTR B.C. 2.2).....page 36.

Cette charge "**P**" est due au mur d'un hauteur $h = 1\text{m}$ en brique creuse de 10cm et d'un poids surfacique égale à 900N/m^2

Le crépissage du mur est de 1cm pour les deux cotés avec $\gamma = 20000\text{N/m}^3$,donc la charge totale du mur est égale à : $(0,01 \times 2 \times 20000) + (900) = 1300 \text{ N/m}^2$.

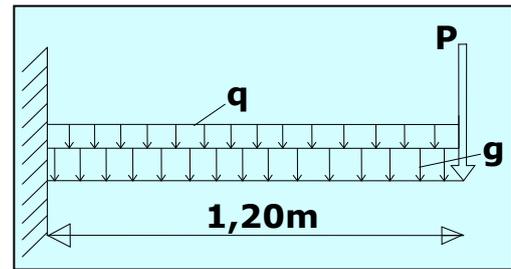
Finalement :

$$P = 1300 \times 1 \times 1 = 1300 \text{ N}$$

la charge concentrée **P = 1300 N**.

❖ **CALCUL DES SOLLICITATIONS /**

$g = 4400 \times 1 = 4400 \text{ N/ml.}$
 $q = 3500 \times 1 = 3500 \text{ N/ml.}$
 $P = 1300 \text{ N.}$
 $Mg = g \cdot l^2 / 2 = 4400 \cdot 1,20^2 / 2 = 3168 \text{ N.m}$
 $Mq = q \cdot l^2 / 2 = 3500 \cdot 1,20^2 / 2 = 2520 \text{ N.m}$
 $Mp = p \cdot l = 1300 \cdot 1,20 = 1560 \text{ N.m}$
 $Tg = g \cdot l = 4400 \cdot 1,20 = 5280 \text{ N}$
 $Tq = q \cdot l = 3500 \cdot 1,20 = 4200 \text{ N}$
 $Tp = p = 1300 \text{ N}$



❖ **COMBINAISONS D' ACTIONS /**

1) **E.L.U :**

$M_u = 1,35 (Mg+Mp) + 1,5 Mq = 1,35 (3168 + 1560) + 1,5 \cdot 2520 = 10162,8 \text{ Nm}$
 $T_u = 1,35 (Tg + Tp) + 1,5 Tq = 1,35 (5280 + 1300) + 1,5 \cdot 4200 = 15183 \text{ N.}$

2) **E.L.S :**

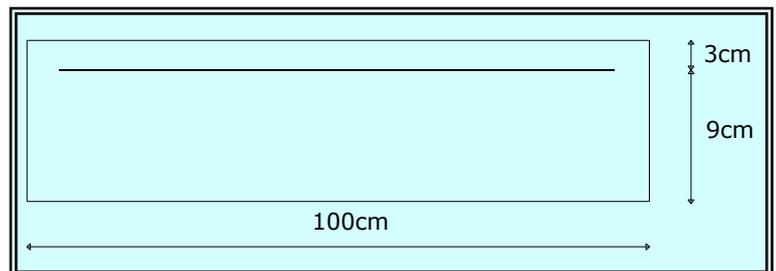
$M_{ser} = Mg + Mq + Mp = 3168 + 2520 + 1560 = 7248 \text{ N.m}$
 $T_{ser} = Tg + Tq + Tp = 5280 + 4200 + 1300 = 10780 \text{ N.}$

❖ **CALCUL DU FERRAILLAGE /**

1) **Armatures longitudinales :**

***E.L.U :**

○ **Les armatures longitudinales:**



$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{10162800}{14,2 \cdot 1000 \cdot 90^2} = 0,088 \dots \dots \dots \mu < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow (A' = 0)$

$\mu = 0,088 \Rightarrow \alpha = 0,115 \dots \dots \beta = 0,953$

$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{10162800}{348 \cdot (0,953) \cdot 90} = 340,48 \text{ mm}^2 = 3,404 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots A = 3,404 \text{ cm}^2$

***Condition de non fragilité :** BAEL 91 (Art.A.4.2. 1)page 29.

$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$
 $A_{min} \geq 0,23 \cdot 100 \cdot 9 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,086 \text{ cm}^2.$

* **Pourcentage minimale :** D'après BAEL91 (Art B.6.4).....page 153.

$A'_{min} \geq 0,001 \cdot b \cdot h = 0,001 \cdot 100 \cdot 12 = 1,2 \text{ cm}^2.$

Finalement : $A = \max (A_u , A_{min} , A'_{min}) = 3,404 \text{ cm}^2$.

Soit : $A = 5 \phi 10 = 3,93 \text{ cm}^2$.

*** Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Les armatures transversales sont droites à 90° donc selon *BAEL91* (A.5.1,211).....page 53 .

On à :

$$\tau_u = \frac{V_U}{b_o \cdot d} = \frac{15183}{1000 \cdot 90} = 0,168 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa.}) = \min(0,15 \cdot \frac{25}{1,5}; 4) = \min(2,5; 4) = 2,5 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0,168 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

***Les armatures de répartition : BAEL91 (A.8.2,41).....page 99.**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,982 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit : } A_r = 4 \phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2.$$

❖ E .L.S:

La fissuration est considérée comme nuisible donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte maximum du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée:

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\gamma = \frac{M_u^t}{M_{ser}^t} = \frac{10162,8}{7248} = 1,402 \quad ; \quad \bar{\alpha} = \frac{1,402 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,451$$

$$\alpha = 0,115 < \bar{\alpha} = 0,451 \dots \dots \dots (\text{c. v}).$$

***Espacement des armatures :**

a) Les armatures longitudinales :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm.}$$

b) Les armatures transversales :

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

*** Vérification de flèche : D'après BAEL91 (Art B.6.5.2).**

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{12}{120} = 0,10 > 0,0625 \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad (M_t = 0) \Rightarrow 0,10 \geq 0 \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

$$\bullet \frac{A}{b_o \cdot d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{3,93}{100 \times 9} = 0,0043 < 0,0105 \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

B- Balcon terrasse:

* les charges permanentes:

LES COUCHES	L'EPAISSEUR e (m)	γ (N/m ³)	CHARGE (N/m ²)
1-Gravion de protection	0,05	17000	850
2-Echiété multicouche	0,02	6000	120
3-Isolant thermique	0,04	4000	160
4-Béton de pente	0,06	22000	1320
5-Dalle pleine	0,12	25000	3000
6-Enduit en plâtre	0,02	10000	200

$G = 5650 \text{ N/m}^2$

$\Sigma = 5650$

* les charges d'exploitations: $Q = 1000 \text{ N/m}^2$, d'après (DTR B.C .2.2)page 20.

*la charge concentrée P :

Cette charge "P" est due à l'acrotère : $P = G = 1832,5 \times 1 = 1832,5 \text{ N}$.

❖ **CALCUL DES SOLLICITATIONS /**

$M_g = g \cdot l^2 / 2 = 5650 \cdot 1,20^2 / 2 = 4068 \text{ N.m}$

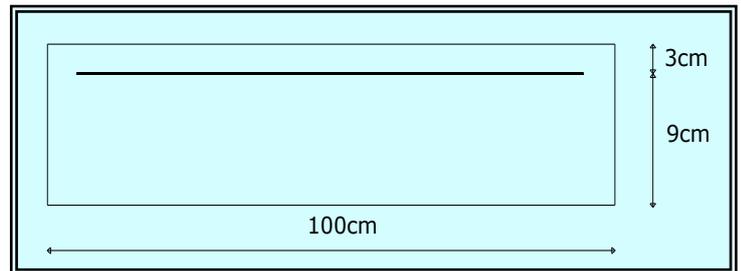
$M_q = q \cdot l^2 / 2 = 1000 \cdot 1,20^2 / 2 = 720 \text{ N.m}$

$M_p = p \cdot l = 1832,5 \cdot 1,20 = 2199 \text{ N.m}$

$T_g = g \cdot l = 5650 \cdot 1,20 = 6780 \text{ N}$

$T_q = q \cdot l = 1000 \cdot 1,20 = 1200 \text{ N}$

$T_p = p = 1832,5 \text{ N}$



❖ **COMBINAISONS D'ACTIONS /**

1)E.L.U :

$M_u = 1,35 (M_g + M_p) + 1,5 M_q = 1,35 (4068 + 2199) + 1,5 \cdot 720 = 9540,45 \text{ Nm}$

$T_u = 1,35 (T_g + T_p) + 1,5 T_q = 1,35 (6780 + 1832,5) + 1,5 \cdot 1200 = 13426,875 \text{ N}$

2)E.L.S :

$M_{ser} = M_g + M_q + M_p = 4068 + 720 + 2199 = 6987 \text{ N.m}$

$T_{ser} = T_g + T_q + T_p = 6780 + 1200 + 1832,5 = 9812,5 \text{ N}$

❖ **CALCUL DU FERRAILLAGE /**

1)Armatures longitudinales :

*E.L.U :

$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{9540450}{14,2 \cdot 1000 \cdot 90^2} = 0,082 \dots \dots \dots \mu < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow (A' = 0)$

$\mu = 0,082 \Rightarrow \alpha = 0,107 \dots \dots \beta = 0,957$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{9540450}{348 \cdot (0,957) \cdot 90} = 318,29 \text{ mm}^2 = 3,182 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A = 3,182 \text{ cm}^2.$$

❖ **E.L.S:**

La fissuration est considérée comme nuisible donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte maximum du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée:

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\gamma = \frac{M'_u}{M'_{ser}} = \frac{9540,45}{6987} = 1,36 \quad ; \quad \bar{\alpha} = \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43$$

$$\alpha = 0,107 < \bar{\alpha} = 0,43 \dots\dots\dots (\text{c. v}).$$

* **Condition de non fragilité** : BAEL 91 (Art.A.4.2. 1)page 29.

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot 100 \cdot 9 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,086 \text{ cm}^2.$$

* **Pourcentage minimale** : D'après BAEL91 (Art B.6.4).....page 153.

$$A'_{\min} \geq 0,001 \cdot b \cdot h = 0,001 \cdot 100 \cdot 12 = 1,2 \text{ cm}^2.$$

Finalemnt : $A = \max (A_u , A_{\min} , A'_{\min}) = 3,182 \text{ cm}^2$.

$$\text{Soit : } A = 5 \phi 10 = 3,93 \text{ cm}^2.$$

* **Vérification de la contrainte de cisaillement** :

Les armatures transversales sont droites à 90° donc selon BAEL91 (A.5.1,211)..page 53.

On à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \cdot d} = \frac{13426,875}{1000 \cdot 90} = 0,149 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_u = 0,149 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

* **Les armatures de répartition** : BAEL91 (A.8.2,42).....page 99.

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,982 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit : } A_r = 4 \phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2.$$

* **Espacement des armatures** :

a) Les armatures longitudinales :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm.}$$

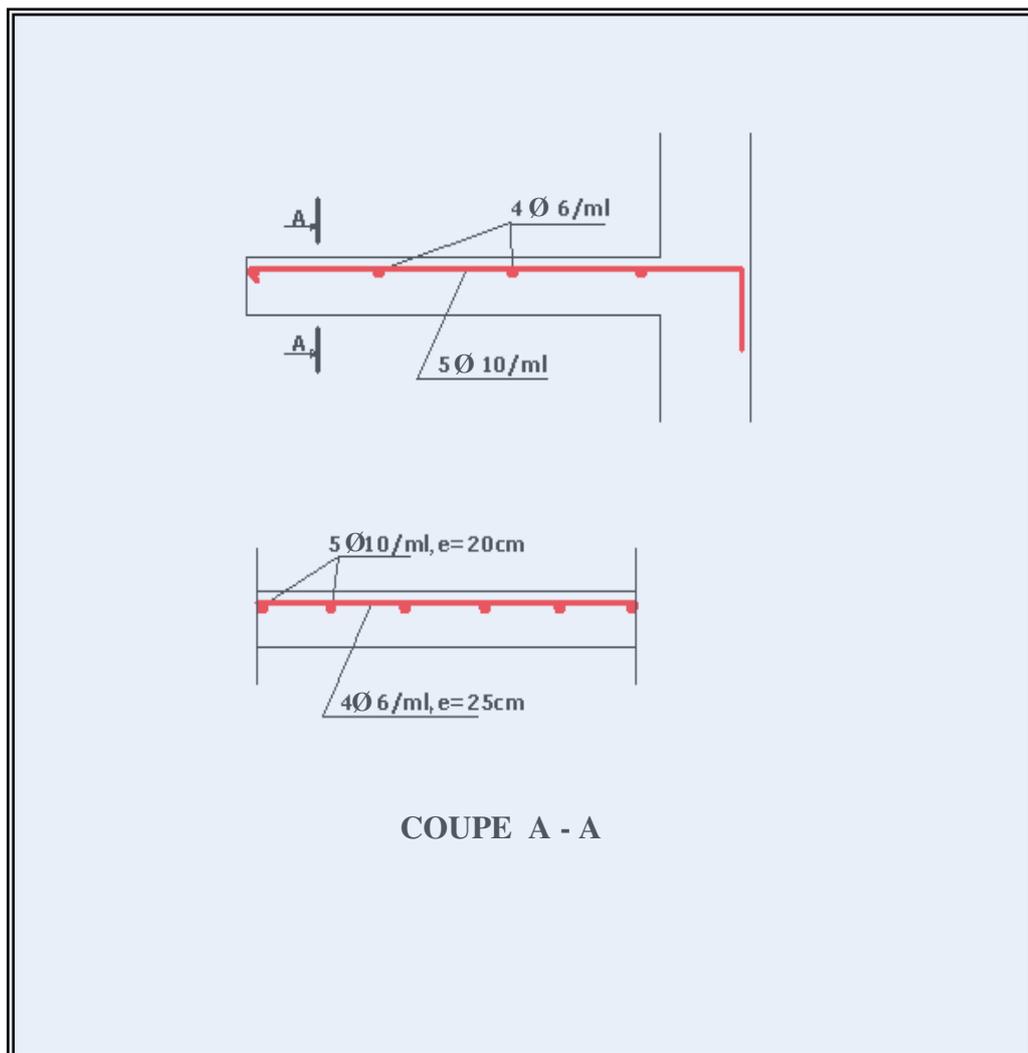
b) Les armatures transversales :

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

* *Vérification de flèche* : D'après BAEL91 (Art B.6.5.2).

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{12}{120} = 0,10 > 0,0625 \dots\dots\dots(c.v)$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} (M_t = 0) \Rightarrow 0,10 \geq 0 \dots\dots\dots(c.v)$
- $\frac{A}{b_o \cdot d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{3,93}{100 \times 9} = 0,0043 < 0,0105 \dots\dots\dots(c.v)$

PRESENTATION DU FERRAILLAGE :



III-3/ L'ESCALIER

III-3-1/ DEFINITION :

L'escalier est un élément constitué d'une succession de gradins, et permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

L'escalier de notre bâtiment est en béton armé coulé sur place.

III-3-2/ PRE-DIMENSIONNEMENT :

Le dimensionnement des marches se fait selon la formule de "BLONDEL" :

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

d'où: **g** : sont les marches.

h: sont les contres marches.

* **pour les marches** : il faut que; $22 \leq g \leq 33 \text{ cm}$ donc on adopte : $g = 30 \text{ cm}$.

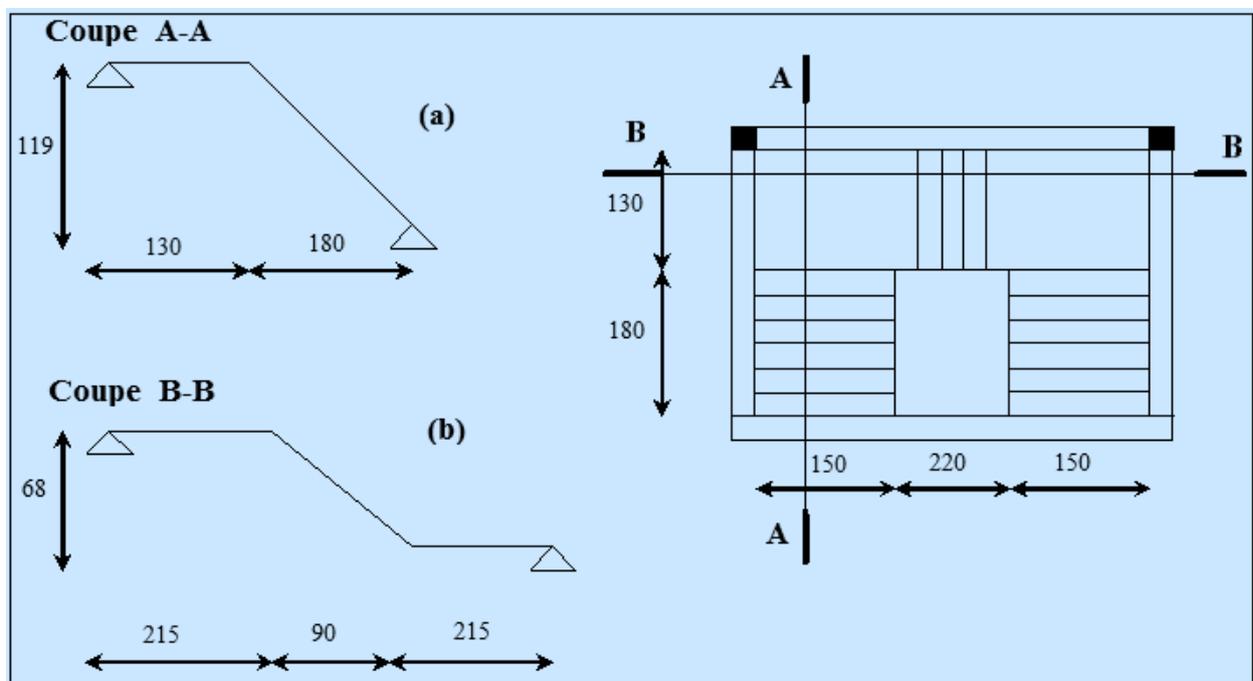
* **pour les marches** : il faut que; $14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$ donc on adopte : $h = 17 \text{ cm}$.

$$59 \leq g + 2 h \leq 66 \text{ cm} \rightarrow 59 \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots(\text{c.v}).$$

* **Nombre des contres marches** : $n = H/h = 306 / 17 = 18 \dots n = 18$ contres marches.

$$\Rightarrow \text{Type (a)} : n = 119 / 17 = 7.$$

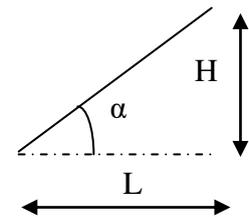
$$\Rightarrow \text{Type (b)} : n = 68 / 17 = 4.$$



Vue en plan et coupes d'escalier.

III-3-3 /Evaluation des charges :**A - Pour la paillasse:**

- Charge permanente: (DTR . B . C2.2)



N ^o	Désignation	Epaisseur e (m)	γ (N / m ³)	Charge (N / m ²)
1	Carrelage	0,02	22000	440
2	Mortier de pose	0,02	20000	400
3	La marche	0,17 / 2	22000	1870
4	Le paillasse	0,17 / cos α	25000	4884,50
5	Enduit en plâtre	0,014	10000	140

$$\Sigma = 7734,50$$

$$g = G \times 1m = 7734,50 \text{ N / ml.}$$

B-Pour le palier de repos:

N ^o	Désignation	Epaisseur e (m)	γ (N / m ³)	Charge (N / m ²)
1	Carrelage	0,02	22000	440
2	Mortier de pose	0,02	20000	400
3	Le palier	0,17	25000	4250
4	Enduit en plâtre	0,014	10000	140

$$\Sigma = 5230$$

$$g = G \times 1m = 5230 \text{ N / ml.}$$

- **Charge d'exploitation :** D'après le (DTR B.C. 2.2)
 - La paillasse : $Q = 2500 \text{ N / m}^2$
 - Le palier : $Q = 2500 \text{ N / m}^2$

III -3-4/ 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 bande de 1 mètre de largeur.

A)Combinaisons d'action:❖ **Pour la paillasse:**

$$* \text{ E . I . U : } Pu = 1,35 g + 1,5 q = 7734,50 \times 1,35 + 2500 \times 1,5$$

$$Pu = 14191,57 \text{ N / ml.}$$

$$* \text{ E . I . S : } Ps = g + q = 7734,50 + 2500$$

$$Ps = 10234,5 \text{ N / ml.}$$

❖ Pour le palier :

$$* \text{ E . L . U : } P_u = 1,35 g + 1,5 q = 5230 \times 1,35 + 2500 \times 1,5$$

$$P_u = 10810,5 \text{ N / ml.}$$

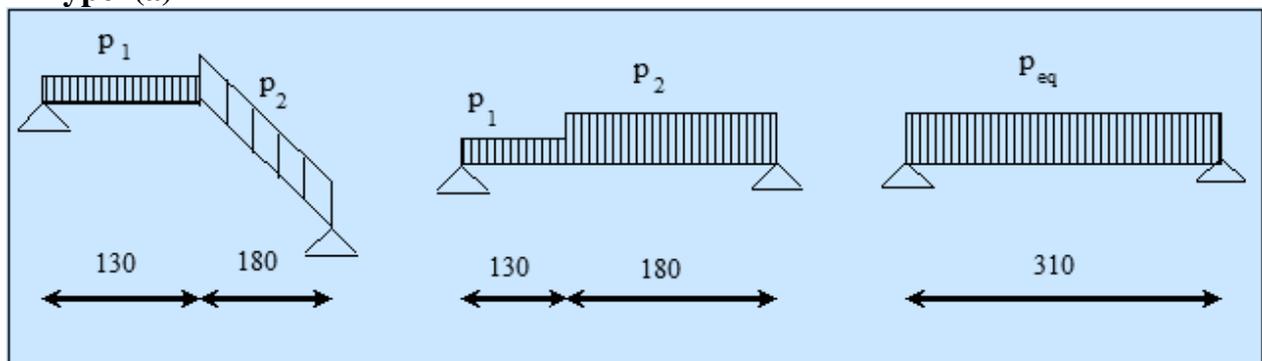
$$* \text{ E . L . S : } P_s = g + q = 5230 + 2500$$

$$P_s = 7730 \text{ N / ml.}$$

Elément	Paillasse(a) (N/ml)	Paillasse(b) (N/ml)	Palier (N/ml)
E.L.U	14191,57	14191,57	10810,5
E.L.S	10234,5	10234,5	7730

B) Détermination des sollicitations:

➤ Type (a)



❖ E . l . U :

- La charge équivalente:

$$P_{eq} = \frac{P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2} = 12937,30 \text{ N / ml}$$

- Moment isostatique :

$$M_o = P_{eq} \cdot \frac{\ell^2}{8} = 15540,93 \text{ N.m}$$

- Moment en appuis :

$$M_{app} = 0,3 M_o = 4662,27 \text{ N.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t = 0,85 M_o = 13209,79 \text{ N.m}$$

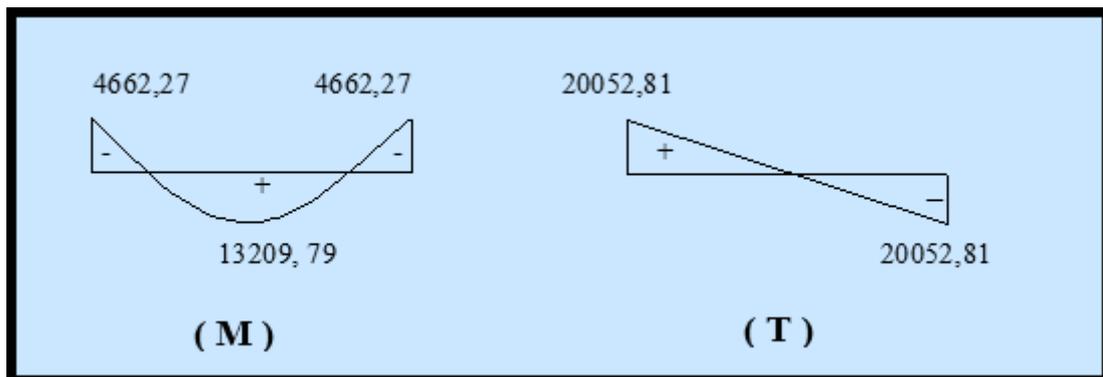
- L'effort tranchant :

$$P_{eq} \left(\frac{\ell}{2} \right) = 20052,81 \text{ N}$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS:

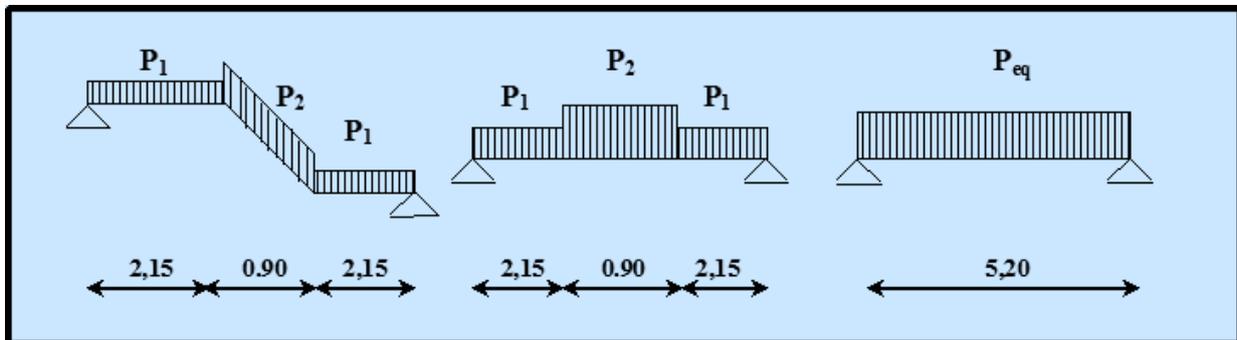
Elément	P_{eq} (N/ml)	M_o (N.m)	M_{app} (N.m)	M_t (N.m)	T (N)
E . I . U	12937,30	15540,93	4662,27	13209,79	20052,81
E . L . S	9305,41	11178,12	3353,44	9501,40	14423,38

DIAGRAMMES DES MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS E.L.U :



- Daigramme de moment et l'effort tranchant .

➤ Type (b)



- Schéma statique d'escalier Type (b) .

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS:

Elément	P_{eq} (N/ml)	M_o (N.m)	M_{app} (N.m)	M_t (N.m)	T (N)
E . I . U	11395,68	38517,41	11555,22	32739,79	29628,76
E . L . S	8163,47	27592,53	8277,75	23453,65	

C) Calcul de ferrailage :

1/ Armatures longitudinales:

➤ Type (a)

❖ E.L.U:

- En travée: $f_e = 400 \text{ Mpa}$, $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$, $\bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{13209,79}{14,2 \cdot 100 \cdot 15^2} = 0,041 < \mu_l \rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0,041 \rightarrow \alpha = 0,054 \rightarrow \beta = 0,978$$

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{13209,79}{348 \cdot 0,978 \cdot 15} = 2,58 \text{ cm}^2$$

- Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{4662,27}{14,2 \cdot 100 \cdot 15^2} = 0,014 < \mu_l \rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0,014 \rightarrow \alpha = 0,018 \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{4662,27}{348 \cdot 0,993 \cdot 15} = 0,899 \text{ cm}^2$$

	$M_u(\text{N.m})$	μ	α	β	$A^{\text{cal}} (\text{cm}^2)$
Travées	13209,79	0,041	0,054	0,978	2,58
Appuis	4662,27	0,014	0,018	0,993	0,899

❖ E.L.S:

La fissuration est considérée comme nuisible donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte maximum du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée:

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Elément	α	M_u	M_s	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Conditions
Travées	0,054	13209,79	9501,40	1,39	25	0,445	c.v
Appuis	0,018	4662,27	3353,44	1,39	25	0,445	c.v

* **Condition de non fragilité** : D'après BAEL 91 (Art A .4.2.1).

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 1,81 \text{ cm}^2.$$

* **Pourcentage minimal d'armature** : D'après BAEL 91 (Art B .6.4).

$$A'_{\min} \geq 0,001 b \cdot h$$

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times 100 \times 17 = 1,7 \text{ cm}^2 \Rightarrow A'_{\min} \geq 1,7 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc : } A = \max (A^u_{cal}, A_{\min}, A'_{\min}).$$

Élément	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A'_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\max}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopte}}(\text{cm}^2)$
Appuis	0,899	1,81	1,7	1,81	4T8 = 2,01
Travée	2,58	1,81	1,7	2,58	4T10 = 3,14

2/Vérification de l'effort tranchant : D'après B.A.E.L 91 (A.5.1.1).

* **La contrainte de cisaillement** :

$$\text{La contrainte tangentielle : } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{20052,81}{1000 \cdot 15} = 1,33 \text{ Mpa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peut nuisibles , donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \dots (B.A.E.L91). \text{Art A 5.1,211).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right) = \min(3,33, 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1,33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \dots \dots \dots (C.V)$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Type (b) :**

❖ **E .L.U :**

	$M_u(\text{N.m})$	μ	α	β	$A^{cal}(\text{cm}^2)$
Travées	32739,79	0,071	0,073	0,970	6,46
Appuis	11555,22	0,36	0,0367	0,985	2,24

❖ **E .L.S :**

La fissuration est considérée comme nuisible donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte maximum du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée:

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } \dots \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Élément	α	M_u	M_s	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Conditions
Travées	0,073	32739,79	23453,6 5	1,39	25	0,445	c.v
Appuis	0,0367	11555,22	8277,75	1,39	25	0,445	c.v

* **Condition de non fragilité** : D'après BAEL 91 (Art A .4.2.1).

$$A_{min} \geq 0,23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 1,81 \text{ cm}^2.$$

* **Pourcentage minimal d'armature** : D'après BAEL 91 (Art B .6.4).

$$A'_{min} \geq 0,001 b.h$$

$$A'_{min} \geq 0,001 \times 100 \times 17 = 1,7 \text{ cm}^2 \Rightarrow A'_{min} \geq 1,7 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A = \max (A^u_{cal}, A_{min}, A'_{min})$.

Elément	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A'_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{max}(\text{cm}^2)$	$A_{adopte}(\text{cm}^2)$
Appuis	2,24	1,81	1,7	2,24	4T10 = 3,14
Travée	6,46	1,81	1,7	6,46	5T14 = 7,70

2/ **Vérification de l'effort tranchant** : D'après B.A.E.L 91 (A.5.1.1).

* **La contrainte de cisaillement** :

La contrainte tangentielle : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{29628,76}{1000 \cdot 15} = 1,975 \text{ Mpa}$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peut nuisibles , donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \dots (B.A.E.L91). \text{Art A 5.1,211}.$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{25}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right) = \min(3,33, 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 1,975 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \dots \dots \dots (C.V)$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3/ **Les armatures de répartition**: D'après BAEL91 (A.8.2,4.2).....page 99.

$$A_r = \frac{A_l}{4}$$

	$A_r (\text{cm}^2)$		$A_{adop} (\text{cm}^2)$	
	Type (a)	Type (b)	Type (a)	Type (b)
Travée	0,785	1,925	4T6 = 1,13	4T8 = 2,01
Appuis	0,50	0,785	4T6 = 1,13	4T6 = 1,13

* **Espacement des armatures** : D'après BAEL91 (A.8.2,4.2)

a) **Les armatures longitudinales** :

$$St_L \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 17 \div 33) \Rightarrow St_L \leq \min(51 \div 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

➤ Type (a) :

- En travée / $S_t = \frac{100}{4} = 25cm < 33cm$
- Sur appuis / $S_t = \frac{100}{4} = 25cm < 33cm$

➤ Type (b) :

- En travée / $S_t = \frac{100}{5} = 20cm < 33cm$
- Sur appuis / $S_t = \frac{100}{4} = 25cm < 33cm$

b) Les armatures de répartition:

$$St_L \leq \min(4h, 45cm) = \min(4 \times 17, 45) \Rightarrow St_L \leq \min(68, 45cm) = 45cm$$

➤ Type (a) :

- En travée / $S_t = \frac{100}{4} = 25cm < 45cm$ (cv)
- Sur appuis / $S_t = \frac{100}{4} = 25cm < 45cm$ (cv)

➤ Type (b) :

- En travée / $S_t = \frac{100}{4} = 25cm < 45cm$ (cv)
- Sur appuis / $S_t = \frac{100}{4} = 25cm < 45cm$ (cv)

4/ Condition de flèche : B.A.E.L 91 (Art B.6,2).

▪ Type (a):

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{310} = 0,0548 < 0,0625 \dots\dots\dots(c.n.v) \\ \bullet \frac{h}{L} \geq \frac{M t}{10 M_0} = \frac{0,85}{10} \Rightarrow 0,0548 < 0,085 \dots\dots\dots(c.n.v) \\ \bullet \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{2,35}{100 \times 17} = 0,0013 < \frac{4,20}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots(c.v) \end{array} \right.$$

▪ Type (b):

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{520} = 0,0326 < 0,0625 \dots\dots\dots(c.n.v) \\ \bullet \frac{h}{L} \geq \frac{M t}{10 M_0} = \frac{0,85}{10} \Rightarrow 0,0326 < 0,085 \dots\dots\dots(c.n.v) \\ \bullet \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{7,70}{100 \times 15} = 0,0038 < \frac{4,20}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots(c.v) \end{array} \right.$$

Voir que les condition (1) et (2) ne sont pas vérifiées donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta F_t = F_{gv} - F_j^i - F_g^i + F_p^i \leq F_{adm} \dots\dots\dots B.A.E.L91 (Art B.6.5.2)$$

Avec $F_{adm} = 0,5cm + \frac{L}{1000}$ pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée "L" supérieure à 5 m (B A E L 91 Art B 6.5,3).

4/1. Calcul de la flèche :**4/1.1. TYPE (b)**

- Position du centre de gravité de la section homogène :

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{bh \frac{h}{2} + \eta A_s d}{bh + \eta A_s} \quad \text{d'où: } \eta: \text{coefficient d'équivalence } (\eta = 15).$$

$$Y_G = \frac{100 \times 17 \times \frac{17}{2} + 15 \times 7,70 \times 15}{100 \times 17 + 15 \times 7,70} = 8,91 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } y'_G = h - y_G = 17 - 8,91 = 8,09 \text{ cm.}$$

$$\delta = y_G - 2 = 6,91 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \left[\frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \left(y_G - \frac{h}{2} \right)^2 \right] + \eta \cdot A_s \cdot (d - y_G)^2$$

$$I_0 = \left[\frac{100 \cdot 17^3}{12} + 100 \cdot 17 \left(8,91 - \frac{17}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot 7,70 \cdot (15 - 8,91)^2 = 45511,11 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 45511,11 \text{ cm}^4.$$

- **Déformation instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times F_{t28}}{\left(L + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} / \rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{7,7}{100 \cdot 15} = 0,00513. \quad \text{Donc: } \lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3) \cdot 0,00513} = 4,09$$

- **Déformation de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,02 \cdot 2,1}{(2 + 3) \cdot 0,00513} = 1,63.$$

4/ 2. Calcul du moment fléchissant a E.L S :

g : c'est l'ensemble des charges permanentes.

j : les charges permanentes appliquées au moment de la mise en ouver des revêtement .

P : c'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément considéré .

$$g_{eq} = \frac{(7734,5 \times 0,9) + (5230 \times 4,3)}{0,9 + 4,3} = 5663,47 \text{ N}$$

$$j_{eq} = \frac{(4884,5 \times 0,9) + (4250 \times 4,3)}{5,2} = 4359,81 \text{ N}$$

$$P = g_{eq} + Q = 5663,47 + 2500 = 8163,47 \text{ N}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \cdot l^2}{8} = \frac{5663,47 \times (5,2)^2}{8} = 19142,52 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{J_{eq} \cdot L^2}{8} = 14736,15 \text{ N.m}$$

$$M_p = \frac{P \cdot L^2}{8} = 27592,52 \text{ N.m}$$

4/ 3. Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :

$$\rho_1 = 100\rho = 0,513 \Rightarrow \beta_1 = 0,892 \text{ (tableau B A E L 83).}$$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{19142,52}{7,7 \cdot 0,892 \cdot 15} = 185,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{14736,15}{7,7 \cdot 0,892 \cdot 15} = 143,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = 267,82 \text{ MPa}$$

4/ 4. Calcul des coefficient " μ " :

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00513 \times 185,80 + 2,1} = 0,379.$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00513 \times 143,03 + 2,1} = 0,271.$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_p^s + f_{t28}} = 0,517.$$

On a :

$$I_{f_v}^g = \frac{1,1 \cdot I_o}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \cdot 45511,11}{1 + 1,63 \cdot 0,379} = 30945,20$$

$$I_{f_i}^g = \frac{1,1 \cdot I_o}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \cdot 45511,11}{1 + 4,09 \cdot 0,379} = 19631,39$$

$$I_{f_i}^j = \frac{1,1 \cdot I_o}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = \frac{1,1 \cdot 45511,11}{1 + 4,09 \cdot 0,271} = 23744,28$$

$$I_{f_i}^p = \frac{1,1 \cdot I_o}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = \frac{1,1 \cdot 45511,11}{1 + 4,09 \cdot 0,517} = 16073,76$$

D'après BAEL 91(Art A.2.1,21 et 22) :

$$E_i = 32164,2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Le module instantané du béton)} \dots\dots \text{BAEL 91(Art A.2.1,21)}$$

$$E_v = 10818,87 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Le module différée du béton)} \dots\dots\dots \text{BAEL 91(Art A.2.1,22)}$$

4/ 5. Calcul de la flèche :

$$f_v^g = \frac{M_g \cdot \ell^2}{10E_v \cdot I_{f_v^g}} = \frac{19142,52 \cdot 520^2}{10 \cdot 10818,87 \cdot 30945,20} = 1,54$$

$$f_i^g = \frac{M_g \cdot \ell^2}{10E_i \cdot I_{f_i^g}} = \frac{19142,52 \cdot 520^2}{10 \cdot 32164,2 \cdot 19631,39} = 0,819$$

$$f_i^j = \frac{M_j \cdot \ell^2}{10E_i \cdot I_{f_i^j}} = \frac{14736,15 \cdot 520^2}{10 \cdot 32164,2 \cdot 23744,28} = 0,521$$

$$f_i^p = \frac{M_p \cdot \ell^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i^p}} = \frac{27592,52 \cdot 520^2}{10 \cdot 32164,2 \cdot 16073,76} = 1,44$$

4/ 6. La flèche totale :

$$\Delta f_t = f_v^g - f_i^g - f_i^j + f_i^p \leq f_{adm} = 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$$

$$\Delta f_t = 1,54 - 0,819 - 0,521 + 1,44 < 0,5 \text{ cm} + \frac{520}{1000} = 1,02 \Rightarrow 1,64 > f_{adm} = 1,02 \dots \dots \dots \text{(C.N.V)}$$

Donc la condition de la flèche ne sont pas vérifiée

Il faut changer l'épaisseur :

On prend : e=20 cm

4/1.2. TYPE (b) :

- Position du centre de gravité de la section homogène :

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{bh \frac{h}{2} + \eta A_s d}{bh + \eta A_s} \quad \text{d'où: } \eta: \text{ coefficient d'équivalence } (\eta = 15).$$

$$Y_G = \frac{100 \times 20 \times \frac{20}{2} + 15 \times 7,70 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 7,70} = 10,22 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } y'_G = h - y_G = 20 - 10,22 = 9,78 \text{ cm.}$$

$$\delta = y_G - 2 = 8,22 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \left[\frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \left(y_G - \frac{h}{2} \right)^2 \right] + \eta \cdot A_s \cdot (d - y_G)^2$$

$$I_0 = \left[\frac{100 \cdot 20^3}{12} + 100 \cdot 20 \left(10,22 - \frac{20}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot 7,70 \cdot (18 - 10,22)^2 = 73754,49 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 73754,49 \text{ cm}^4.$$

• **Déformation instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times F_{t28}}{\left(L + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} / \rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{7,7}{100,18} = 0,00427 \quad \text{Donc: } \lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{(2+3)0,00427} = 9,63$$

• **Déformation de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,02 \cdot 2,1}{(2+3) \cdot 0,00427} = 3,85.$$

4/ 2. Calcul du moment fléchissant a E.L S :

g : c'est l'ensemble des charges permanentes.

j : les charges permanentes appliquées au moment de la mise en ouver des revêtement .

P : c'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément considéré .

$$g_{eq} = \frac{(7734,5 \times 0,9) + (5230 \times 4,3)}{0,9 + 4,3} = 5663,47 N$$

$$j_{eq} = \frac{(4884,5 \times 0,9) + (4250 \times 4,3)}{5,2} = 4359,81 N$$

$$P = g_{eq} + Q = 5663,47 + 2500 = 8163,47 N$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \cdot l^2}{8} = \frac{5663,47 \times (5,2)^2}{8} = 19142,52 N.m$$

$$M_j = \frac{J_{eq} \cdot L^2}{8} = 14736,15 N.m$$

$$M_p = \frac{P \cdot L^2}{8} = 27592,52 N.m$$

4/ 3. Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :

$$\rho_1 = 100\rho = 0,427 \Rightarrow \beta_1 = 0,900 \text{ (tableau B A E L 83).}$$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{19142,52}{7,7 \cdot 0,900 \cdot 18} = 177,07 MPa$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \beta_1 \cdot d} = \frac{14736,15}{7,7 \cdot 0,900 \cdot 18} = 147,12 MPa$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = 253,49 MPa$$

4/ 4. Calcul des coefficient " μ " :

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00427 \times 177,07 + 2,1} = -0,0084.$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00427 \times 147,12 + 2,1} = -0,0863.$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_p^s + f_{t28}} = 0,1475.$$

On a :

$$I_{f_v^g} = \frac{1,1.I_o}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = \frac{1,1.73754,49}{1 + 3,85.(-0,0084)} = 83841,36 \text{ cm}^2$$

$$I_{f_i^g} = \frac{1,1.I_o}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = \frac{1,1.73754,49}{1 + 9,63.(-0,0084)} = 88270,30 \text{ cm}^2$$

$$I_{f_i^j} = \frac{1,1.I_o}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = \frac{1,1.73754,49}{1 + 9,63.(-0,0863)} = 480254,89 \text{ cm}^2$$

$$I_{f_i^p} = \frac{1,1.I_o}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = \frac{1,1.73754,49}{1 + 9,63.0,1475} = 33518,88 \text{ cm}^2$$

D'après BAEL 91(Art A.2.1,21 et 22) :

$$E_i = 32164,2 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{ Le module instantané du béton }) \dots\dots\dots \text{ BAEL 91(Art A.2.1,21)}$$

$$E_v = 10818,87 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{ Le module différée du béton }) \dots\dots\dots \text{ BAEL 91(Art A.2.1,22)}$$

4/ 5. Calcul de la flèche :

$$f_v^g = \frac{M_g \cdot \ell^2}{10E_v \cdot I_{f_v^g}} = \frac{19142,52.520^2}{10.10818,87.83841,36} = 0,56$$

$$f_i^g = \frac{M_g \cdot \ell^2}{10E_i \cdot I_{f_i^g}} = \frac{19142,52.520^2}{10.32164,2.88270,30} = 0,188$$

$$f_i^j = \frac{M_j \cdot \ell^2}{10E_i \cdot I_{f_i^j}} = \frac{14736,15.520^2}{10.32164,2.480254,89} = 0,047$$

$$f_i^p = \frac{M_p \cdot \ell^2}{10.E_i \cdot I_{f_i^p}} = \frac{27592,52.520^2}{10.32164,2.33518,88} = 0,68$$

4/ 6. La flèche totale :

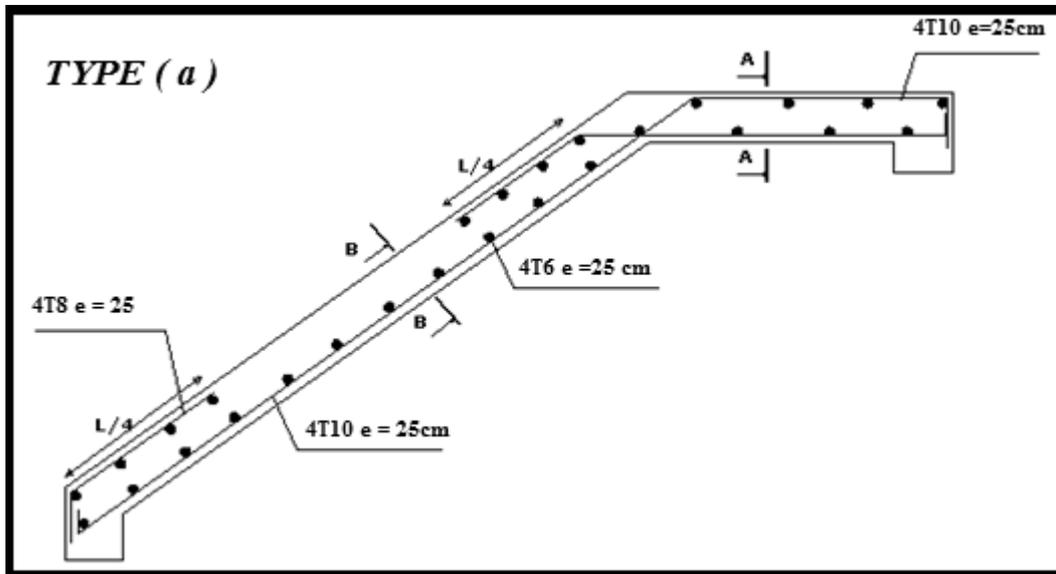
$$\Delta f_t = f_v^g - f_i^g - f_i^j + f_i^p \leq f_{adm} = 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$$

$$\Delta f_t = 0,56 - 0,188 - 0,047 + 0,68 < 0,5 \text{ cm} + \frac{520}{1000} = 1,02 \Rightarrow 1,005 < f_{adm} = 1,02 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

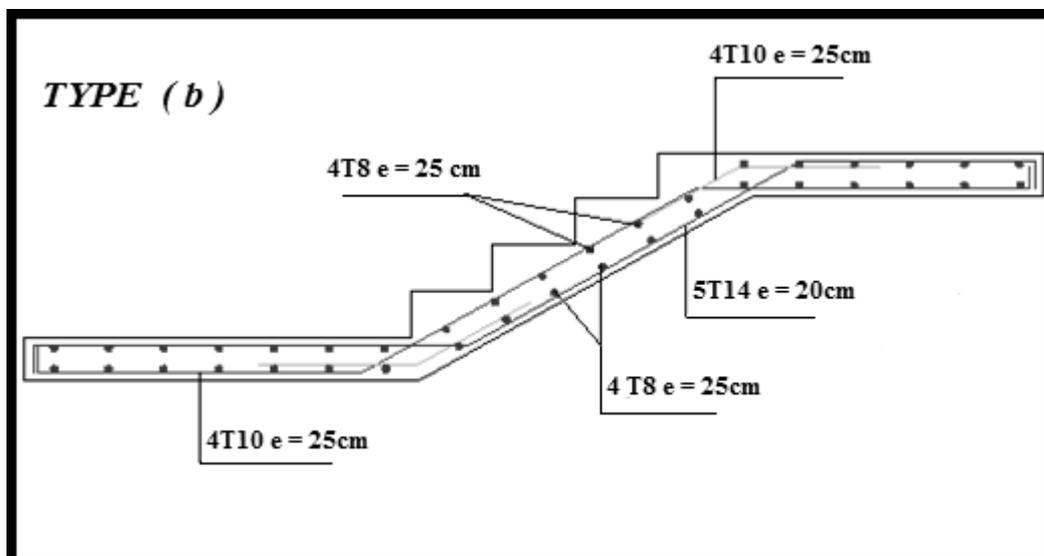
Donc la condition de la flèche est vérifiée

❖ PRESENTATION DU FERRAILLAGE :

➤ Type (a) :



➤ Type (b) :



III-3-5/ CALCUL DE LA POUTRE PRISEE :

La poutre prisee est une poutre encastree. Elle est calculee comme une poutre de section rectangulaire travaillant a la flexion simple et a la torsion.

III-3-5-1/ Pré dimensionnement :

Condition de la portee:

$$h \geq \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10}\right)L \dots \text{On a : } L = 5,20 \text{ m.}$$

$$h \geq (34,66 \div 52)cm \Rightarrow \text{on adopte } h = 50 \text{ cm.}$$

$$b = (0,3h \div 0,5h) = (15 \div 25)cm \Rightarrow \text{on adopte } b=30cm$$

Donc on adopte une section de $(50 \times 30)cm^2$.

La verification : D'apres **RPA99**

$$h \geq 30cm \dots \dots \dots (cv)$$

$$b \geq 20cm \dots \dots \dots (cv)$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1,33 < 4 \dots \dots \dots (cv)$$

III-3-5-2/ Evaluation des charges :

POIDS PROPRES	CHARGES (N/ml)
poids propre de la poutre : $0,3 \times 0,5 \times 25000$	3750
Poids de mur exterieur en brique (ep = 25cm): $2150 \times 1,3$	2795
Revêtement du mur (ep = 0,015 × 2) : $0,03 \times 20000 \times 1,3$	780

$\Sigma = 7325$

• **Charge de palier de repos:**

N°	Désignation	Epaisseur e (m)	γ (N / m ³)	Charge (N / m ²)
1	Carrelage	0,02	22000	440
2	Mortier de pose	0,02	20000	400
3	Le palier	0,17	25000	4250
4	Enduit en plâtre	0,014	10000	140

$\Sigma = 5230$

$$g = 5230 \times 1 = 5230 \text{ N/ ml .}$$

$$q = 2500 \times 1 = 2500 \text{ N/ml .}$$

• **Combinaisons de charge pour la palier de repos (1,0 x 1,4)m²:**

-E. L. U:

$$P_u = 1,35.g + 1,5.q = 1,35(5230) + 1,5 (2500) = 10810,5 \text{ N/ml.}$$

-E. L. S:

$$P_u = g + q = 5230 + 2500 = 7730 \text{ N/ml.}$$

• **Réaction de l'escalier :**

L'effort tranchant aux extremités de l'escalier pour les deux volés est égale a :

-E. L.U :

$$T_u = 20052,81 \text{ N Donc la réaction: } R_u = 20052,81 \text{ N } \Rightarrow q_u = \frac{20052,81}{1m} = 20052,81 \text{ N /ml}$$

-E. L.S :

$$T_s = 14423,38 \text{ N Donc la réaction: } R_s = 14423,38 \text{ N } \Rightarrow q_s = \frac{14423,38}{1m} = 14423,38 \text{ N /ml}$$

III-3-5-3/ Calcul de la poutre prisee a la flexion simple:

Les charges appliquées sur la poutre prisee sont déterminées comme suite:

-E . L . U :

Les poids.p. de la poutre + le mure → (1)

Charge des volés + charge du palier . → (2)

$$(2) \Rightarrow P_{eq} = \frac{20052,81 \times 1,5 \times 2 + 10810,5 \times 2,2}{5,2} = 16142,60 N / ml$$

$$(1) + (2) \Rightarrow \mathbf{Pu} = 9888,75 + 16142,60 N / ml = \boxed{26031,35 N / ml.}$$

-E . L . S :

$$(2) \Rightarrow P_{eq} = \frac{14423,38 \times 1,5 \times 2 + 7730 \times 2,2}{5,2} = 11591,56 N / ml$$

$$(1) + (2) \Rightarrow \mathbf{Ps} = 5230 + 11591,56 = \boxed{16821,56 N / ml.}$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

$$M_o = P_u \cdot \frac{\ell^2}{8} = 26031,35 \cdot \frac{(5,2)^2}{8} = 87985,96 N.m$$

$$M_t = 0,85 M_o = 74788,06 N.m$$

$$M_a = 0,3 M_o = 26395,78 N.m$$

❖ **Calcul de ferrailage :**

• **Armatures longitudinales /**

- E . L . U :

pour l'enrobage , on prend: $c = 3 \text{ cm} \Rightarrow d = 47 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} , \quad A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

Elément	M_u	μ	μ_t	α	β	$A_{cal} (cm^2)$
Appuis	26395,78	0,028	0,392	0,036	0,985	1,63
Travée	74788,06	0,079	0,392	0,104	0,958	4,77

- E . L . S :

- la fissuration est peut nuisible → il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Elément	M_u	M_s	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
Appuis	26395,78	17057,06	1,54	0,036	0,52	C.V
Travée	74788,06	48328,34	1,54	0,104	0,52	C.V

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Donc: $A_{min} \geq 0,23 \times 30 \times 47 \times \frac{2,1}{400} = 1,70 \text{ cm}^2$

❖ Pourcentage minimale :

$$A'_{min} \geq 0,001 \cdot b \cdot h$$

Donc: $A'_{min} \geq 0,001 \times 30 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2$

D'après RPA99; le pourcentage minimale est : $A_{min}^{RPA} = 0,5\% \cdot (b \cdot h) = 0,005 \cdot (30 \cdot 50) = 7,5 \text{ cm}^2$

Elément	A_{cal}	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A'_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	A_{min}^{RPA}	A_{max}
Appuis	1,63	1,70	1,5	7,5	7,5
Travée	4,77	1,70	1,5	7,5	7,5

• Vérification de l'effort tranchant /

$$T_{max} = \frac{P_u \cdot \ell}{2} = \frac{26031,35 \times 5,2}{2} = 67681,51 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_o \cdot d} = \frac{67681,51}{300 \cdot 470} = 0,48 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,48 < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (c.v) .$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

Selon BAEL83; il faut disposer des cadres d'armatures minimales:

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_\ell, \frac{b}{10} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min(14,28 \div 16 \div 30) \text{ mm}$$

Donc on adopte: $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

*** Espacement des armatures transversales :**

Selon le "RPA99" page 54 :

-Dans la zone nodale \longrightarrow $St \leq \min (h/4 , 12\sigma , 30 \text{ cm})$
 $St \leq \min (50/4 , 12 \cdot 0,8 , 30 \text{ cm})$
 $St \leq 9 \text{ cm}.$

-Dans la zone courante \longrightarrow $St' \leq h / 2 = 50 / 2 = 25 \text{ cm}.$
 $St' \leq 25 \text{ cm}.$
 On prend : $St' = 15 \text{ cm}.$

-La longueur de la zone nodale :

$$L' = 2h = 100 \text{ cm}.$$

• La quantité des armatures transversales :

D'après le BAEL 91 (Art. A.5.1,23)

$$A_t \geq 0,4 \cdot b_o \cdot \frac{S_t'}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0,4 \cdot 30 \cdot \frac{15}{235} = 0,76 \text{ cm}^2.$$

Selon le RPA99 :

$$A_t \geq 0,003 \times s \times b \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t^{RPA}, A_t^{BAEL}) \Rightarrow A_t = A_t^{RPA} = 1,8 \text{ cm}^2 .$$

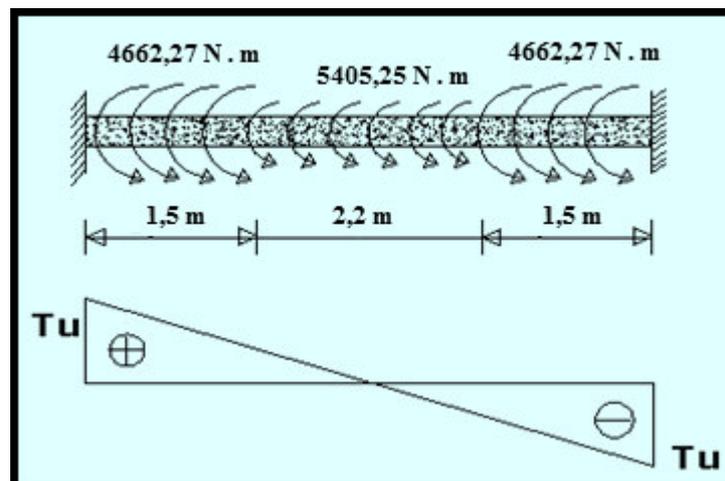
$$\text{Donc } A_t = 1,8 \text{ cm}^2 .$$

III-3-5-4/ Calcul de la poutre brisée a la torsion :

La torsion de la poutre brisée est provoquée par le moment de flexion de l'escalier et la palier .

$$M_{\text{tors}} = M_{\text{eq}}$$

On utilise les règles exposées dans le BAEL91.



$$M_{eq} = \frac{4662,27 \times 1,5 \times 2 + 5405,25 \times 2,2}{5,2} = 4976,60 \text{ N.m}$$

III-3-5-5/ Contraintes tangentes du torsion :

On remplace la section réel par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi (b_t) est égale aux ($\frac{1}{6}$) du diamètre du plus grande cercle qu'il est possible d'inscrire

dans le contour extérieure de la section : $\tau_{tors} = \frac{T_u}{2\Omega e}$

T_u : c'est le couple de torsion où ; $T_u = \frac{M_t \times \ell}{2} = \frac{4976,60 \times 5,2}{2} = 12939,16 N.m$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5cm$$

Ω : aire du contour à mi-épaisseur : $\Omega = (h - e)(b - e) = (50 - 5)(30 - 5) = 1125 cm^2$

$$\tau_{tors}^u = \frac{T_u}{2\Omega e} = \frac{12939160}{2 \times 112500 \times 50} = 1,15 MPa$$

*** Vérification de la résistance en flexion et torsion :**

$$\tau_u^2 + \tau_{tors}^u{}^2 \leq (\bar{\tau})^2$$

$$\tau_u^2 + \tau_{tors}^u{}^2 = (0,48^2 + 1,15^2) = 1,55 MPa .$$

$$(\bar{\tau})^2 = (3,25^2) = 10,56 MPa \Rightarrow 1,55 < 10,56 \dots\dots\dots (c.v)$$

*** Les armatures longitudinales :**

$$A_\ell \geq \frac{T_u \cdot \mu}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad , \mu : \text{c'est un périmètre de l'aire } \Omega \text{ de la section efficace.}$$

$$\mu = 2[(h - e) + (b - e)] = 2[(50 - 5) + (30 - 5)] = 140cm.$$

$$A_\ell = \frac{12939160 \cdot 1400}{2 \cdot 112500 \cdot 348} = 231,35mm^2 = 2,31cm^2 .$$

*** Les armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0,9d \div 40cm) = \min(42,3 \div 40cm) \Rightarrow S_t = 20cm$$

$$A_t = \frac{T_u \cdot S_t}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{12939160 \times 200}{2 \times 112500 \times 348} = 33,05mm^2 = 0,33cm^2$$

*** Section minimale des armatures :**

$$A) \quad \frac{A_\ell \cdot f_e}{e \cdot \mu} \geq 0,4 MPa \Rightarrow \frac{2,31 \times 400}{5 \times 140} = 1,32 MPa > 0,4 \dots\dots\dots (c.v)$$

$$B) \quad \frac{A_t \cdot f_e}{e \cdot S_t} \geq 0,4 MPa \Rightarrow \frac{0,33 \times 400}{5 \times 20} = 1,32 MPa > 0,4 \dots\dots\dots (c.v)$$

❖ TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS:

Element	A _{flexion}	A _{tors}	Σ Ai	A _{adopté}
Appuis	7,5	2,31	9,81	5 T 16 = 10,05cm ²
Travée	7,5	2,31	9,81	5 T 16 = 10,05cm ²

- pour les armatures transversales:

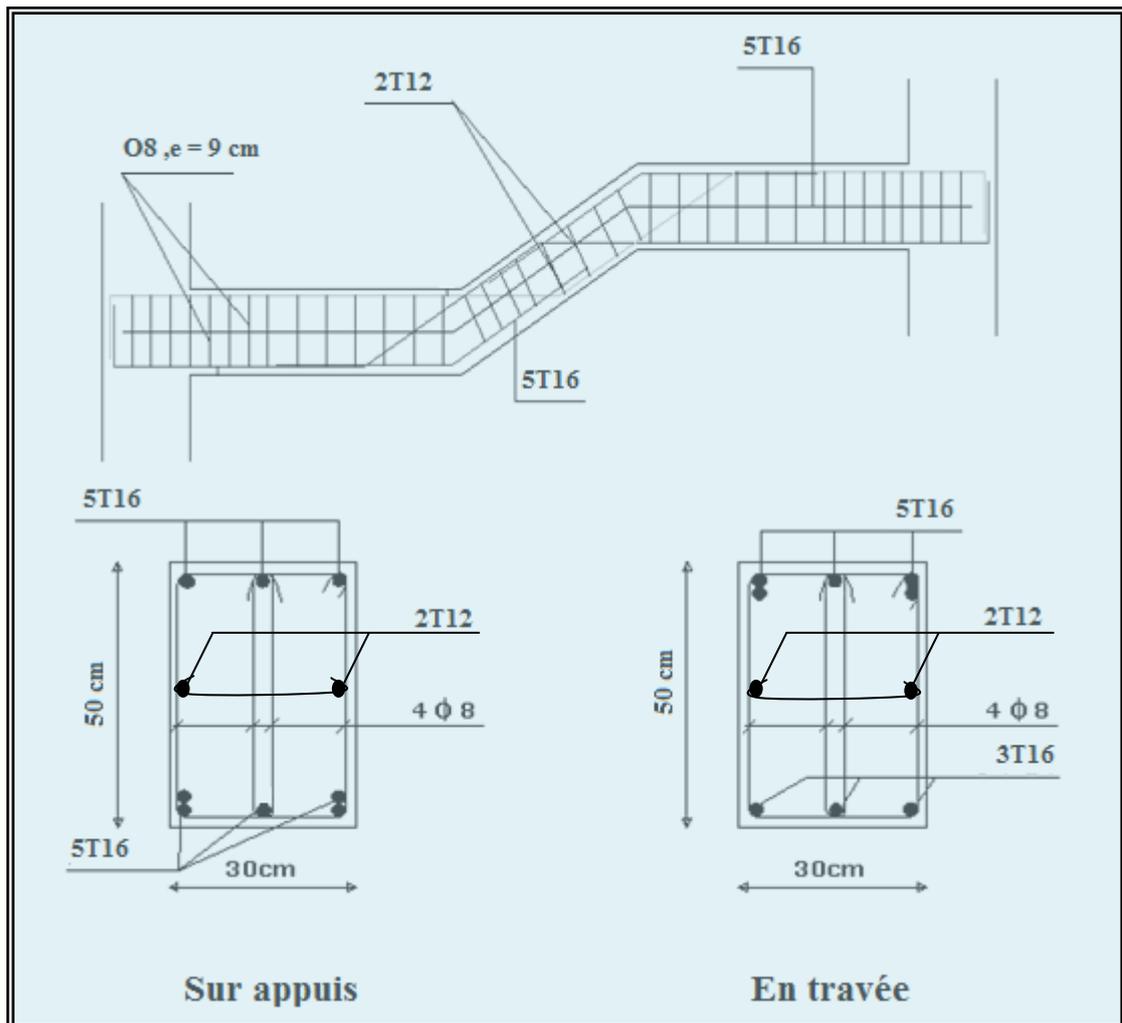
On prend : A_t = 4 ∅ 8 = 2,01 cm²

*** Vérification à l' état limite de déformation :**

1/ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{50}{520} = 0,096 > 0,0625 \dots \dots \dots (cv)$

2/ $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{50}{520} = 0,096 > 0,085 \dots \dots \dots (cv)$

3/ $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_c} \Rightarrow \frac{10,05}{30 \times 47} = 0,0071 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots (cv)$



FERRAILLAGE DE LA POUTRE BRISEE

III-4/ LES PLANCHERS**III-4-1/ INTRODUCTION :**

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

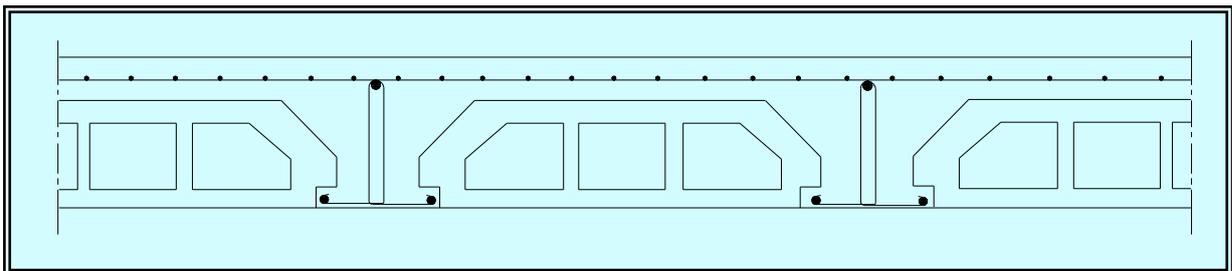
- transmettre les charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique

Dans notre projet on utilisé : Les planchers à corps creux.

*** Plancher en corps creux :**

Il est constitué de :

1. Hourdis portant sur les poutrelles .
2. Poutrelles transmettant aux poutres principales les efforts en provenance de l'hourdis.

**DALLE EN CORPS CREUX***** Justification du choix des planchers à corps creux :**

- Absence des charge concentrées importantes sur les planchers.
- Plus léger que la dalle pleine.
- Exécution simple.
- Bonne isolation thermique et phonique.
- plus économique que la dalle pleine.
- Economie pour l'utilisation de coffrage par rapport à la dalle pleine.

III-4-1/ METHODES DE CALCUL :

Il y a plusieurs méthodes peuvent être utilisé dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple les méthodes suivantes :

- **Les méthodes approchées et les méthodes exactes :**

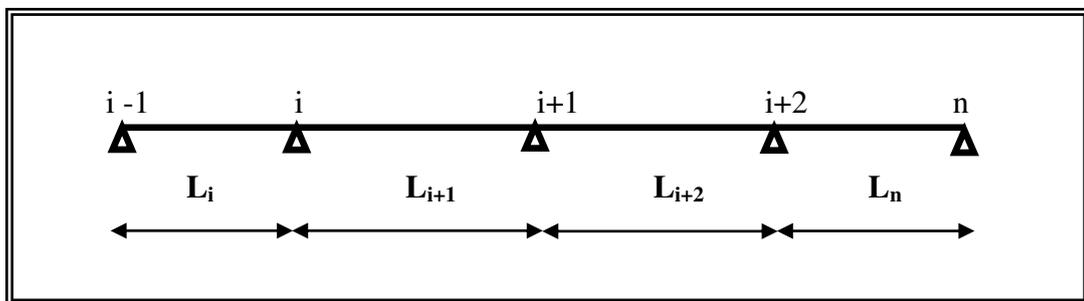
Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir le bon résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire pour chaque élément secondaire.

A- La méthode exacte :

Il y a plusieurs méthodes de (RDM) pour le calcul de sollicitation (méthode de trois moments, méthode de forces, méthode de déplacements...etc.).

- * **Méthode des trois moments :**

Principe :



$$M_{i-1} + 2 M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} \times L_{i+1} = -6(W_i \times a_i / L_i + W_{i+1} b_{i+1} / L_{i+1}).$$

Avec :

EI : constante.

I: Inertie.

E : Module de Young

B- Les méthode approchées :

B.1. Méthode forfaitaire :

* Condition d'application :

$$1- \begin{cases} Q \leq 2 G \\ Q \leq 500 \text{ Kg} / m^2 \end{cases}$$

2- Inertie constante (**I** = cte) :

$$3- 0,8 \leq \frac{l_i}{l_i + 1} \leq 1,25$$

4- Fissuration peu nuisible.

Les conditions :

1. $Q \leq 2 G$ $\longrightarrow 1500 < 11000 \text{ N/m}^2 \dots\dots\dots(\text{c.v.})$
 $Q \leq 5000 \text{ N/m}^2$ $\longrightarrow 1500 < 5000 \text{ N/m}^2 \dots\dots\dots(\text{c.v.})$
2. Inertie constante. $\dots\dots\dots(\text{c.v.})$
3. $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25 \Rightarrow 5,5/4 = 1,37 > 1,25 \dots\dots\dots(\text{c.n.v.})$
4. Fissuration peu nuisible. $\dots\dots\dots(\text{c.v.})$

Cette méthode n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée .
 Donc on utilise la méthode de Caquot exposée ci-dessous.

B.2. Méthode de Caquot :

Condition d'application :

$$- Q > 2 G$$

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

_ Les charges permanents et d'exploitation sont élevées.

Cette méthode n'est pas applicable car la 1^{er} et 2^{ème} condition n'est pas vérifiée

Les sollicitations maximales sont déterminées par le logiciel ROBOT 2014 :

III-4-3/ CALCUL DES PLANCHER :**1- Plancher étage – courant :**

* **Charge permanente** : d'après (DT.R.B.C.2.2)

$$G = 5500 \text{ N/m}^2.$$

* **Charge d'exploitation** :

D'après le (D.T.R.B.C.2.2)

Pour les étages d'habitation, on prend $Q = 1500 \text{ N/m}^2$.

* **Combinaisons d'actions** :

❖ **E . L . U :**

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

$$P_u = 6288,75 \text{ N/ml.}$$

❖ **E . L . S :**

$$P_s = (G + Q) . 0,65$$

$$P_s = 4550 \text{ N/ml.}$$

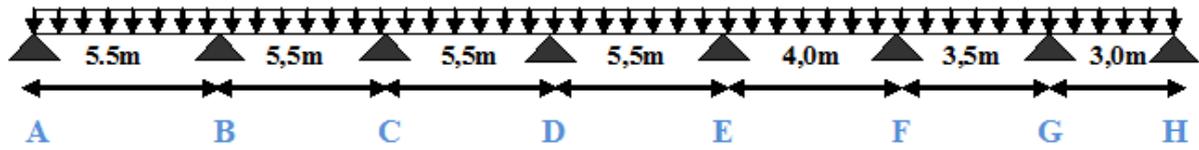
* **Types des planchers** :

Dans notre projet on a deux types de planchers :

-Plancher sur 8 appuis.

-Plancher sur 7 appuis.

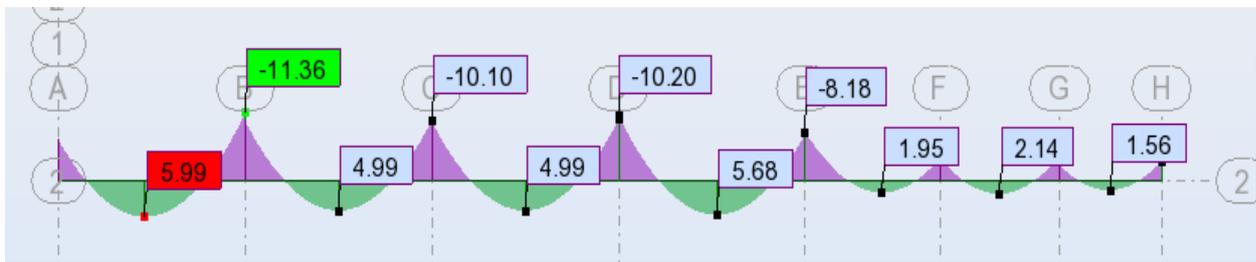
a/ Nervure sur 8 appuis :



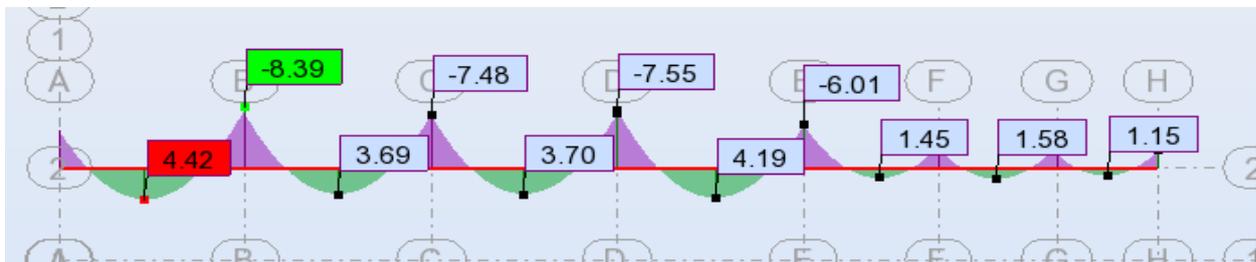
Moments max au niveau des appuis et travées :

Courbe de moment sur le logiciel **ROPOT 2014** :

❖ **E . L . U** : $P_u = 6288,75 \text{ N/ml}$



❖ **E . L . S** : $P_u = 4550 \text{ N/ml}$



-Les Moments (M_{max}) :

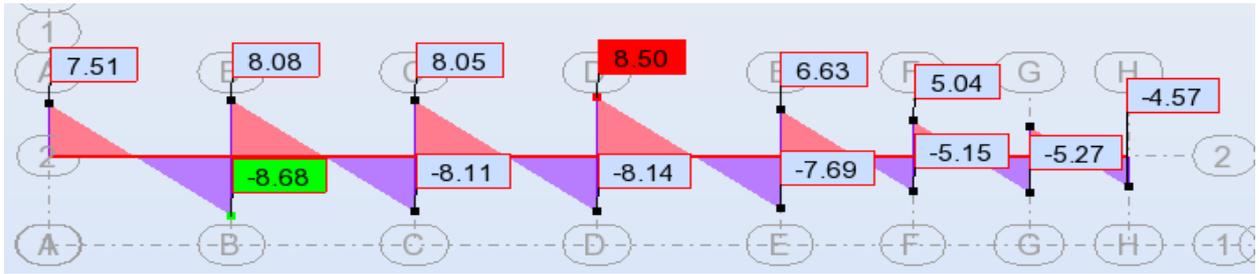
	E . L . U	E . L . S
Travée	5990 N.m	4420 N.m
Appuis	- 11360 N.m	-8390 N.m

- Effort tranchant :

E . L . U :



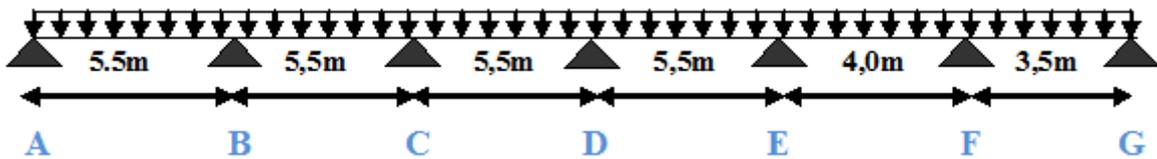
E . L . S :



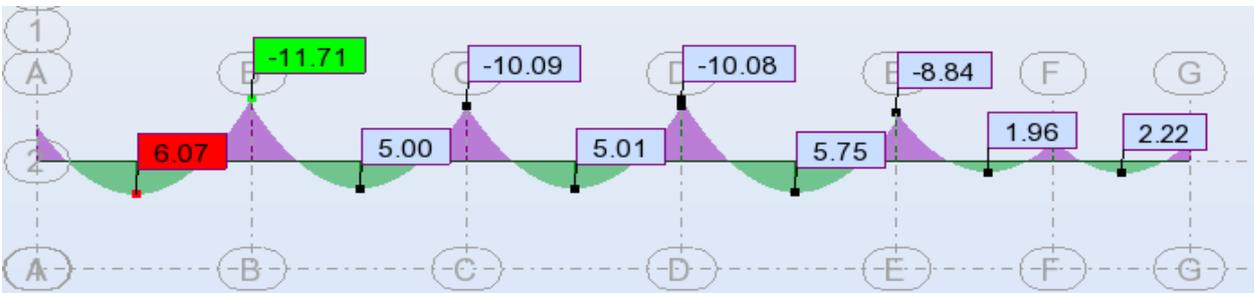
-Effort tranchant (Tmax) :

	E . L . U	E . L . S
T (max)	-11740 N	-8680 N

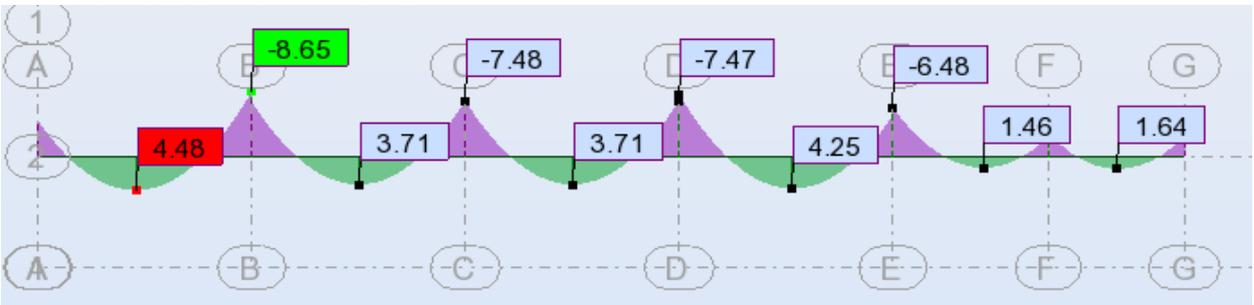
b/ Nervure sur 7 appuis :



❖ E . L . U : $P_u = 6288,75 \text{ N/ml}$



❖ E . L . S : $P_u = 4550 \text{ N/ml}$

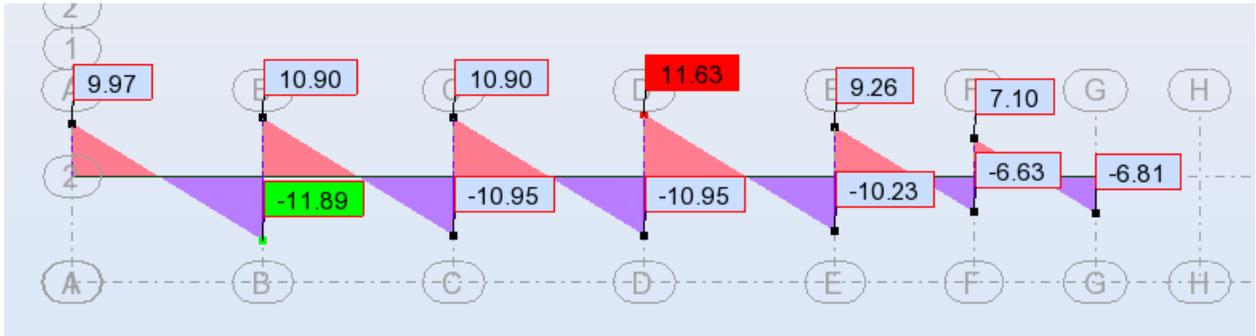


-Les Moments (Mmax) :

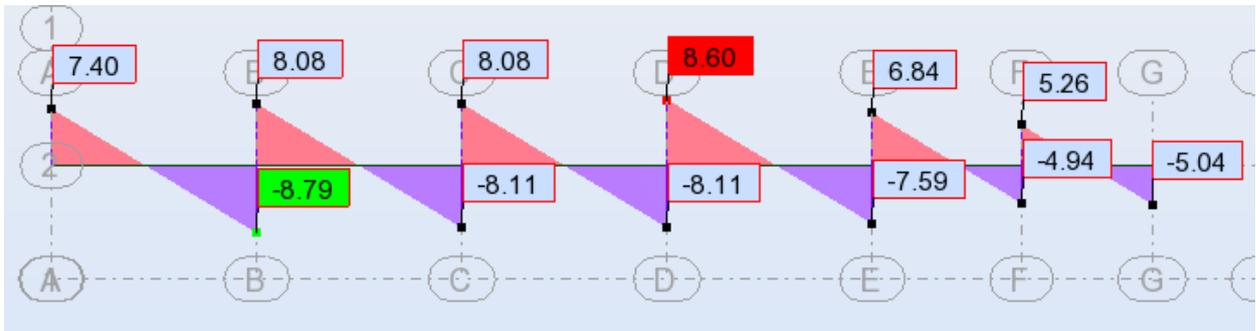
	E . L . U	E . L . S
Travée	6070 N.m	4480 N.m
Appuis	- 11710 N.m	-8650 N.m

- Effort tranchant :

E . L . U :



E . L . S :



-Effort tranchant (Tmax) :

	E . L . U	E . L . S
T (max)	-11890 N	-8790 N

2- Plancher terrasse :

* **Charge permanente** : d'après (DT.R.B.C.2.2)
 $G = 5750 \text{ N/m}^2$.

* **Charge d'exploitation** :

D'après le (D.T.R.B.C.2.2)

Pour les étages d'habitation, on prend $Q = 1000 \text{ N/m}^2$.

* **Combinaisons d'actions** :

❖ **E . L . U :**

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

$$P_u = 6020,62 \text{ N/ml.}$$

❖ **E . L . S :**

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

$$P_s = 4387,5 \text{ N/ml.}$$

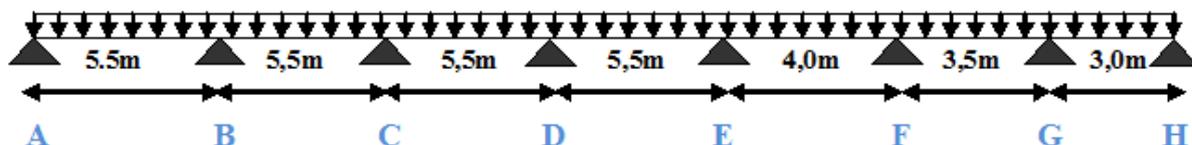
* **Types des planchers** :

Dans notre projet on a deux types de planchers :

-Plancher sur 8 appuis.

-Plancher sur 7 appuis.

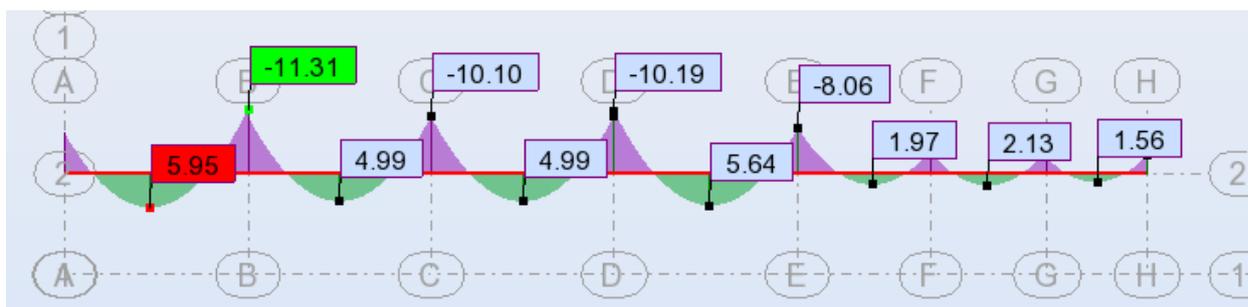
a/ Nervure sur 8 appuis :



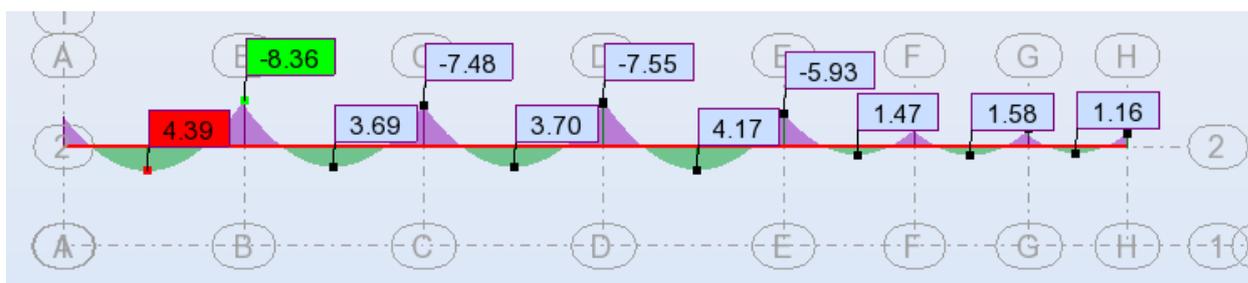
Moments max au niveau des appuis et travées :

Courbe de moment sur le logiciel **ROPOT 2014** :

❖ **E . L . U** : $P_u = 6020,62 \text{ N/ml}$



❖ **E . L . S** : $P_u = 4387,5 \text{ N/ml}$

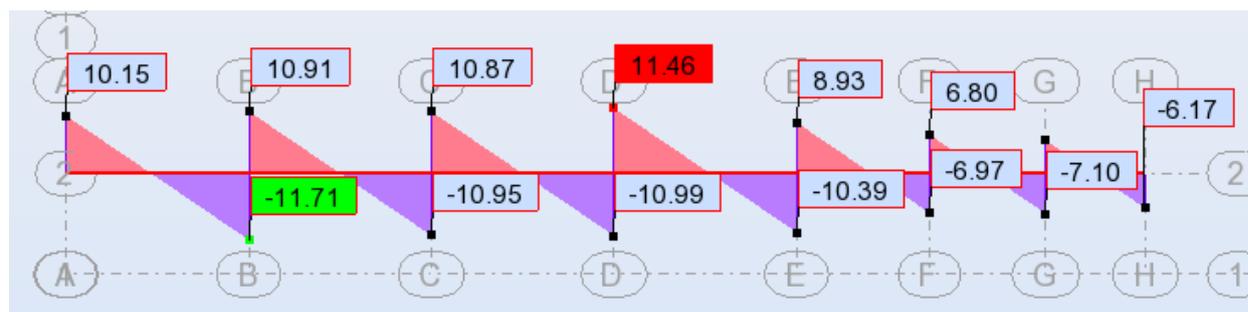


-Les Moments (Mmax) :

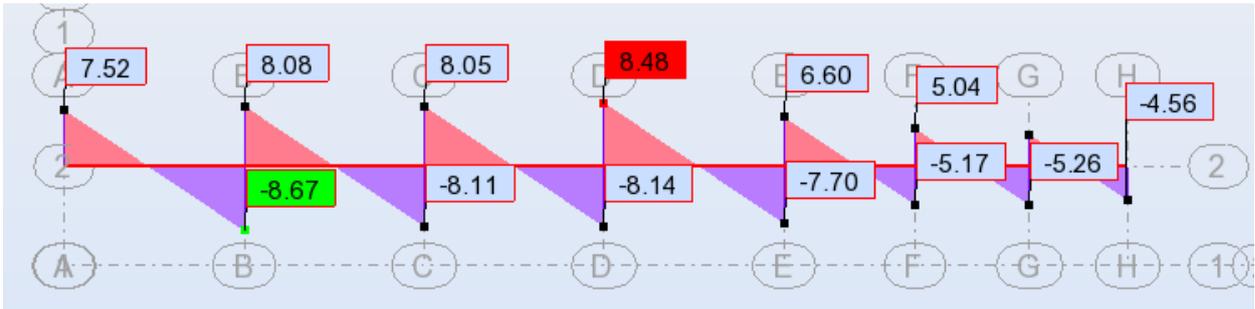
	E . L . U	E . L . S
Travée	5950 N.m	4390 N.m
Appuis	- 11310 N.m	-8360 N.m

- Effort tranchant :

E . L . U :



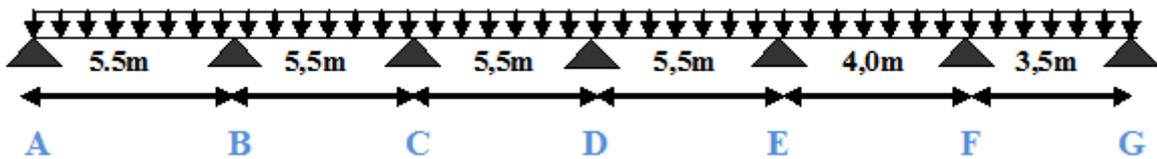
E . L . S :



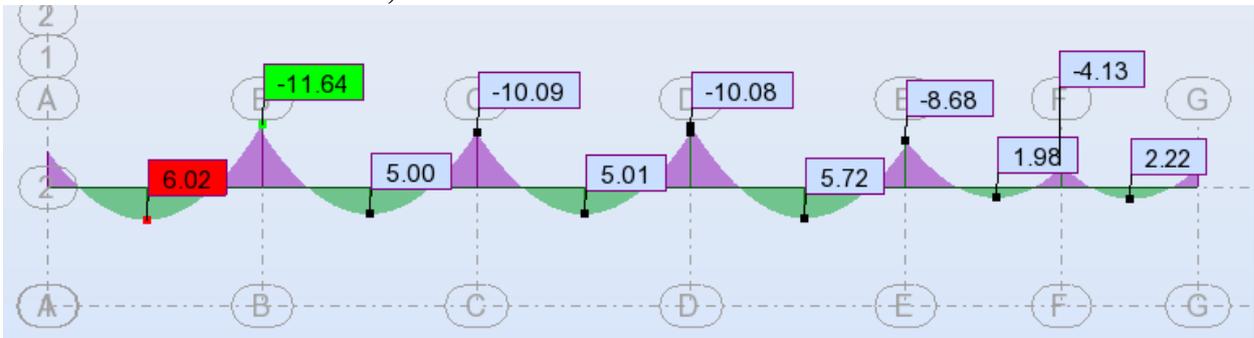
-Effort tranchant (Tmax) :

	E . L . U	E . L . S
T (max)	-11710 N	-8670 N

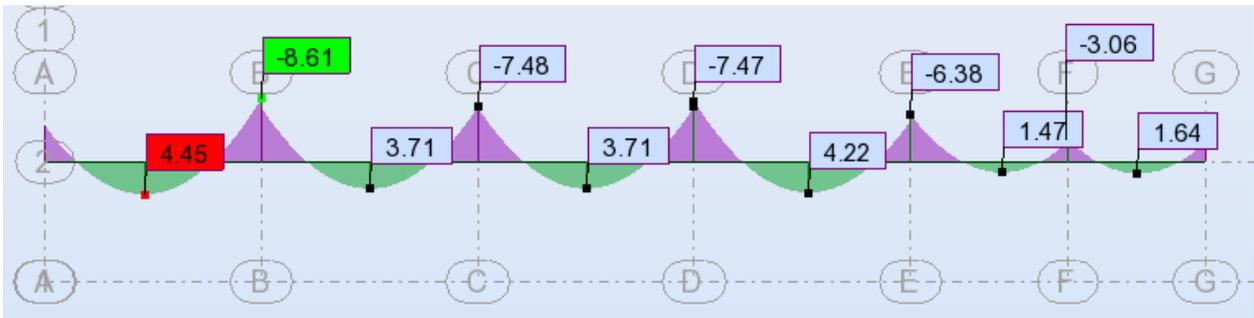
b/ Nervure sur 7 appuis :



❖ E . L . U : $P_u = 6288,75 \text{ N/ml}$



❖ E . L . S : $P_u = 4550 \text{ N/ml}$

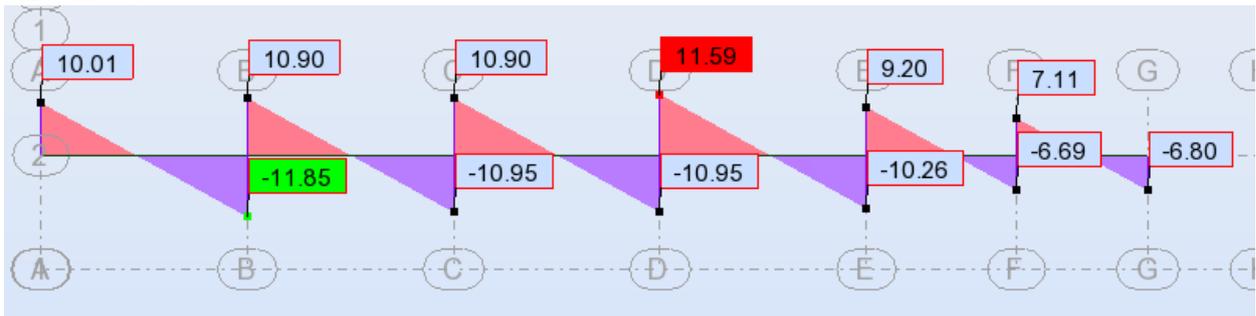


-Les Moments (Mmax) :

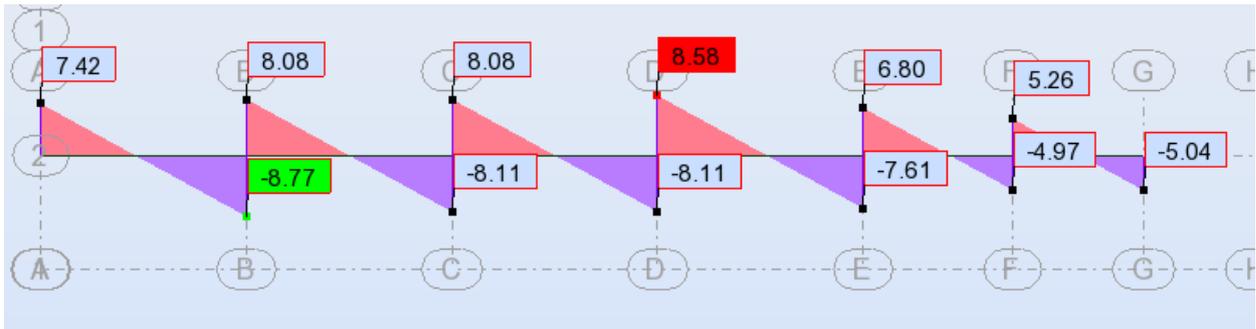
	E . L . U	E . L . S
Travée	6020 N.m	4450 N.m
Appuis	- 11640 N.m	-8610 N.m

- Effort tranchant :

E . L . U :



E . L . S :



-Effort tranchant (Tmax) :

	E . L . U	E . L . S
T (max)	-11850 N	-8770 N

➤ **CALCUL DU FERRAILLAGE :**

On calcul le ferrailage de la nervure la plus solliciter et c'est pour plancher terrasse et pour plancher courant .

SOLLICITATIONS(max)	E . L . U	E . L . S
M _{travée} (N.m)	6070	4480
M _{appuis} (N.m)	- 11710	- 8650
T _{max} (N)	-11890	-8790

* **L'enrobage :**

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

$c_o \geq 1cm$ (fissuration peu nuisible.).BAEL 91.A.7.1

$$\phi \leq \frac{h}{10} = \frac{24}{10} = 2,4cm \Rightarrow \phi = 2,4cm$$

$$c \geq 1 + \frac{2,4}{2} = 2,2cm$$

On adopte : $c = 3cm \Rightarrow d = h - c = 24 - 3 = 21 cm.$

A) Calcul des armatures longitudinales :*** E.L.U :****1/En travée:**

$$M_u^{\max} = 6070 N.m$$

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

$$= 14.2 \times 65 \times 4 \left(21 - \frac{4}{2} \right) = 70148 N.m$$

$$M_u^{\max} = 6070 < 70148 N.m$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée et la section en (T) sera calculer comme une section rectangulaire de largeur " b."

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{6070}{14,2 \cdot 65 \cdot 21^2} = 0,014$$

$$\mu = 0,014 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow (A' = 0).$$

$$\mu = 0,014 \longrightarrow \alpha = 0,018 \longrightarrow \beta = 0,993$$

$$A_t^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{6070}{348 \cdot 0,993 \cdot 21} = 0,836 cm^2.$$

2/ Sur appuis :

$$M_{app}^{\max} = -11710 N.m \rightarrow M_{app}^{\max} < 0$$

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

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{11710}{14,2 \cdot 10 \cdot 21^2} = 0,186 < \mu_l = 0,392 \rightarrow (A' = 0).$$

$$\mu = 0,186 \rightarrow \alpha = 0,259 \rightarrow \beta = 0,896$$

$$A_{app}^u = \frac{11710}{348 \cdot 0,896 \cdot 21} = 1,78 cm^2.$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS :

Elément	M ^{max} (N.m)	b _o (cm)	μ	d	α	β	A _{cal} (cm ²)
Travées	6070	65	0,014	21	0,018	0,993	0,836
Appuis	11710	10	0,186	21	0,259	0,896	1,78

*** E . L . S :** D'après le (B.A.E.L83)

- la fissuration est peut nuisible \longrightarrow il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

- **En travée:**

$$\gamma = \frac{M_u^t}{M_{ser}^t} = \frac{6070}{4480} = 1,35$$

$$\bar{\alpha} = \frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425$$

$$\alpha = 0,018 < \bar{\alpha} = 0,425 \dots\dots\dots (\text{c. v}).$$

- **Sur appuis:** $\gamma = \frac{M_u^a}{M_{ser}^a} = \frac{11710}{8650} = 1,35$

$$\bar{\alpha} = \frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425$$

$$\alpha = 0,259 < \bar{\alpha} = 0,425 \dots\dots\dots (\text{c. v}).$$

Elément	α	Mu	Ms	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Conditions
Travées	0,018	6070	4480	1,35	25	0,425	c.v
Appuis	0,259	11710	8650	1,35	25	0,425	c.v

* **Condition de non fragilité** : B.A.E.L 91 (A.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0,23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- **En travée:**

$$A_{min} \geq 0,23 \times 65 \times 21 \times \frac{2,1}{400} = 1,64 \text{ cm}^2$$

- **Sur appuis:**

$$A_{min} \geq 0,23 \times 10 \times 21 \times \frac{2,1}{400} = 0,253 \text{ cm}^2$$

* **Pourcentage minimale** : B.A.E.L 91 (Art B.6.4)

$$A'_{min} \geq 0,001 b.h$$

- **En travée:**

$$A'_{min} \geq 0,001 \times 65 \times 24 = 1,56 \text{ cm}^2$$

- **Sur appuis:**

$$A'_{min} \geq 0,001 \times 10 \times 24 = 0,24 \text{ cm}^2$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS :

Elément	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A'_m(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	$A_{adopte}(cm^2)$
Travée	0,836	1,64	1,56	1,64	2T12=2,26
Appuis	1,78	0,253	0,24	1,78	2T12=2,26

B) Vérification de l'effort tranchant : D'après B.A.E.L 91 (A.5.1.1).

* **La contrainte de cisaillement :**

$$\text{La contrainte tangentielle : } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant à de l'Etat Limite Ultime.

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : L'hauteur utile de la nervure .

$$\tau_u = \frac{11890}{100 \times 210} = 0,566 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites (perpendiculaire à la fibre moyenne), donc " τ_u " doit être au plus égale à la plus basse deux valeur :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c,j}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \dots \text{Fissuration peu nuisible (B.A.E.L.Art ..1.211).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{25}{1,5}, 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,33 ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,566 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \dots \dots \dots (C.V)$$

* **Diamètre minimale (ϕ_t) :** D'après B.A.E.L91 (A.7.2.2)page 87.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}, \phi_t, \frac{b_0}{10}\right) = \left(\frac{240}{35}; 12; \frac{100}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(6,85 ; 12.; 10)$$

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

Donc on adopte des cadres $\phi 6$ d'où : $A_t = 2 \phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$ de muance $F_e E 235$

* *L'espacement des cadres (St) :* D'après B.A.E.L91 (A.5.1.22).

$$St_1 \leq \min(0,9d, 40\text{ cm}) = 18,9\text{ cm}.$$

$$St_2 \leq \frac{A_t f_e}{0,4 b_0} = \frac{0,56 \times 235}{0,4 \times 10} = 32,9\text{ cm}.$$

$$St_3 \leq \frac{0,9 \times A_t \cdot f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - K \cdot 0,3 \times f_{t28})} \dots\dots\dots \text{Avec } K = 1 \text{ (en flexion simple)}$$

$$St_3 \leq \frac{0,9 \times 0,56 \times 235}{1,15 \times 10 \times (0,566 - 0,3 \times 1 \times 2,1)} = 160,92\text{ cm}$$

Soit $St \leq \min(St_1, St_2, St_3) \dots\dots\dots \rightarrow St \leq 18,9\text{ cm}.$

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

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

D'après B.A.E.L 91 (A.5.131) .

1- 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 : $a = 0,9 \times 21 = 18,9\text{ cm}.$

$V_u = 11890\text{ N}.$

$$\frac{0,8 \times 10 \times 18,9 \times 100 \times 25}{1,5 \times 2} = 126000\text{ N} \Rightarrow V_u < 126000\text{ N} \dots\dots\dots (\text{c.v}).$$

2- Au droit d'un appuis simple, la section (A) des armatures longitudinales inférieurs doit être telle que l'on ait :

$$A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_e}$$

$A = 2,26\text{ cm}^2 = 226\text{ mm}^2 .$

$$1,15 \times \frac{11890}{400} = 34,18\text{ mm}^2$$

$A = 226\text{ mm}^2 \geq 34,18\text{ mm}^2 \dots\dots\dots (\text{c.v}).$

C)-Condition de flèche : B.A.E.L 91 (Art B.6.8.424).

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{24}{550} = 0,043 > 0,044 \dots\dots\dots(c.v)$$

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{M t}{15 M_0} = \frac{6070}{15(70148)} \Rightarrow 0,043 \geq 0,0057 \dots\dots\dots(c.v)$$

$$\bullet \frac{A}{b.d} \leq \frac{3,60}{f_e} \Rightarrow \frac{2,26}{65 \times 21} = 0,0016 < 0,009 \dots\dots\dots(c.v)$$

➤ **DALLE DE COMPRESSION: BAEL91 (B.6.8, 423).**

Le hourdis doit avoir un quadriallage de barres dont les dimensions de mailles sont définie comme suite:

- ❖ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ❖ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65cm donc :

1/ la section des armatures perpendiculaire aux nervures :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots \text{On adapte } 5 \text{ } \varnothing 5 = 0,98 \text{ cm}^2.$$

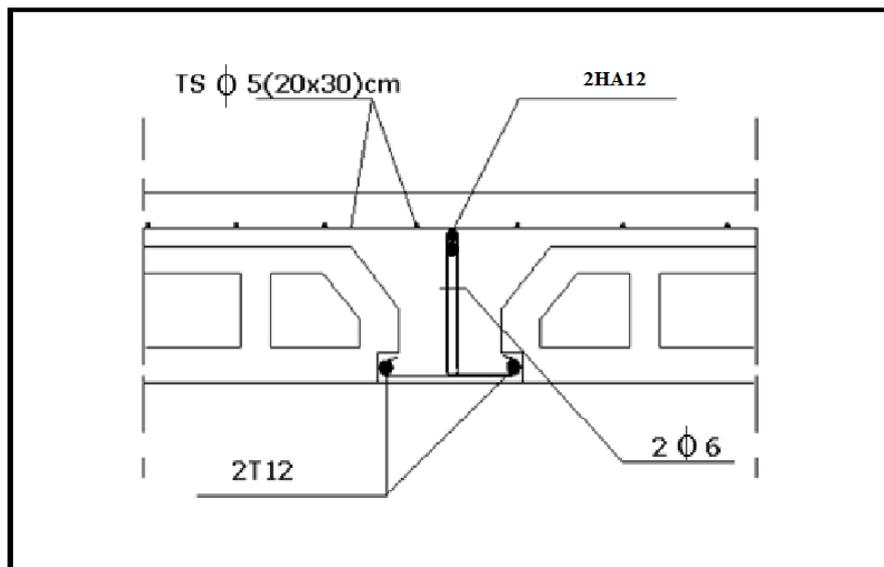
***Espacement:** $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

2/ la section des armatures parallèles aux nervures : $A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2$

On adopte : $3 \varnothing 5 = 0,59 \text{ cm}^2$.

***Espacement:** $S_t = \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 30 \text{ cm}$

Donc on choisi un treilli soudé TS $\varnothing 5$ (20x30) cm^2



FERRAILLAGE DE LA DALLE EN CORPS CREUX

FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

V.1) FERRAILLAGE 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, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime ((ELU)) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

* *Caractéristiques mécanique des matériaux :*

<i>Matériau</i>	<i>Béton</i>			<i>Acier (FeE400)</i>		
	γ_b	$f_{c28} (Mpa)$	$f_{bu} (MPa)$	γ_s	$Fe (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$
DURABLE	1,5	25	14,167	1,15	400	348
ACCIDENTELLE	1,15	25	21,73	1	400	400

* *Combinaisons des charges :*

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon **BAEL 91** :

ELU :1,35 G + 1,5 Q + W ; 1,35 G + 1,5 W + Q

ELS : G + Q + W 0,7 ; G + W + 0,7Q

W : action du vent.

Selon le **RPA99/Version 2003** (situation accidentelle).

$$G + Q + E$$

$$0,8G \pm E$$

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

Effort normal.

Effort tranchant .

Moment fléchissant .

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l ' E.L.U.

V -1.a) Recommandation de (RPA99/Version 2003) : page 48.

Les armatures longitudinale doivent être à haute adhérence droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimale sera de 0,8 % (zone IIa).
- Leur pourcentage maximal sera de 3 % en zone courante et de 6 % en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa)
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critiques).
- $h' = \text{Max} (h_e / 6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$

BAEL91 : * Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} \dots\dots\dots (A.4.2)$$

*** Le pourcentage minimal d'armature :**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b \dots\dots\dots (B.6.4)$$

V .1.b) Armatures transversales : (RPA99/Version 2003) page 49 .

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul

h : hauteur total de la section brute .

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale .

ρ_a : coefficient correcteur (tient compte de la rupture) .

$\rho_a = 2,5$ Si l'élancement géométrique ≥ 5 .

$\rho_a = 3,75$ Si l'élancement géométrique < 5 .

$f_e = 400$ Mpa.

t : espacement des armatures transversales :

$t \leq \text{Min} (10 \phi_\ell , 15 \text{ cm})$ en zone nodal. (Zone IIa)

$t' \leq 15 \phi_\ell \dots\dots\dots$ en zone courante , avec ϕ diamètre minimal des armatures longitudinales

La quantité d'armatures minimale ($A_t/b_1 t$ %) est donnée par :

Si $\lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots 0,3 \%$

Si $\lambda_g \leq 3 \dots\dots\dots 0,8 \%$

Par l'interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

Avec : $\lambda_g = l_f / a$ ou l_f / b avec a et b sont les dimensions de la section du poteau.

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau .

V .1.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 *RPA99/Version 2003* :

1/ $G + Q + E$ (5 - 1)

2/ $0,8 G \pm E$ (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:

Combinaison ($1,35 G + 1,5 Q$) N^{max} : $M^{correspondant}$

Combinaison ($0,8 G \pm E$) N^{min} : $M^{correspondant}$

Combinaison ($G + Q + E$) M^{max} : $N^{correspondant}$

Combinaison ($G + Q$) N^{max} : $M^{correspondant}$

Remarque :

Notre ferrailage des poteaux est deviser au niveaux suivantes :

Niveaux 01 : RDC4^{ème} étage.

Niveaux 02 : 5^{ème} 7^{ème} étage.

EFFORTS NIV	ELU		0,8G ± E		G + Q + E		ELS	
	N _{max} (KN)	M _{core} (KN.m)	N _{min} (KN)	M _{core} (KN.m)	M _{max} (KN.m)	N _{core} (KN)	N _{max} (KN)	M _{core} (KN.m)
RDC...4 ^{ème} étage	2885,37	9,37	362,36	8,25	75,82	843,56	2106,79	6,78
5 ^{ème} ... 7 ^{ème} étage	1128,41	26,83	120,76	2,58	54,84	176,34	822,06	19,39

➤ **Exemple de calcul :**

Soit le poteau le plus sollicité RDC :

$$c = c' = 5 \text{ cm} ; \quad S = (50 \times 60) \text{ cm}^2 ; \quad \text{acier } F_e \text{ E400} , f_{c28} = 25 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 f_{c28} / \gamma_b = 14,2 \text{ Mpa} ; \quad L = 3,06 \text{ m} : \text{ hauteur totale du Poteau.}$$

V.2) Ferrailage longitudinal :

$$\begin{aligned} N_{\max} &= 2885,37 \text{ KN} ; & M_{\text{corr}} &= 9,37 \text{ KN.m} ; & \text{ la combinaison} & \quad (1,35 G+1,5 Q) \\ M_{\max} &= 75,82 \text{ KN.m} ; & N_{\text{corr}} &= 843,56 \text{ KN} ; & \text{ la combinaison} & \quad (G + Q + E) \\ N_{\min} &= 362,36 \text{ KN} ; & M_{\text{corr}} &= 8,25 \text{ KN.m} ; & \text{ la combinaison} & \quad (0,8G \pm E) \end{aligned}$$

1^{er} cas : la combinaison (1,35 G+1,5 Q)

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.

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; L / 250)$$

$$L / 250 = 1,22 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$e_1 = M_{\text{corr}} / N_{\max}$$

$$e_1 = 9,37 / 2885,37$$

$$e_1 = 0,003 \text{ m.}$$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$\text{Si } l_f / h < \max (15 ; 20.e_1 / h)$$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m.}$$

$$3,57 < \max (15 ; 0,019)$$

la méthode forfaitaire est utilisable.

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \phi \cdot \alpha) \quad \phi : \text{généralement on prend } \phi = 2$$

$$\lambda = 3,06 \frac{l_f}{h} = 10,92$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,83$$

$$e_2 = \frac{3 \times (2,142)^2}{10^4 \times 0,6} (2 + 2(0,83)) = 0,0083 \text{ m.}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0,003 + 0,02 + 0,0083 = 0,0313 \text{ m.}$$

$$e = 0,0313 \text{ m.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e = 2885,37 \times 0,0313 = 90,31 \text{ KN.m.}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{max}} = 2885,37 \text{ KN} ; M_{\text{corrigé}} = 90,31 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0,337 h - 0,81 c') b \cdot h \cdot \sigma_{bc}$$

$$A = (0,337 \times 0,60 - 0,81 \times 0,05) 0,5 \times 0,6 \times 14,2 \times 10^3.$$

$$A = \mathbf{688,84 \text{ KN.m}}$$

$$B = Nu (d - c') - Ma$$

$$M_a = M_{\text{corrigé}} + Nu \times (d - h/2) = 90,31 + 2885,37 \cdot (0,55 - 0,6/2) = 811,65 \text{ KN.m}$$

$$B = 2885,37 (0,55 - 0,05) - 811,65 = 631,03 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{B = 631,03 \text{ KN.m} < A = 688,84 \text{ KNm}}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

❖ Calcule Des Armatures A La Flexion Simple :

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{811,65 \times 10^3}{14,2 \times 50 \times 55^2} = 0,377$$

$$\mu = \mathbf{0,377} < \mu_1 = \mathbf{0,392} \Rightarrow A'_1 = 0 \Rightarrow \text{(Section Simplement Armée)}$$

$$A_1 = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{811,65 \times 10^3}{348 \times 0,747 \times 55} = 56,76 \text{ cm}^2.$$

❖ Calcule Des Armatures A La Flexion Composée :

$$A' = A'_1 = 0 \dots\dots\dots \text{Armatures comprimées.}$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 56,76 - \frac{2885,37 \times 10^3}{100 \times 348} = -26,15 \text{ cm}^2.$$

Si : $A \leq 0$ et $A' = 0$: théoriquement, aucune armature n'est nécessaire. Il faut prévoir des armatures minimales.

2^{ème} cas : la combinaison (G + Q + E)

$$M_{\max} = 75,82 \text{ KN.m} ; N_{\text{corr}} = 843,65 \text{ KN.}$$

$$M_{\text{corrig}} = 99,695 \text{ KN.m} , M_a = 816,721 \text{ KN.m}$$

$$A = 688,84 \text{ KN.m}$$

$$B = -394,94 \text{ KN.m}$$

$A = 688,84 \text{ KN.m} > B = -394,94 \text{ KN.m}$; Donc la section est partiellement comprimée.

❖ **Calcule Des Armatures A La Flexion Simple :**

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{816,721 \times 10^3}{14,2 \times 50 \times 55^2} = 0,38$$

$\mu = 0,38 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_1 = 0 \Rightarrow$ (Section Simplement Armée)

$$A_1 = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{816,721 \times 10^3}{348 \times 0,744 \times 55} = 57,35 \text{ cm}^2.$$

❖ **Calcule Des Armatures A La Flexion Composée :**

$A' = A'_1 = 0$ Armatures comprimées.

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 57,35 - \frac{843,56 \times 10^3}{100 \times 348} = 33,11 \text{ cm}^2.$$

3^{ème} cas : la combinaison (0,8G ± E)

$$N_{\min} = 362,36 \text{ KN} , M_{\text{corr}} = 8,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{corrig}} = 18,5 \text{ KN.m} , M_a = 90,97 \text{ KN.m}$$

$$A = 688,84 \text{ KN.m}$$

$$B = 90,21 \text{ KN.m}$$

$A = 688,84 \text{ KN.m} > B = 90,21 \text{ KN.m}$; Donc la section est partiellement comprimée

❖ **Calcule Des Armatures A La Flexion Simple :**

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{90,97 \times 10^3}{14,2 \times 50 \times 55^2} = 0,042$$

$\mu = 0,042 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_1 = 0 \Rightarrow$ (Section Simplement Armée)

$$A_1 = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{90,97 \times 10^3}{348 \times 0,978 \times 55} = 4,86 \text{ cm}^2.$$

❖ **Calcule Des Armatures A La Flexion Composée :**

$A' = A'_1 = 0 \longrightarrow$ Armatures comprimées.

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 4,86 - \frac{362,36 \times 10^3}{100 \times 348} = -5,55 \text{ cm}^2.$$

■ **Les Armatures Minimales :**

* **BAEL 91 :**

- *Condition de non fragilité :*

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,32 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ poteau (50 x 60)}.$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ poteau (40 x 50)}.$$

* **RPA 99 :**

- *Pourcentage Minimal (zone IIa) :* (Art 7.4.2.1)

$$A_{\min}^{RPA} = 0,008 \times b \times h = 24 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ poteau (50 x 60)}.$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0,008 \times b \times h = 16 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ poteau (40 x 50)}.$$

■ **RESUME DES RESULTATS POUR LES DIFFERENTS TYPES DES POTEAUX :**

	Cas	M (KN.m)	N (KN)	b x h (cm ²)	A' (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{BAEL} cm ²	A ^{RPA} cm ²	A ^{max} cm ²	A ^{adop} cm ²
RDC 4^{ème} E	1	9,37	2885,37	50 x 60	0	-26,15	3,32	24	26,15	6T20+2T25=28,67
	2	75,82	843,56	50 x 60	0	33,11	3,32	24	33,11	6T25+2T20=35,73
	3	8,25	362,36	50 x 60	0	-5,55	3,32	24	24	8 T 20 = 25,13
5^{ème} E 7^{ème} E	1	26,83	1128,41	40 x 50	0	-17,80	2,17	16	16	8 T 16 = 16,09
	2	54,84	176,34	40 x 50	0	-0,208	2,17	16	16	8 T 16 = 16,09
	3	2,58	120,76	40 x 50	0	0,077	2,17	16	16	8 T 16 = 16,09

➤ **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 nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier .

la contrainte du béton est limitée par : $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$

les poteaux sont calculée en flexion composée, et pour calculée la contrainte σ_b de chaque section il faut suivre l'organigramme du flexion composée suivant à l'ELS

1^{er} Cas : (D'après *BAEL83*).

$$M_{ser} = 6,78 \text{ KN.m} , N_{ser} = 2106,79 \text{ KN.}$$

$$e_o = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,0032 < \frac{h}{6} = 0,010m$$

La section est entièrement comprimé et il faut vérifier que $\sigma_b < 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_o = b \times h + 15 (A_1 + A_2) = 3496,65 \text{ cm}^2.$$

$$V_1 = \frac{1}{B_o} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A_1 \cdot c + A_2 \cdot d) \right] = 29,99 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 30,01 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_1 (V_1 - c_1)^2 + A_2 (V_2 - c_2)^2] = 1210312,85 \text{ m}^4.$$

$$\sigma_o = \frac{2106790}{100 \times 3496,65} = 6,025 \text{ Mpa.}$$

$$K = \frac{6780}{1210321,85} = 0,0056.$$

$$\sigma_b = 6,025 + 0,0056 \cdot 29,99 = 6,19 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 6,19 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa.}$$

La fissuration est peut nuisible, alors il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

V.3) Armatures transversales :

V.3-a) Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant maximum et on généralise les armatures pour tous les poteaux.

$$V_{max} = 78,33 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{robot 2014})$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{78,33 \cdot 10^3}{500 \cdot 550} = 0,284 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau} = \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.}$$

$$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow \text{condition v}$$

V.3.b) Calcul d'armatures transversales :

D'après le (RPA99/version 2003) page 49 ; les armatures des poteaux sont calculés suivant la formule suivante :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho_a \times Vu}{h \times f_e}$$

V_u : c'est l'effort tranchant de calcul.

h : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier utilisé pour les armatures transversales ($f_e = 235\text{MPa}$).

ρ_a : coefficient correcteur (tient compte de la rupture causée par les efforts tranchants).

$\rho_a = 2,5$ Si $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3,75$ Si $\lambda_g < 5$.

t : c'est l'espacement des armatures transversales ;

- pour la zone nodale : $t \leq \min (10 \phi_1 , 15 \text{ cm}) \longrightarrow$ (zone sismique IIa).
Donc on prend $t = 10 \text{ cm}$.
- Pour la zone courante : $t \leq 15 \phi_1$
Donc on prend $t = 15 \text{ cm}$.

ϕ_1 : c'est le diamètre minimal des armatures longitudinales.

λ_g : c'est 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 ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{0.50} \text{ ou } \frac{2.142}{0.60} \right)$$

$$\lambda_g = (4,28) < 5 \longrightarrow \rho_a = 3,75.$$

S_t : c'est l'espacement des armatures transversales

- ❖ La zone nodale : $S_t \leq \min (10\phi_1, 15\text{cm})$. en prend $S_t = 10 \text{ cm}$
- ❖ La zone courante : $S_t \leq 15 \phi_1$

ϕ_ℓ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

$$S_t \leq 15 \text{ cm}$$

-En prend $S_t = 15 \text{ cm}$ dans la zone courante.

$$At = \frac{\rho_a \times Vu}{h_1 \times f_e} \times t = \frac{3,75 \times 78,33 \times 10^3 \times 0,15}{60 \times 235} = 3,12 \text{ cm}^2.$$

$$At = 3,12 \text{ cm}^2.$$

Soit : cadres ϕ_{10} plus cadres $\phi_{10} \longrightarrow A_t = 3,14 \text{ cm}^2$

V.3.c) Vérification des cadres d'armatures minimales :

* Selon *RPA99 / version 2003* (7.4.2.2)..... page 50.

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Dans notre cas $\lambda_g = 4,28 \Rightarrow 0,36\%$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale $S_t = 10$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courant : $S_t = 15$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

* Selon *BAEL91* : (Art A.8.1,3)page 97.

1- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$ Vérifier.

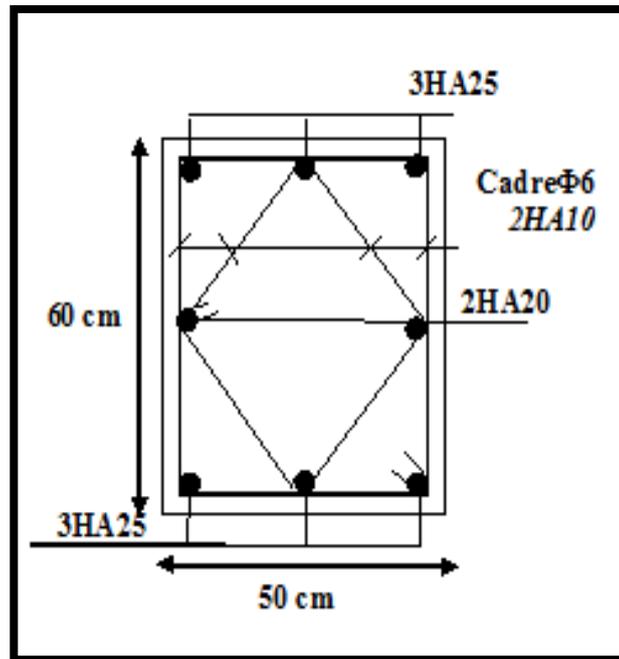
2- leur espacement : $S_t \leq \min (15 \phi_t ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$ Vérifier.

❖ RESULTATS FINALES POUR LES DIFFERENTS TYPES DES POTEAUX :

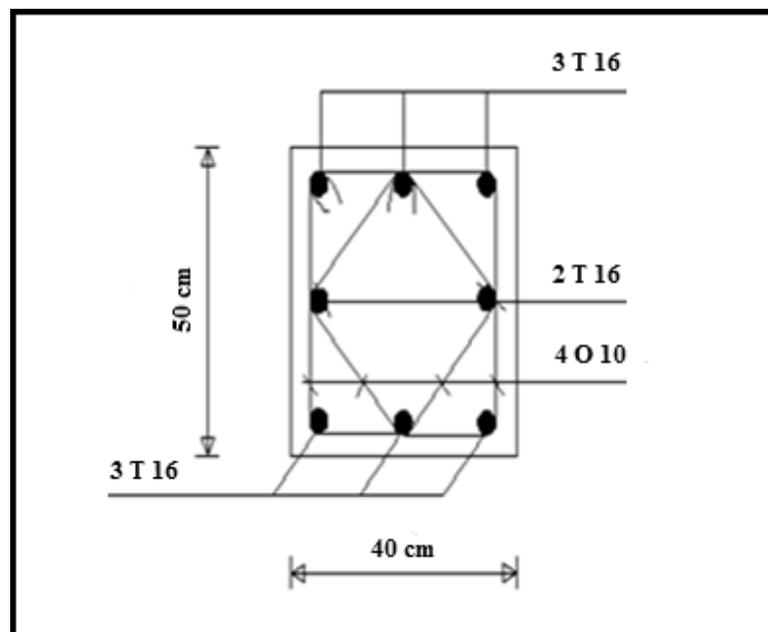
*** Les poteaux les plus sollicités dans chaque étage référence :**

	Cas	M (KN.m)	N (KN)	b x h (cm ²)	A' (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{BAEL} cm ²	A ^{RPA} cm ²	A ^{max} cm ²	A ^{adop} cm ²
RDC 4^{ème} E	1	9,37	2885,37	50 x 60	0	-26,15	3,32	24	26,15	6T20+2T25=28,67
	2	75,82	843,56	50 x 60	0	33,11	3,32	24	33,11	6T25+2T20=35,73
	3	8,25	362,36	50 x 60	0	-5,55	3,32	24	24	8 T 20 = 25,13
5^{ème} E 7^{ème} E	1	26,83	1128,41	40 x 50	0	-17,80	2,17	16	16	8 T 16 = 16,09
	2	54,84	176,34	40 x 50	0	-0,208	2,17	16	16	8 T 16 = 16,09
	3	2,58	120,76	40 x 50	0	0,077	2,17	16	16	8 T 16 = 16,09

❖ PRESENTATION DU FERRAILLAGE :



FERRAILLAGE DES POUTEAUX (RDC.....4^{ème} étage.)



FERRAILLAGE DES POUTEAUX (5^{ème}7^{ème} étage.)

V.4) FERALLAGE DES POUTRES :

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

D’après les annexes des combinaisons d’action, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d’armatures à l’ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l’L.E.S.

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **BAEL91** : a/ Condition de non fragilité :..... (A.4.2,1) page 29.

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}$$

b/ Le pourcentage minimal d’armature :..... (B.6.4) page 153.

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b$$

➤ **RPA 99 / V 2003** :(Art 7.5.2,1) page 52.

a/ Pourcentage total minimal :

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b$$

b/ Pourcentage total maximal :

- * 4 % en zone courante.
- * 6 % en zone de recouvrement.

V.4.1) A/ LES POUTRES PRINCIPALES :

Effort / Niveau	ELU		ELS		G+Q+E	0,8G±E
	M _{travé} (KNm)	M _{appui} (KNm)	M _{travé} (KNm)	M _{appui} (KNm)	M _{appui} (KNm)	M _{appui} (KNm)
Poutre principales	121,30	-192,30	87,83	-139,37	-35,95	-29,41

➤ **Étapes De Calcul Des Armatures Longitudinales :**

* **ELU :**

- **L’enrobage** : $C \geq C_0 + \frac{\phi}{2}$

$C_0 \geq 1\text{cm}$ (fissuration peut nuisible).

$$\phi \leq \frac{h}{10} = \frac{50}{10} = 5 \text{ cm} \rightarrow \phi = 4 \text{ cm.}$$

$$C \geq 1 + \frac{4}{2} = 3 \text{ cm.} \quad \longrightarrow \quad d = h - c = 50 - 3 = 47 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa} \quad , \quad b = 30 \text{ cm} \quad , \quad h = 50 \text{ cm} \quad , \quad d = 47 \text{ cm} .$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \quad , \quad \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

* ELS :

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad , \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

a/Condition de non fragilité :

$$A_{\min}^{BAEL} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min}^{BAEL} \geq 0,23 \times 30 \times 47 \times \frac{2,1}{400} = 1,70 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min}^{BAEL} \geq 1,70 \text{ cm}^2 .$$

b/Le pourcentage minimal d'armature :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 50 \times 30 \Rightarrow A_{\min}^{BAEL} = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 50 \times 30 \Rightarrow A_{\min}^{RPa} = 7,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{cal} \quad , \quad A_{BAEL} \quad , \quad A_{\min}^{BAEL} \quad , \quad A_{\min}^{RPa})$$

❖ En Travée :

* E.L.U : Combinaison (1,35 G + 1,5 Q).

NIVEAU	M_u (KN.m)	μ	μ_t	α	β	A_{cal} (cm ²)
Poutre principales	121,30	0,128	0,392	0,172	0,931	7,96

* E.L.S : Combinaison (G + Q).

NIVEAU	α	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	$\frac{-}{\alpha}$	condition
Poutre principales	0,172	121,30	87,83	1,38	0,44	C.V

Tableau récapitulatif :

NIVEAU	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
Poutre principales	7,96	1,5	7,5	1,7	7,96	6T14 = 9,24

❖ Sur Appuis :

- *Nappe supérieure :*

* E.L.U : Combinaison (1,35 G + 1,5 Q).

Niveau	M_u (KN.m)	μ	μ_t	α	β	A_{cal} (cm ²)
Poutre principales	-192,30	0,204	0,392	0,288	0,884	13,29

* E.L.S : Combinaison (G + Q).

NIVEAU	α	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	$\frac{-}{\alpha}$	condition
Poutre principales	0,288	-192,30	-139,37	1,37	0,435	C.V

* LA COMBINAISON (G + Q + E).

Niveau	M_u (KN.m)	μ	μ_t	α	β	A_{cal} (cm ²)
Poutre principales	- 35,95	0,038	0,392	0,048	0,980	2,24

Tableau récapitulatif :

NIVEAU	A _{cal} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A ^{BAEL} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
RDC÷2 ^{ère}	13,29	1,5	3,75	1,7	13,29	3T20+3T14 = 14,04

- Nappe inférieure :

* LA COMBINAISON (0,8 G ± E).

Niveau	M _u (KN.m)	μ	μ _t	α	β	A _{cal} (cm ²)
RDC÷2 ^{ère}	-29,41	0,031	0,392	0,041	0,983	1,82

Tableau récapitulatif :

NIVEAU	A _{cal} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A ^{BAEL} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
RDC÷2 ^{ère}	1,82	1,5	3,75	1,7	3,75	3 T 14 = 4,62

■ **État Limite De Déformation : BAEL91 (B.6.5.1) page 155.**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les condition suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{50}{550} = 0,090 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots C.v$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_o} \Rightarrow \frac{50}{550} = 0,090 > \frac{0,85M_o}{10.M_o} = 0,085 \dots\dots\dots C.v$
- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{14,04}{30.47} = 0,0099 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots C.v$

■ **Vérification De La Contrainte De Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1,1) page51.**

$$T_{max}^u = 180,89 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{180890}{300 \times 470} = 1,28 \text{ MPa}$$

La fissuration peu nuisible, donc ;

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \dots\dots \text{Fissuration peu nuisible (B.A.E.L91.Art A 5.1,211) page 53.}$$

$$\bar{\tau} = \min (0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u,max} = 1,28 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (C, V)$$

■ Les Armatures Transversales :

* **Le diamètre** : BAEL91 (art A.7.2,2) page 87.

$$\phi_t \leq \min (h / 35 ; \phi_l ; b / 10)$$

$$\phi_t \leq \min (500 / 35 ; 14 ; 300 / 10) = 14 \text{ mm.}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$, de nuance FeE235.

* **Espacement** :

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22)page 53:

$$S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm.}$$

D'après RPA 99/version 2003 (art 7.5.2, 2)..... page 53 :

$$\text{- dans la zone nodale : } S_t \leq \min (h / 4 ; 12\phi_l ; 30 \text{ cm}) = 12,5 \text{ cm.}$$

$$\text{- dans la zone courante : } S_t' \leq h / 2 = 25 \text{ cm.}$$

Alors on prend ; * $S_t = 10 \text{ cm}$ zone nodale.

$$* S_t' = 15 \text{ cm} \text{ zone courante.}$$

Finalement : $S_t \leq \min (S_{t \text{BAEL}}, S_{t \text{RPA}})$

- Dans la Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm.}$

- Dans la Zone courante: $S_t = 15 \text{ cm.}$

Avec : $L' = 2h = 100 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

■ La section de ferrailage transversal :

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):.....(Page 53-55)

$$A_t \geq 0,4.b.\frac{S_t}{f_e}$$

$$A_t \geq 0,4 \times 30 \times \frac{15}{235} = 0,76 \Rightarrow A_t \geq 0,76 \text{ cm}^2$$

D'après RPA 99/version 2003 (A7.5.2.2)..... page53.

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2.$$

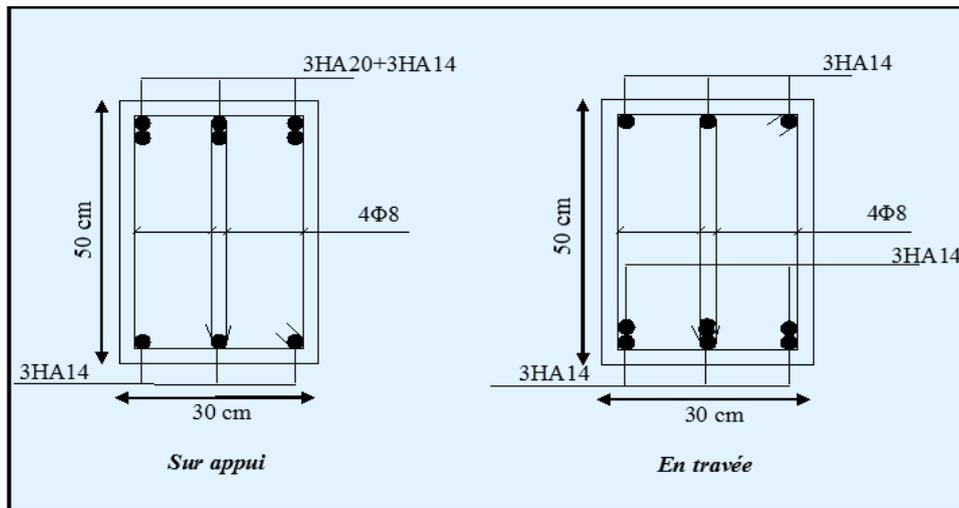
$$A_t \geq \max (A_t^{\text{BAEL}}; A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}}$$

$$\text{Soit : } A_t = 3\phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2.$$

➤ **Longueur de recouvrement** :

D'après le RPA 99/version 2003 (page 52) ; la longueur minimale de recouvrement dans la zone IIa est de 40ϕ .

❖ PRESENTATION DU FERRAILLAGE :



V.4.2) B/ LES POUTRES SECONDAIRES :

Effort / Niveau	ELU		ELS		G+Q+E	0,8G±E
	M _{travé} (KNm)	M _{appui} (KNm)	M _{travé} (KNm)	M _{appui} (KNm)	M _{appui} (KNm)	M _{appui} (KNm)
Poutre Secondaires	75,98	-123,03	55,43	- 89,80	- 105,91	- 79,18

➤ Les Armatures Longitudinales :

b = 30 cm , h = 40 cm , d = 37 cm .

❖ En Travée :

* E.L.U : Combinaison (1,35 G + 1,5 Q).

NIVEAU	M _u (KN.m)	μ	μ _t	α	β	A _{cal} (cm ²)
Poutre Secondaires	75,98	0,130	0,392	0,175	0,930	6,34

* E.L.S : Combinaison (G + Q).

NIVEAU	α	M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	γ	$\bar{\alpha}$	condition
Poutre Secondaires	0,175	75,98	55,43	1,37	0,435	C.V

Tableau récapitulatif :

NIVEAU	A _{cal} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A _{BAEL} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
Poutre Secondaires	6,34	1,2	6	1,34	6,34	6 T 12 = 6,79

❖ Sur Appuis :

- *Nappe supérieure* :

* E.L.U : Combinaison (1,35 G + 1,5 Q).

Niveau	M_u (KN.m)	μ	μ_t	α	β	A_{cal} (cm ²)
RDC÷2 ^{ère}	-123,03	0,210	0,392	0,298	0,880	10,85

* E.L.S : Combinaison (G + Q).

NIVEAU	α	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	$\frac{-}{\alpha}$	Condition
RDC÷2 ^{ère}	0,298	-123,03	-89,80	1,37	0,435	C.V

* LA COMBINAISON (G + Q + E).

Niveau	M_u (KN.m)	μ	μ_t	α	β	A_{cal} (cm ²)
RDC÷2 ^{ère}	- 105,91	0,181	0,392	0,253	0,898	9,15

Tableau récapitulatif :

NIVEAU	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
RDC÷2 ^{ère}	10,85	1,2	3	1,34	10,85	6T16 = 12,06

- *Nappe inférieure* :

* LA COMBINAISON (0,8 G ± E).

Niveau	M_u (KN.m)	μ	μ_t	α	β	A_{cal} (cm ²)
RDC÷2 ^{ère}	- 79,18	0,135	0,392	0,183	0,926	6,01

Tableau récapitulatif :

NIVEAU	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
RDC÷2 ^{ère}	6,01	1,2	3	1,34	6,01	3 T 16 = 6,03

État Limite De Déformation : BAEL91 (B.6.5.1) page 155.

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les condition suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{500} = 0,088 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots C.v$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_o} \Rightarrow \frac{40}{500} = 0,088 > \frac{0,85M_o}{10.M_o} = 0,085 \dots\dots\dots C.v$
- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,03}{30.37} = 0,0054 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots C.v$

■ Vérification De La Contrainte De Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1,1) page51.

$$T_{max}^u = 156250 \text{ N.}$$

$$\tau_u = \frac{156250}{300 \times 370} = 1,407 \text{ MPa}$$

La fissuration peu nuisible, donc ;

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c,j}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \dots\dots \text{Fissuration peu nuisible (B.A.E.L91.Art A 5.1,211) page 53.}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{u,max} = 1,407 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (C, V)$$

■ Les Armatures Transversales :

* **Le diamètre :** BAEL91 (art A.7.2,2) page 87.

$$\phi_t \leq \min (h / 35 ; \phi_l ; b / 10)$$

$$\phi_t \leq \min (400 / 35 ; 16 ; 300 / 10) = 11,42 \text{ mm.}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 10 \text{ mm}$, de nuance FeE235.

* **Espacement :**

D'après **BAEL 91** (art A.5.1, 22)page 53:

$$S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 33,3 \text{ cm.}$$

D'après **RPA 99/version 2003** (art 7.5.2, 2) page 53 :

- dans la zone nodale : $S_t \leq \min (h / 4 ; 12\phi_l ; 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm.}$

- dans la zone courante : $S_t \leq h / 2 = 20 \text{ cm.}$

Alors on prend ; * $S_t = 10 \text{ cm}$ zone nodale.

* $S_t' = 15 \text{ cm}$ zone courante.

Finalement : $S_t \leq \min (S_{t\text{BAEL}}, S_{t\text{RPA}})$

- Dans la Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$.
- Dans la Zone courante: $S_t = 15 \text{ cm}$.

Avec : $L' = 2h = 80 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

■ La section de ferrailage transversal :

D'après **BAEL 91** (Art. A.5.1, 22):.....(Page 53-55)

$$A_t \geq 0,4.b.\frac{S_t}{f_e}$$

$$A_t \geq 0,4 \times 30 \times \frac{15}{235} = 0,76 \Rightarrow A_t \geq 0,76 \text{ cm}^2$$

D'après **RPA 99/version 2003** (A7.5.2.2)...... page53.

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2.$$

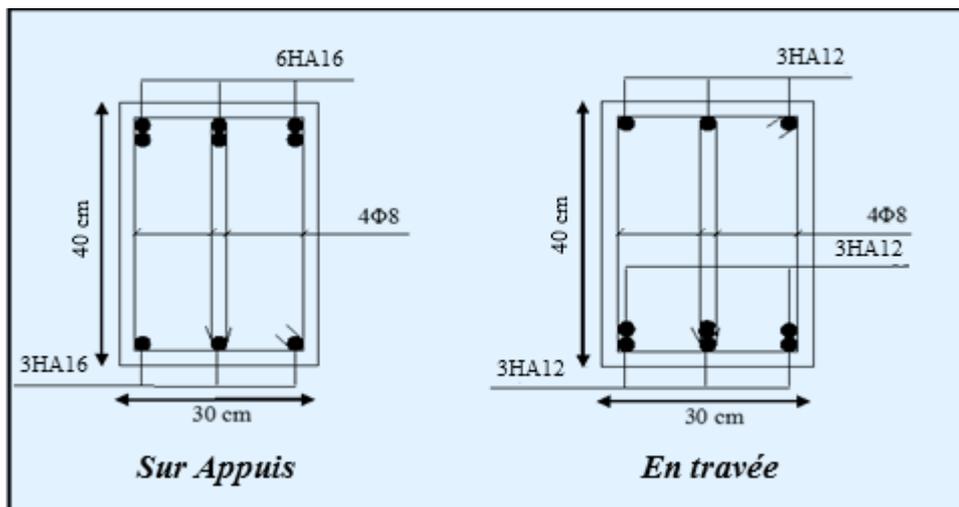
$$A_t \geq \max (A_t^{\text{BAEL}}; A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}}$$

Soit : $A_t = 3\phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2$.

➤ **Longueur de recouvrement :**

D'après le **RPA 99/version 2003** (page 52) ; la longueur minimale de recouvrement dans la zone IIa est de 40ϕ .

❖ **PRESENTATION DU FERRAILLAGE :**



FERRAILLAGE DU POUTRES SECONDAIRES

V.5) FERRAILLAGE DES VOILES :

INTRODUCTION :

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces derniers sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrailé en flexion composé et nécessiteront une disposition du ferrailage suivant :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

Ferrailage des trumeaux :

Puisque les trumeaux seront calculés en flexion composé avec effort tranchant, moyennant la satisfaction des conditions de dimensionnement dictées par le RPA99 (A7.7.1) et la disposition des voiles de contreventement dans les deux directions orthogonales, le calcul des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen, si la deuxième condition n'est pas respectée (la disposition des voiles dans les deux direction orthogonales), il y a lieu de faire de calcul de vérification dans les deux directions , le calcul dans la deuxième direction (direction orthogonale à la direction du plan moyen), le calcul se fera dans ce cas pour des bandes verticales de largeur « d » égale à :

$$D \leq \text{Min} \left(\frac{h_c}{2}, \frac{2L'}{3} \right)$$

Avec :

- L' : longueur de la zone comprimée.
- h_c : hauteur entre nus de plancher du trumeau considéré.

V .5.1) TYPES D'ARMATURES :

A/ Armatures Verticales :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

- **Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toutes la zone tendue est de 0,2%**

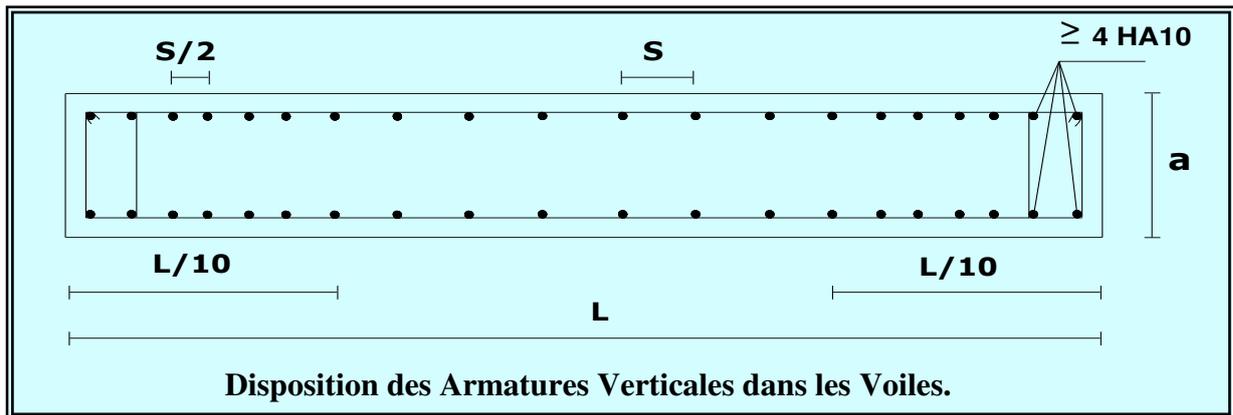
Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,2% de la section horizontale du béton tendue.

Si les efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieur.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction seulement par recouvrement).

A chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à 15 cm.



Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées aux cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

B/ Armatures Horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur de 10Φ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

* Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :

- ❖ Globalement dans la section du voile 0,15 %
- ❖ En zone courante 0,10 %

- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des valeurs suivantes :

$$S_v \leq 1,5 a \quad , \quad S_v \leq \min(30 \text{ cm} ; 1,5 a) \quad \text{Avec } a : \text{l'épaisseur du voile.}$$

$$S_h \leq 30 \text{ cm}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle 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 égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec : } V = 1,4 \cdot V_{\text{calculé}}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

C/ Armatures Transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre eux avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assuré leur stabilité, lors du coulage du béton.

V .5.3) CALCUL DE LA SECTION D'ARMATURE (Ferrailage verticale) :

• **Ferrailage Verticale :**

* **Type de section qu'on peut 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).

* **Etapes de calcul :**

Détermination de la nature de la section :

- Calcul des dimensions du noyau central pour les sections rectangulaires c'est : $(\frac{h}{6})$.
- Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment a l'effort normal $(e = \frac{M}{N})$.

* **Calcul des sections suivant leurs natures :**

➤ **Section entièrement tendue :** on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

$$a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e$$

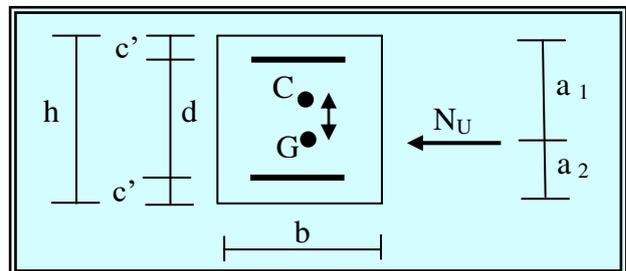
Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A \cdot \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A \cdot \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$



* **Remarque :**

Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

➤ **Section entièrement comprimée :** La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.

- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec : } \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\text{‰}$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

-Si: $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par :

$$A = 0 \quad ; \quad A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'} \quad \text{Avec : } \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

* **Section partiellement comprimée :** la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

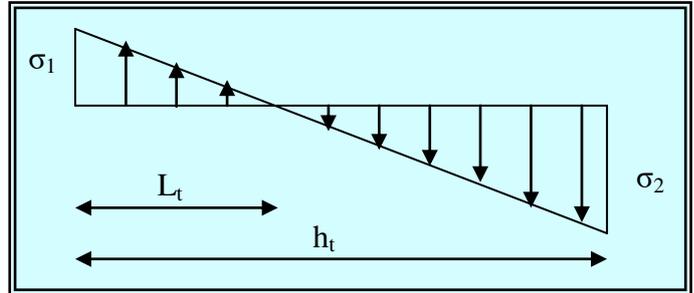
$$A = A'_f \quad , \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

➤ Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M \times v}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{v \times M}{I}$$

Pour les voiles pleins



- 1^{ere} cas (S.P.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \leq 0 \Rightarrow l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$

- 2^{eme} cas (S.E.T) : $\sigma_1 \leq 0$; $\sigma_2 \leq 0 \Rightarrow l_t = h$.

- 3^{eme} cas (S.E.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \geq 0 \Rightarrow l_t = 0$

- * $A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002.a.l_t$

- * $A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015.a.h$

- * $A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001.a.h$ (en zone courante)

V.5.4) CHOIX DE COMBINAISONS D’ACTIONS POUR LES ARMATURES VERTICALES :

Le ferrailage se fera calculer en flexion composées sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

- * $N = 0,8 N_G \pm N_E$

- * $M = 0,8 M_G \pm M_E$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- * $N = N_G + N_Q \pm N_E$

- * $M = M_G + M_Q \pm M_E$

Exemple de Calcul :

- Soit le voile " V_{tA} " on prend le niveau de base
 $h = 3,10 \text{ m}$; $c = 3 \text{ cm}$; $d = 3,07 \text{ m}$; $a = 0,15 \text{ m}$

M_{\max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	T(KN)
2228,627	1310,426	918,553

a)- Avec Combinaison (G+Q±Ey) :

$$M = 2228627,9 \text{ N.m}$$

$$N = 1310426 \text{ N.}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2228627,9}{1310426} = 1,70068 \text{ m}$$

$$M_A = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 2228627,9 + 1310426 (3,07 - 1,55) = 4220475,42 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$A = (0.337 \times 310 - 0.81 \times 3) 15 \times 310 \times 14.2$$

$$A = 6737,701 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_a$$

$$B = 1310,426 (3,07 - 0.03) - 4220,75 = - 243,054 \text{ KN.m}$$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

b)-Vérification de flambement

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20 \times e}{h} = \frac{20 \times 1,70}{2.3} = 14,78 \text{ m}^2$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3,10}{3,10} = 0.5 \rightarrow \frac{l_f}{h} = 0.5 < 15 \dots \dots \dots (c.v)$$

c)- Calcul de ferrailage :

- Calcul des armatures à la flexion simple :

$$M_A = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 4220,47 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{4220,47 \times 10^3}{18.5 \times 15 \times 307^2} = 0,161 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 0,222$$

$$\beta = 0,911$$

Donc $A'_f = 0$

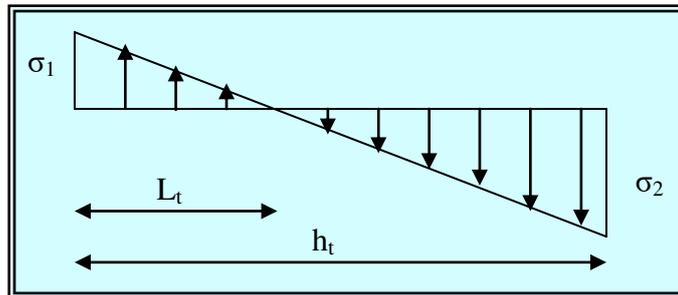
$$A_f = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{4220,47 \times 10^3}{400 \times 0,911 \times 307} = 37,72 \text{ cm}^2$$

• **Calcul des armatures à la flexion composée :**

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s} = 37,72 - \frac{1310,42 \times 10^3}{100 \times 400} = 4,95 \text{ cm}^2$$

d)- Les Armatures Verticales Minimales de (RPA 99) :

-D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de **Navier Bernoulli** :



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1310,42 \times 10^3}{150 \times 3100} + \frac{6 \times 2228,62 \times 10^6}{150 \times (3100)^2} = 12,094 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1310,42 \times 10^3}{150 \times 3100} - \frac{6 \times 2228,62 \times 10^6}{150 \times (3100)^2} = -6,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 1,078 \text{ m}$$

Alors $A_{min}^{RPA} = 0,002 \times L_t \times a = 3,234 \text{ cm}^2$

e).Le pourcentage minimum d'armatures verticales :

Globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1).....(page 61)

$$A_{min}^g = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 15 \times 310 = 6,97 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

* Dans la zone tendue : $A = \max(A_{cal}, A_{min}^{RPA}) = (4,75 \div 6,97)$

Alors on prend $A = 6,97 \text{ cm}^2$

* En zone courante : $h' = h - 2l_t > 0$

$$A_{min2} = 0,001 \cdot b \cdot h' = 0,001 \times 15 \times (94,4) = 1,416 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = 2 A_{tendu} + A_c > A_{min}^g$$

$$A_{tot} = 2 \times 6,97 + 4,95 = 18,69 \text{ cm}^2 > A_{min}^g = 6,97 \text{ cm}^2$$

* **Espacement :**

Selon (RPA 99 version 2003) : $S \leq \min (1,5 a ; 30 \text{ cm}) = \min (22,5 ; 30) \text{ cm} = 22,5 \text{ cm}.$

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

Dans la zone de $h/10$: $D = \frac{S}{2} = 10 \text{ cm}.$

Soit : $D = 10 \text{ cm}.$

Les espacements suivant le (BAEL) sont négligés par rapport ceux donnés par le RPA99.

- **Choix d'armature :**

$$A_{\text{nappe } 1}^t = A_{\text{nappe } 2}^t = \frac{A_{\text{adop}}}{2} = \frac{18,69}{2} = 9,34 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $A_{\text{nappe } 1} = 2 \text{ T } 12 + 15 \text{ T } 10 = 16,30 \text{ cm}^2.$

$$A_{\text{nappe } 2} = 2 \text{ T } 12 + 15 \text{ T } 10 = 16,30 \text{ cm}^2.$$

Vérification de contrainte de cisaillement :

$$\bar{\tau} = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 V_{\text{calcul}}}{a \times (0,9 \times h)} = \frac{1,4 \times 918553}{150 \times (0,9 \times 3100)} = 3,07 < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots (c.v)$$

Avec :

a : épaisseur du voile.

d : hauteur utile = 0,9 h.

h : longueur totale de la section tout (h= 310 cm).

c)- Armatures Horizontales :

- Pourcentage minimal : Selon le R.P.A 99/Version 2003 (page61).

$$A_h^{\text{min}} = 0,0015 \times a \times h \text{ (Globalement dans le voile).}$$

$$A_h^{\text{min}} = 0,0015 \times 15 \times 100 = 2,25 \text{ cm}^2.$$

En zone courante :

$$A_h^{\text{min}} = 0,001 \times 15 \times 100 = 1,5 \text{ cm}^2.$$

Donc on prend : $A_h = 6 \phi 8 = 3,02 \text{ cm}^2.$

e)-Les Armatures Transversales : (armatures perpendiculaires aus face du mur)

-D'après les RPA 99 version 2003 (page 61) qui donne 4 épingles à chaque 1m ; Soit 4 épingles de $\phi 6$.

V.5.5) VERIFICATION DE CONTRAINTES DE COMPRESSION : (à la base du refend)

Il faut que : $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5 MPa$.

Cette combinaison donne le cas le plus défavorable ou l'effort normal « N » est très importante.

Navier Barnoulli :

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2}$$

Exemple de calcul :

* Soit le voile " V_{tA} " au niveau de base.

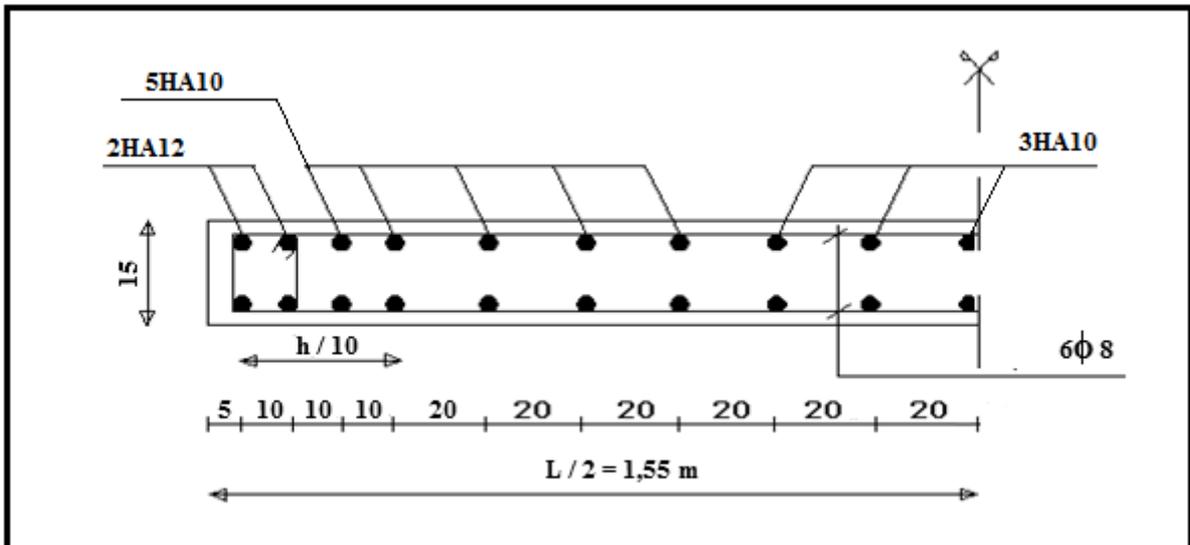
N = 1310,426 KN.

M = 2228,6279 KN.m.

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1310,426 \times 10^3}{150 \times 3100} + \frac{6 \times 2228,627 \times 10^6}{150 \times 3100^2} = 12,09 MPa$$

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = 12,09 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5 MPa \dots\dots\dots (c.v)$$

❖ **PRESENTATION DU FERRAILLAGE :**



Coupe de ferrailage du voile.

IV/ETUDE DYNAMIQUE**IV.1. Etude sismique :****IV.1.1.Introduction :**

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint. La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.1.2.Méthode de calcul : RPA99 (Art. 4.1.1)

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- la méthode statique équivalente ;
- la méthode d'analyse modale spectrale ;
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.1.2.1. Méthode statique équivalente :**IV.1.2.1.1. Définition :**

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

IV.1.2.1.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes

Zone I :

- tous groupes

Zone IIa :

- groupe d'usage 3
- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m

Zone IIb et III :

- groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

IV.1.2.2. Les Méthodes Dynamiques :**IV.1.2.2.1. La méthode d'analyse modale spectrale :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.1.2.2.2. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Remarque:

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99/version 2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul sismique se fera par **la méthode d'analyse modale spectrale**.

IV.1.3. Classification de l'ouvrage : Selon les RPA99 / Version 2003

- Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de donc en zone IIa.
- Notre bâtiment est à usage d'habitation collective donc classé dans le Groupe 2.
- Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

IV.1.4. Méthode d'analyse modale spectrale : (RPA99, version article 4.3)

IV.1.4.1. Principe :

Par cette méthode, 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.

IV.1.4.2. Description du logiciel ROBOT VERSION 2014 :

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de modéliser les structures, les calculer, de vérifier les résultats obtenus, de dimensionner les éléments spécifiques de la structure. La dernière étape générée par Robot est la création de la documentation écrite et graphique pour la structure calculée.

IV.1.4.3. Buts de l'analyse dynamique :

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Détermination des modes et les périodes propres.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie des surcharges d'exploitation Q ($\beta = 0,2$)

IV.1.4.4. Modélisation :

Nous avons considéré pour notre modélisation, un modèle tridimensionnel encasté à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical)

IV.1.4.5. Spectre de réponse de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul comme il est indiqué dans l'article : 4.3.3 du RPA 99 / version 2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} \text{Cas1 : } 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ \text{Cas2 : } 2.5\eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ \text{Cas3 : } 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ \text{Cas4 : } 2.5\eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{Si } T \geq 3.0 s \end{cases}$$

Avec :

S_a / g : Accélération spectrale

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : est donnée par le **tableau 4.2 du RPA99**

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage dense :

Donc $\xi = 7\%$ $\implies \eta = \sqrt{\frac{7}{9}} = 0.88 > 0.7$

R : coefficient de comportement de la structure donnée par le **tableau 4.3 du RPA99**, en fonction de système de contreventement.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. Q : facteur de qualité.

IV.1.5. Représentations des résultats de la méthode modale spectrale et interprétations:

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.

1^{er} disposition :

La structure initiale est présentée dans la figure suivante :

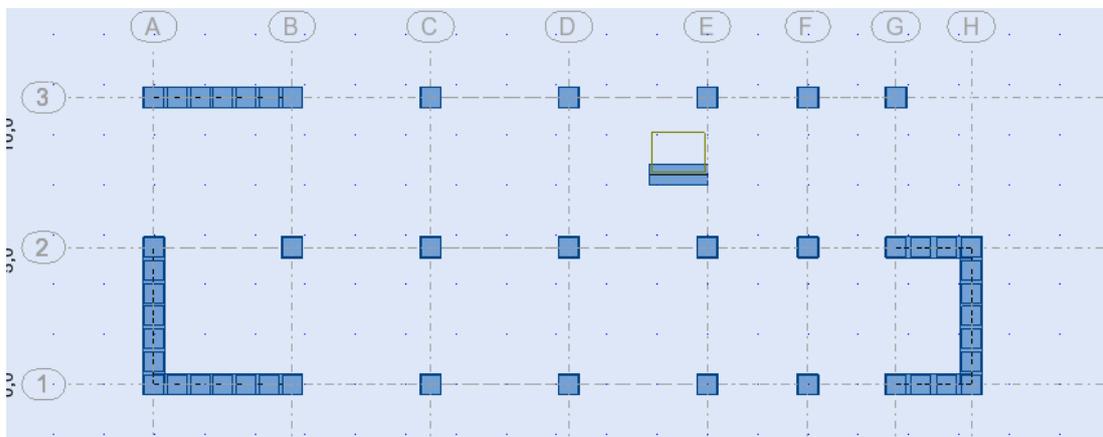


Figure. IV.1.1 : Disposition des voiles (1^{er} variante).

Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous.

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
4/ 1	0,60	45,62	19,37	45,62	19,37
4/ 2	0,50	64,47	69,96	18,85	50,59
4/ 3	0,34	67,59	70,05	3,12	0,09
4/ 4	0,29	67,61	70,08	0,02	0,03
4/ 5	0,28	67,61	70,38	0,01	0,31
4/ 6	0,27	67,61	70,39	0,00	0,00
4/ 7	0,26	67,62	70,42	0,00	0,03
4/ 8	0,25	67,62	70,42	0,00	0,00
4/ 9	0,25	67,62	70,43	0,00	0,01
4/ 10	0,25	67,62	70,43	0,00	0,00

Tableau IV.1.1 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle (1^{er} variante).

Interprétation des résultats :

On constate qu'il faut 8 modes pour atteindre plus de 90% de participation des masses modales exigée par le **RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a**

- le 1^{er} mode est un mode translation selon l'axe X avec 45,62% de participation de masse modale.
- le 2^{ème} mode est un mode translation selon l'axe Y avec 50,59% de participation de masse modale.
- le 3^{ème} mode est mode torsion.
- on constate que la majorité des modes sont indépendants (les modes de translation couplés avec la torsion)
- la période fondamentale $T_x=0,60$ s.
- Il faut 20 modes pour assurer les 90% de participation de masses modales.

• Conclusion

L'analyse modale de notre structure nous a permis de conclure la présence d'une instabilité de cette dernière et ce vu la présence des modes de torsion.

2^{ème} disposition :

On propose une autre fois de change la section du poteau on prend (50x60) cm² et l'emplacement de certains voiles pour améliorer le comportement de la structure en particulier vis-à-vis de la torsion, les résultats obtenus avec la nouvelle conception sont les suivants :

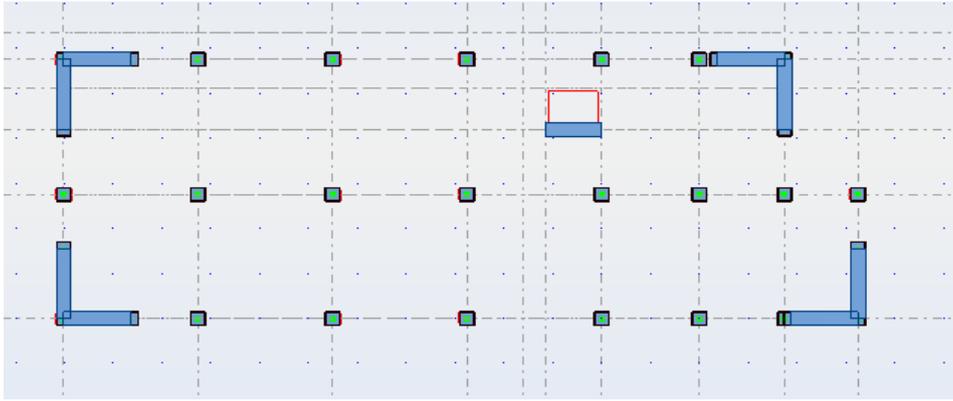


Figure. IV.1.3 : Disposition des voiles (2^{ème} variante).

Après le calcul on obtient les résultats suivants :

Cas/Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
5/ 1	0.64	70.47	0.01	70.47	0.01
5/ 2	0.56	0.01	70.63	70.48	70.64
5/ 3	0.46	0.13	1.22	70.61	71.86
5/ 4	0.20	16.27	0.23	86.88	72.09
5/ 5	0.19	0.34	14.81	87.22	86.90
5/ 6	0.17	0.05	0.10	87.27	86.99
5/ 7	0.16	0.00	0.64	87.27	87.64
5/ 8	0.16	0.33	0.01	87.60	87.65
5/ 9	0.16	0.01	0.01	91,72	87.66
5/ 10	0.15	0.00	0.00	91,76	91,76

Tableau IV.1.3 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle (2^{ème} variante).

Les modes propres :

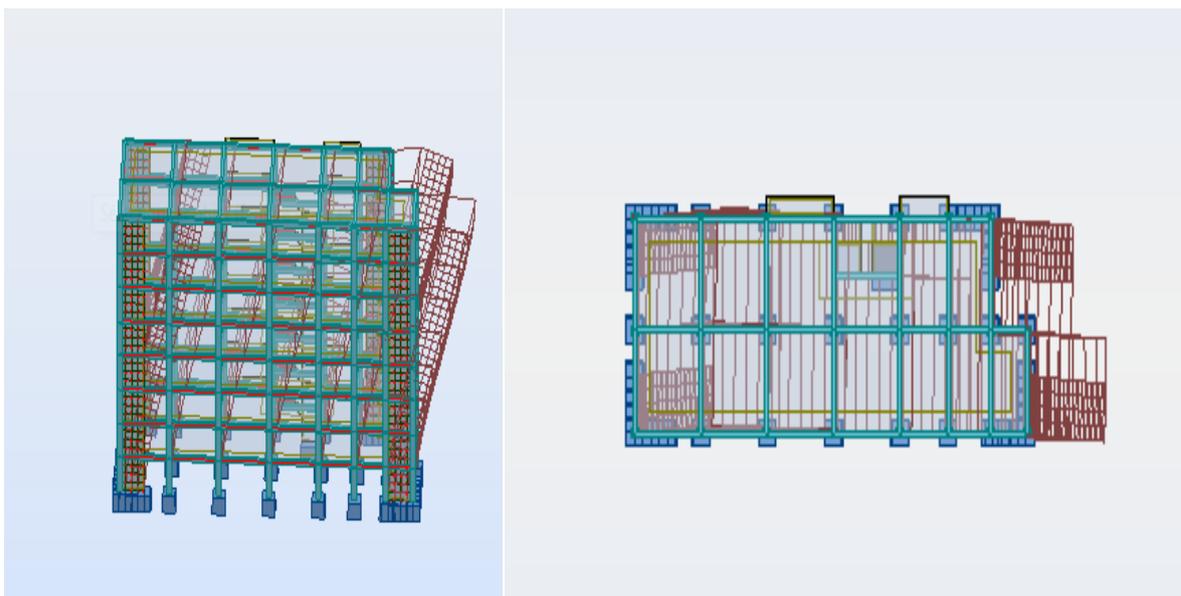


Figure. V.1.4 : Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (2^{ème} variante).

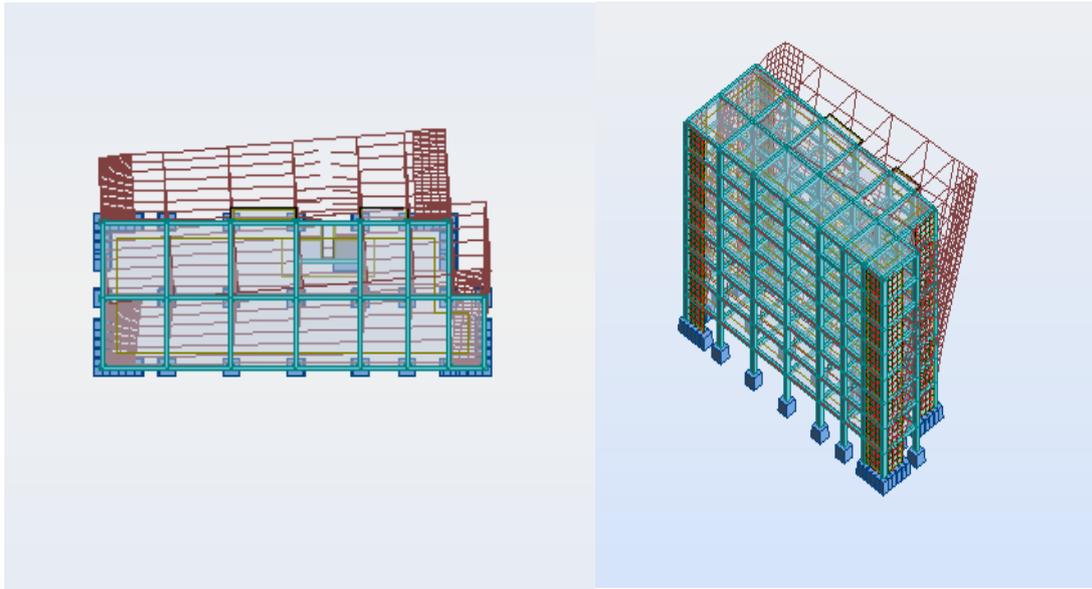


Figure. IV.1.5 : Deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan(2^{ème} variante).

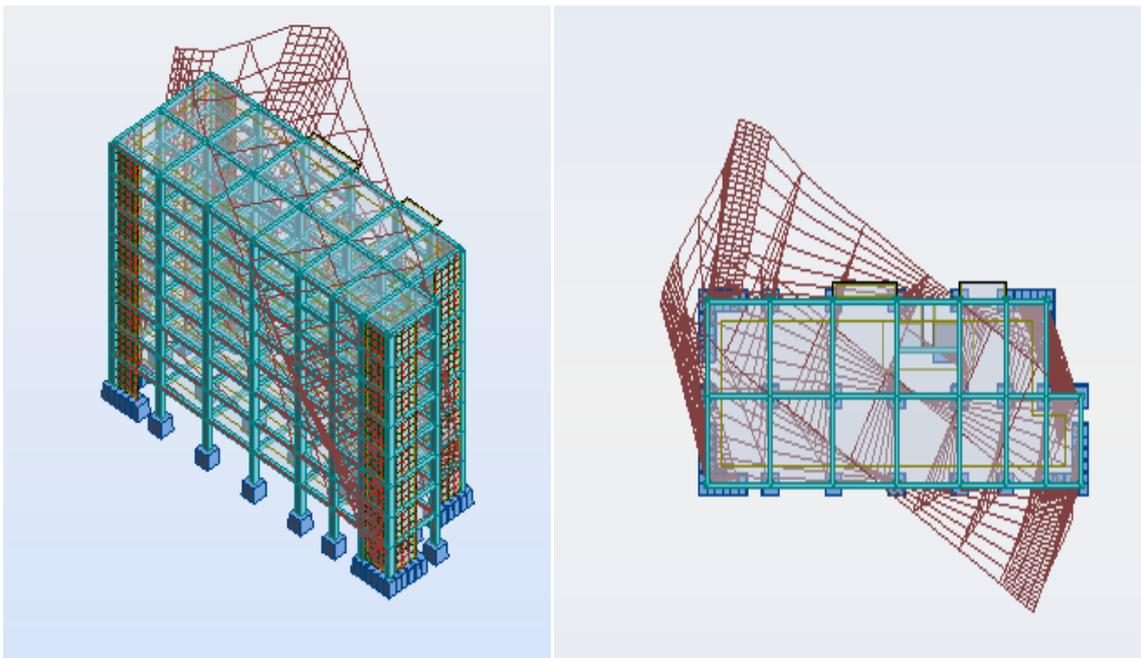


Figure. IV.1.6 : Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (2^{ème} variante).

Interprétation des résultats :

On constate qu'il faut 9 modes pour atteindre plus de 90% de participation des masses modales exigée par le **RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a**

- le 1^{er} mode est un mode translation selon l'axe X avec 70,47% de participation de masse modale.

- le 2^{ème} mode est un mode translation selon l'axe Y avec 70,63% de participation de masse modale.
- le 3^{ème} mode est mode torsion pure.
- la période fondamentale $T_x=0,64$ s.
- Il faut 9 modes pour assurer les 90% de participation de masses modales.

IV.1.6. Vérification du système de contreventement :

- Selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) :

Le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portique, dans ce système de contreventement :

- 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.

FX [KN]	FX sur les poteaux [KN]	FY [KN]	FY sur les poteaux [KN]	FZ [KN]	FZ sur les voiles [KN]
2110.86	742.77	2205.77	604.99	34051.91	6003.26

Tableau .IV.1.4 : Les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.

- Justification selon RPA 99-v2003 (Art : 3.4.4a) :

$$\frac{F_z \text{Voile}}{F_z \text{Totale}} = \frac{6003.26}{34051.91} = 17.63\% \leq 20\% \Rightarrow (\text{Condition Vérifiée})$$

$$\frac{F_x \text{Poteau}}{F_x \text{Totale}} = \frac{742.77}{2110.86} = 35.19\% > 25\% \Rightarrow (\text{Condition Vérifiée})$$

$$\frac{F_y \text{Poteau}}{F_y \text{Totale}} = \frac{604.99}{2205.77} = 27.42\% > 25\% \Rightarrow (\text{Condition Vérifiée})$$

Les conditions de l'interaction portique-voile est vérifiées donc la structure est à contreventement **Mixte** et le facteur de comportement est égal à 5.

IV.1.7. Calcul des actions sismiques selon Méthode Statique Equivalente :

- L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule:

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

- **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 :

En fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment Dans notre cas, on est dans une Zone de type IIa et un Groupe d'usage 2.

Tableau 4.1. : coefficient d'accélération de zone A.

Groupe d'usage	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Nous trouverons : **A = 0.15**

- **η : facteur de correction d'amortissement** (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : est donnée par le **tableau4.2 du RPA99**

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage dense :

Donc : $\xi = 7\%$ $\implies \eta = \sqrt{\frac{7}{9}} = 0.88 > 0.7$

• **Vérification de la période :**

La formule empirique donnant la période fondamentale est donnée par la formule suivante:

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4} \text{ (Formule 4.6 du RPA)}$$

h_N : hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 24,48 \text{ m.}$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 (RPA 99) p31.

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (24,48)^{3/4} = 0,55 \text{ s.}$$

D'autre part on a :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

D : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$T_x = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0,09 \times 24,48}{\sqrt{32,8}} = 0,38 \text{ sec}$$

$$T_x = \min(0,55 \text{ s}; 0,38 \text{ s}) = 0,38 \text{ s}$$

$$T_y = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0,09 \times 24,8}{\sqrt{11,8}} = 0,65 \text{ sec}$$

$$T_y = \min(0,55 \text{ s}; 0,65 \text{ s}) = 0,55 \text{ s}$$

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux Valeurs, d'où

▪ **Sens (Y- Y) :**

$$\frac{T_{y(dyn)}}{T_{y(stat)}} = \frac{0,56}{0,55} = 1,01 < 1,3 \quad T_{y(dyn)} = 0,845 \text{ sec}$$

▪ **Sens (X- X) :**

$$\frac{T_{x(dyn)}}{T_{x(stat)}} = \frac{0,64}{0,38} = 1,68 > 1,3 \quad T_{x(dyn)} = 0,702 \text{ sec}$$

$$T_{dyn} > 1,3 T_{stat} \text{ donc } T = 1,3 T_{stat} \text{ donc } T_x = 0,494$$

- **R : coefficient de comportement de la structure**, donné par le tableau 4.3 (RPA99) Pour une structure mixte portiques voiles avec interaction $\Rightarrow R=5$.

- **Q : Le facteur de qualité**

Sa valeur est déterminé par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

Tableau 4.4 : valeurs des pénalités P_q

Critère de qualité "q"	Pq
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05 (N/Observé)
2- Redondance en plan	0.05 (N/Observé)
3 - Régularité en plan	0.05 (N/Observé)
4 - Régularité en élévation	0 (Observé)
5 - Contrôle de la qualité des matériaux	0 (/observé)
6 - Contrôle de la qualité de l'exécution	0 (/observé)
Valeur de Q	1.1

Donc : **Q=1.1**

- **W : poids total de la structure**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \text{ (formule 4-5 R.P.A2003)}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5 du RPA99 version 2003).

Pour un bâtiment d'habitation : **$\beta = 0,20$**

Etage	Masse (t)
RDC	289.36
1	289.36
2	289.36
3	289.36
4	289.36
5	279.03
6	279.03
7	297.69
Σ	2302.55

Tableau .IV.1.5 : Le poids de la structure.

Donc : **$W = \sum w_i = 2302.55 \text{ t}$**

- **D** : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots T \geq 3.00s \end{cases}$$

Avec $T_1 ; T_2$: période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003, (site meuble S3) :

$T_1(S3) = 0.15 \text{ sec}$

$T_2(S3) = 0.5 \text{ sec}$

Alors la facture d'amplification dynamique moyenne :

- **Sens longitudinal** : $T_x = 0.494 \text{ s}$ ($T_x \leq T_2$)
- **Sens transversal** : $T_y = 0.56 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_y \leq 3,0$)

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.882 = 2.2 \\ D_y = 2.5 \times 0.882 \times (0.50/0.56)^{2/3} = 2,03 \end{cases}$$

Résumé des résultats :

	A	D	R	Q	W(t)	V _{st} (t)	V _{dny} (t)	0,8V	condition
Sens longitudinal	0.15	2.2	5	1.1	2302.55	167,16	211,086	133,73	C.V
Sens transversal	0.15	2,03	5	1.1	2302.55	154,24	220,577	123,39	C.V

Tableau .IV.1.6 : Les résultats des forces sismiques.

IV.1.7.1. L'effort sismique a la base V_T :

IV.1.7.2. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques a' la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (art.4.2.5.RPA99_V2003)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivant :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Si } T > 0.7 \text{ sec} & F_t = 0.07 \times T \times V \\ \text{Si } T \leq 0.7 \text{ sec} & F_t = 0 \end{array} \right.$$

F_i : Les forces sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivant :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum (W_j \times h_j)}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i.

h_i : Niveau du plancher ou s'exerce la force i.

h_j : Niveau du plancher quelconque i.

W_i, W_j : Poids revenant

Sens X:

Cas/Etage	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
5/ 1	2110,86	742,77	1368,10
5/ 2	2069,03	485,24	1583,79
5/ 3	1955,79	569,56	1386,23
5/ 4	1781,13	601,97	1179,16
5/ 5	1563,26	594,43	968,83
5/ 6	1299,16	558,53	740,64
5/ 7	957,95	466,98	490,97
5/ 8	506,17	523,84	-17,67

Tableau .IV.1.7 : Distribution des efforts tranchants et des forces sismiques (X-X) au niveau de chaque étage

Sens Y:

Cas/Etage	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
6/ 1	2205,77	604,99	1600,79
6/ 2	2163,97	489,71	1674,26
6/ 3	2049,37	582,53	1466,84
6/ 4	1867,59	611,11	1256,49
6/ 5	1634,17	594,44	1039,73
6/ 6	1348,22	545,86	802,36
6/ 7	985,02	453,89	531,13
6/ 8	517,18	465,31	51,88

Tableau .IV.1.8 : Distribution des efforts tranchants et des forces sismiques (Y-Y) au niveau de chaque étage

IV.1.7.3.Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

δ_k : Déplacement Horizontal à chaque niveau < k > de la structure.

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique Fi.

R : coefficient de comportement (R= 5).

Δ_K :Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

(L'article 5.10)du RPA99/version2003 :

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que : $\Delta_K \leq 0.01 \times h_e$.

Avec :

h_e: étant la hauteur de l'étage considéré.

$$\Delta_K \leq \Delta_{adm}$$

Δ_{adm} : Déplacement admissible (égale à (1%h_e= 0,01 h_e).

- Sens Longitudinal:

Etage	$\delta_K = dr U_x$ [cm]	$\Delta_{adm} = 1\% h_e$ [cm]	$\delta_K < \Delta_{adm}$
RDC	0.3	3.06	CV
1	0.7	3.06	CV
2	0.9	3.06	CV
3	1	3.06	CV
4	1.1	3.06	CV
5	1	3.06	CV
6	1	3.06	CV
7	0.9	3.06	CV

Tableau .IV.1.7 : Les Déplacements Dus aux Force Sismiques au sens (XX).

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{RDC :} \\ \text{Etage courant :} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \Delta_{adm} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306\text{m} = 3.06\text{cm} \\ \Delta_{adm} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306\text{m} = 3.06\text{cm} \end{array} \right.$$

- Sens Transversal:

Etage	$\delta_K = dr U_y$ [cm]	$\Delta_{adm} = 1\% h_e$ [cm]	$\delta_K < \Delta_{adm}$
RDC	0.3	3.06	CV
1	0.7	3.06	CV
2	0.8	3.06	CV
3	0.9	3.06	CV
4	0.9	3.06	CV
5	0.9	3.06	CV
6	0.8	3.06	CV
7	0.7	3.06	CV

Tableau .IV.1.8 : Les Déplacements Dus aux Force Sismiques au sens (YY).

Donc : Les Déplacements Relatifs inter-étages sont Vérifiés et par conséquent le critère de justification de la Sécurité de (**Article : 5.10**) du RPA99-v2003 set **Vérifié**.

IV.1.7.4.Vérification vis-à-vis De L'effet P-Δ:RPA99-v2003 (Art:5.9) (Page : 63).

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

- P_k**: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k.
- Δ_k**: Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.
- V_k**: Effort tranchant d'étage au niveau k.
- h_k**: Hauteur de l'étage k

Sens Longitudinal :

Etage	W(t)	P _k (t)	Δ _k (m)	V _x (t)	h _k (m)	Θ	<0.1
RDC	289.36	289.36	0.003	211,086	3,06	0.0005	C.V
1	289.36	578,72	0.007	206,903	3,06	0.001	C.V
2	289.36	868,08	0.009	195,579	3,06	0.002	C.V
3	289.36	1157,44	0.01	178,113	3,06	0.006	C.V
4	289.36	1446,8	0.011	156,326	3,06	0.009	C.V
5	279.03	1725,8	0.01	129,916	3,06	0.013	C.V
6	279.03	2004,86	0.01	95,795	3,06	0.010	C.V
7	297.69	2302,55	0.009	50,617	3,06	0.021	C.V

Tableau .IV.1.10 : Vérification a L'effet (P-Δ) (Sens longitudinal).

Sens Transversal :

Etage	W(t)	P _k (t)	Δ _k (m)	V _y (t)	h _k (m)	Θ	<0.1
RDC	289.36	289.36	0.003	220,577	3,06	0.015	C.V
1	289.36	578,72	0.007	216,397	3,06	0.019	C.V
2	289.36	868,08	0.008	204,937	3,06	0.024	C.V
3	289.36	1157,44	0.009	186,759	3,06	0.026	C.V
4	289.36	1446,8	0.009	163,417	3,06	0.029	C.V
5	279.03	1725,8	0.009	134,822	3,06	0.026	C.V
6	279.03	2004,86	0.008	98,502	3,06	0.027	C.V
7	297.69	2302,55	0.007	51,718	3,06	0.013	C.V

Tableau .IV.1.10 : Vérification a L'effet (P-Δ) (Sens Transversal).

Alors : $\theta_k \leq 0.1$

Donc : L'effet (P-Δ) est négligeable pour les deux directions.

IV.1.7.5.Vérification au Renversement:

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante : $\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L / 2$$

- W : le poids total de la structure.
- L : Dimension de la structure (Largeur Ou Longueur). L=20.05m.

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

- **Sens Longitudinal:**

$$M_s = W \times L / 2 = 23025,5 \times 32,8 / 2 = 377618,2 \text{ KN.m}$$

Etage	F_i	h_i [m]	$F_i \times h_i$
RDC	2110,86	3.06	6459,23
1	2069,03	6.12	12662,46
2	1955,79	9.18	17954,15
3	1781,13	12.24	21801,03
4	1563,26	15.3	23917,87
5	1299,16	18.36	23852,57
6	957,95	21.42	20519,28
7	506,17	24.48	12391,04
$M_{rx} = \sum F_i \times h_i =$			139557,63

Tableau .IV.1.12 : Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens (XX).

Vérifications : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{377618,2}{139557,63} = 2,7 > 1.5 \Rightarrow (C.V)$

- **Sens Transversal:**

$$M_s = W \times L / 2 = 23025,5 \times 11.8 / 2 = 225850,45 \text{ KN.m}$$

Etage	F_i	h_i [m]	$F_i \times h_i$
RDC	2205,77	3.06	6749,65
1	2163,97	6.12	13243,49
2	2049,37	9.18	18813,21
3	1867,59	12.24	22859,30
4	1634,17	15.3	25002,80
5	1348,22	18.36	24753,31
6	985,02	21.42	21099,12
7	517,18	24.48	12660,56
$M_{rx} = \sum F_i \times h_i =$			145181,44

Tableau .IV.1.12 : Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens (XX).

- Vérifications : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{225850,45}{14511,44} = 1,56 > 1.5 \Rightarrow (C.V)$

Donc : La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

IV.1.7.6. Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure:

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 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 les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} ; Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : masse de l'élément considéré.

X_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y) .

Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y) .

- **Position du centre de masse :**

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.

1) 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.

2) 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 :

c) Excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant:

$$e_y = |y_{cm} - y_{ct}|$$

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

e_x : Excentricité théorique suivant x.

e_y : Excentricité théorique suivant y.

d) L'excentricité accidentelle : RPA99-v2003 (Art : 4.3.7)

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L'étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Sens X-X :

$$e_{ax} = 0.05 L_x \text{ avec } :L_x= 32.50 \text{ m} \implies e_{ax} = 1.3 \text{ m}$$

Sens Y-Y :

$$e_{ay} = 0.05 L_y \text{ avec } :L_y= 11.50 \text{ m} \implies e_{ay} = 0.675 \text{ m}$$

	Centre de masse G		Centre de rigidité R		Excentricité accidentelle		Excentricité calculé	
	X	Y	x	y	Ex	EY	ex	ey
RDC	16.18	5.67	15.58	5.72	1.07	0.05	1.625	0.75
01	16.18	7.69	15.58	5.72	0.61	0.05	1.625	0.75
02	16.18	7.69	15.58	5.72	0.61	0.05	1.625	0.75
03	16.18	7.69	15.58	5.72	0.61	0.05	1.625	0.75
04	16.18	5.67	15.58	5.72	0.61	0.05	1.625	0.75
05	16.18	5.67	15.58	5.72	0.61	0.05	1.625	0.75
06	16.18	5.67	15.58	5.72	0.61	0.05	1.625	0.75
07	16.11	5.64	15.58	5.72	0.53	0.08	1.625	0.75

IV.1.8.Conclusion :

Après tous ces contrôles, nous pouvons dire que notre structure est une structure parasismique. Les résultats obtenus pour le logiciel ROBOT 2014 (différentes sollicitation des éléments principaux) seront utilisés pour calculer les armatures de ces éléments ce qui va venir dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux).

ETUDE DES FONDATIONS**VI.1/ INTRODUCTION :**

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharge d'exploitations , les surcharges climatiques et sismiques .

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

▪ Présentation de rapport de sol :

Le bâtiment est usage d'habitation dans la wilaya : de sétif

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

Contrainte admissible : $Q=1,6$ bars pour l'ensemble du site.

Types de sol : classé dans la catégorie S3 (site meuble)

Ancrage des fondations : $D = 2,50$ m

VI.2 / Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers).
- Semi profondes (les puits).
- Profondes (les pieux).
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

VI.3 / Choix de type de fondation :

Les fondations superficielles sont de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

VI.4 / Combinaison d'action :

- ELS ($G + Q$) pour le dimensionnement.
- ELU ($1.35G + 1.5Q$) pour le ferrailage.
- Accidentelle ($0.8G \pm E$) pour la vérification.

VI.5 / 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
- Convient mieux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$(S_s / S_b < 50\%)$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{Totale}} \geq \frac{N_{\text{Total}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Avec

$$N_{\text{Total}} = 46657,272 \text{ KN} = 4665,72 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.60 \text{ bars} = 16 \text{ t/m}^2 \quad \Rightarrow \quad S_{\text{Totale}} = 369,04 \text{ m}^2$$

$$\frac{N_{\text{Total}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = 4665,72 / 16 = 291,60 \text{ m}^2$$

$$50\% S \Rightarrow 184,52 \text{ m}^2$$

$$\Leftrightarrow \frac{N_{\text{Total}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = 291,60 \geq 50\% S = 184,52$$

\Leftrightarrow **Donc on choisit un radier général**

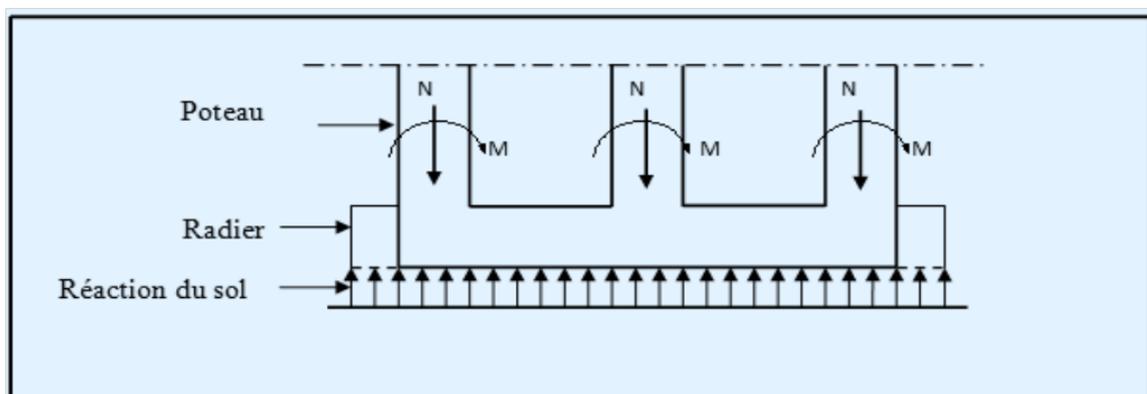


Schéma du Radier.

VI.5.1. Pré dimensionnement du radier :**a - Selon la condition d'épaisseur minimale :**

-La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

b-Selon la condition forfaitaire :

$$\blacklozenge \text{ Sous voiles : } \frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h: épaisseur du radier

L_{\max} : distance entre deux voiles successifs.

$$L_{\max} = 6,0\text{m} \Rightarrow 0,75 \text{ m} \leq h \leq 1,2 \text{ m}$$

On prend : $h = 80$ 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

$$h \geq \frac{600}{20} = 30 \text{ cm}$$

On prend: $h = 40$ cm

★ La nervure :**c- Condition de coffrage (hauteur de la nervure) :**

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h \geq \frac{600}{10} = 60 \text{ cm}$$

On prend: $h = 80$ cm

d- Condition de la rigidité :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : Plus grande distance entre deux files parallèles des poteaux.

L_e : longueur élastique.

e- Condition de longueur d'élasticité :

$$\text{Avec: } \left\{ \begin{array}{l} L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} \\ \mathbf{E}: \text{ module d'élasticité du béton } E = 3216420 \text{ t/m}^2 \\ \mathbf{I}: \text{ inertie d'une bande d'1 m de radier. } I = \frac{bh^3}{12} \\ \mathbf{K}: \text{ Coefficient de raideur du sol } (5\text{Mpa} \leq K \leq 120\text{MPa}) \\ \text{ Nous optons pour } K = 4000 \text{ t/m pour un sol de densité moyenne} \\ \mathbf{b}: \text{ largeur du radier (bande de 1m).} \\ L_{\max} = 6,0 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^4}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 6^4}{3216420 \times \pi^4}} = 0,926 \Rightarrow h \geq 0,926 \text{ m donc on adopte } h = 95 \text{ cm}$$

$$h \geq \sqrt{\frac{4EI}{Kb}}$$

$$I \geq \frac{0,95 \times 1^3}{12} = 0,0791 \text{ m}^4$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,0791}{4000 \times 1}} = 6,336 \text{ m} > \frac{2}{\pi} \times 6 = 3,821 \text{ m} \dots \dots \text{ (C.V)}$$

Conclusion :

On adoptera un radier nervuré avec :

- ✓ Nervure : h= 95 cm
- ✓ Dalle : h=40 cm
- ✓ Largeur de la nervure : b = 50 cm.

VI.5.2/Détermination des efforts :

ELU: $N_u = 46657,27 \text{ KN}$

ELS: $N_s = 34051,91 \text{ KN}$

2/ Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU : } S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{46657,27}{1,33 \times 160} = 219,25 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS : } S_{radier} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{34051,91}{1,33 \times 160} = 160,01 \text{ m}^2$$

$$S_{bâtiment} = 369,04 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 219,25 \text{ m}^2$$

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 (32,80 m).

L_y : largeur en plan (11,80 m).

VI.5.3/Calcul de débordement D :

$$.D \geq \text{Max} (h_f / 2 ; 30 \text{ cm}). \text{ Où : } h_f = 0,475 \text{ m}$$

On prend :

$D = 0,5 \text{ m}$; alors l'emprise totale avec D est :

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 369,04 + 0,5 \times 2 \times (32,80 + 11,80) = 413,64 \text{ m}^2$$

➤ Poids du radier :

$$G = (413,64 \times 0,40 \times 25) = 4136,4 \text{ KN}$$

➤ **Combinaison d'action :**

ELU: $N_u = 46657,27 \text{ KN}$

ELS: $N_s = 34051,91 \text{ KN}$

$N_u = 46657,27 + 1,35 (4136,4) = 52241,41 \text{ KN}$

$N_s = 34051,91 + 4136,4 = 38188,31 \text{ KN}$

VI.6./ Vérifications :

VI.6.1. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91(Article A.5.1) p 41

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h = 36 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_x}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{46657,27 \times 1}{4136,4} \times \frac{6}{2} = 33,83 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{33,83 \times 10^3}{10^3 \times 360} = 0,093 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

VI.6.2. Vérification au poinçonnement :

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante (**BAEL 91 Article A.5.2.42**):

$$N_u \leq 0,045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / Y_b$$

Avec :

N_u : Charge revenant au poteau plus chargé.

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

h : Épaisseur totale du radier

a) Vérification pour les poteaux :

$$\mu_c = (a + b + 2 \times h) \cdot 2 = (0,50 + 0,60 + 2 \times 0,95) \times 2 = 6 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 6 \times 0,95 \times 25000}{1,5} = 6650 \text{ KN}$$

$$N_u = 2885,37 \text{ KN} < \bar{N}_u = 6650 \text{ KN} \Rightarrow \text{C.V}$$

b) Vérification pour les voiles :

On considère une bonde de 1 ml du voile

$N_u = 1310,426 \text{ KN}$, $e = 15 \text{ cm}$, $b = 1 \text{ m}$

$$\mu_c = (a + b + 2 \times h) \times 2 = 6,1 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 6,1 \times 0,95 \times 25000}{1,5} = 6760,83 \text{ KN}$$

$$N_u = 1310,426 \text{ KN} < \bar{N}_u = 6760,83 \text{ KN} \Rightarrow \text{C.V}$$

VI.6.3. Vérification de la stabilité du radier :**❖ Vérification l'effort de sous pression :**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont l'effort de sous pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

Avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier.

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1,5$).

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/ m}^3$).

h: profondeur de l'infrastructure (h = 2,5 m).

S: surface de radier (S = 413,64 m²).

W= 2302,55 t (d'après le ROBOT)

$\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 1,5 \times 10 \times 2,5 \times 413,64 = 15511,50 \text{ KN} = 1551,15 \text{ t}$

W=2302,55 t $\geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S=1551,15 \text{ t}$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure.

VI.7. Caractéristiques géométriques du radier :**➤ Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :**

$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 15,96 \text{ m}$

$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 5,57 \text{ m}$

➤ Moment d'inertie d'un radier :

$$I_{x-x} = \frac{bh^3}{12} = 4490,95 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{14,45 \times 26,54^3}{12} = 34699,426 \text{ m}^4$$

VI.7.1. Vérification de stabilité de radier :

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement. Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les Combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

on va vérifier σ_{sol} moyenne avec σ_{sol} ou :

$$\sigma_{sol \text{ moyenne}} = \frac{1}{4}(3\sigma_{\max} + \sigma_{\min})$$

➤ **ELS** : $\sigma_{sol} \geq \sigma_{sol \text{ moyenne}}$

➤ **ELU** : $\bar{\sigma}_{sol} \geq \sigma_{sol \text{ moyenne}}$

➤ **Accidentelle** : $\bar{\sigma}_{sol} \geq \sigma_{sol \text{ moyenne}}$

Ou :

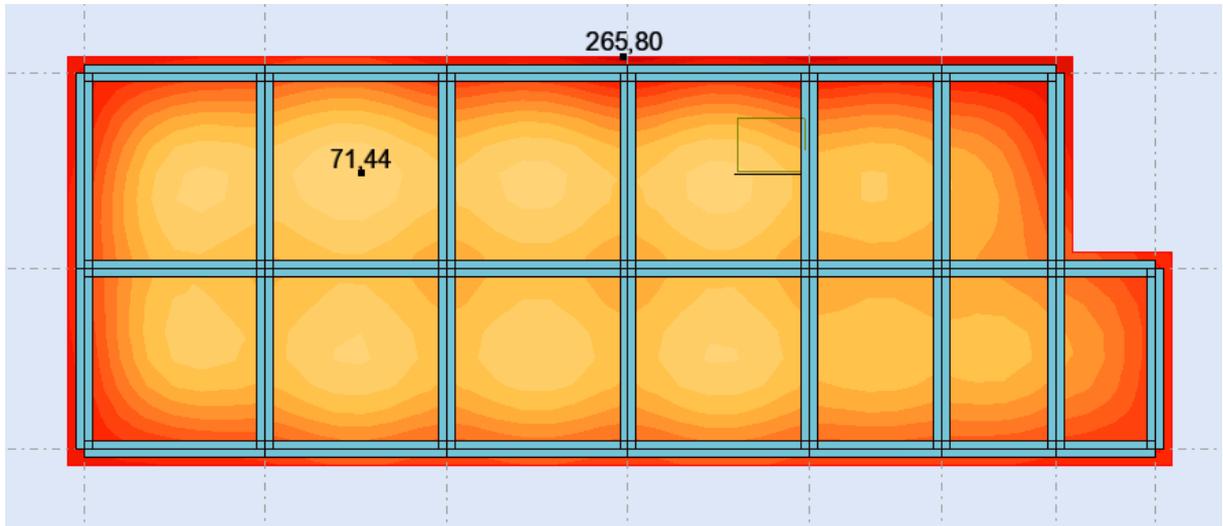
$$\sigma_{sol \text{ moyenne}} = \frac{1}{4}(3\sigma_{\max} + \sigma_{\min})$$

$\sigma_{sol} = 1,6 \text{ bar}$

$\bar{\sigma}_{sol} = 1,5 \sigma_{sol} = 2,4 \text{ bar}$

σ_{\max} et σ_{\min} : donné par le robot à chaque combinaison

VI.7.1.1. Vérification de la stabilité du radier sous ELU :



réaction de sol à l'ELU

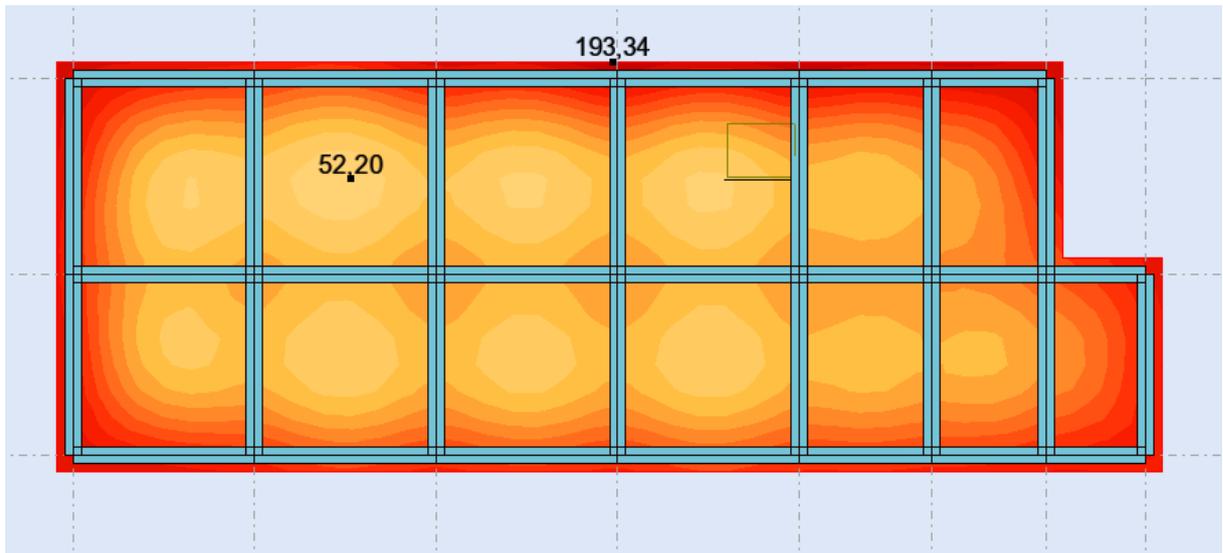
$$\sigma_{sol\ moyenne} = \frac{1}{4}(3\sigma_{max} + \sigma_{min}) = \frac{1}{4}(3(2,65) + 0,71) = 2,16\ bar.$$

$$\sigma_{sol\ moyenne} = 2,16\ bar < \bar{\sigma}_{sol} = 2,4\ bar \quad (\text{condition vérifiée}).$$

Cas	$\sigma_{sol\ moyenne}$ (bar)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (bar)	Condition
ELU	2,16	2,4	vérifiée

vérification des contraintes à l'ELU

VI.7.1.2. Vérification de la stabilité du radier sous ELS :



réaction de sol à l'ELS

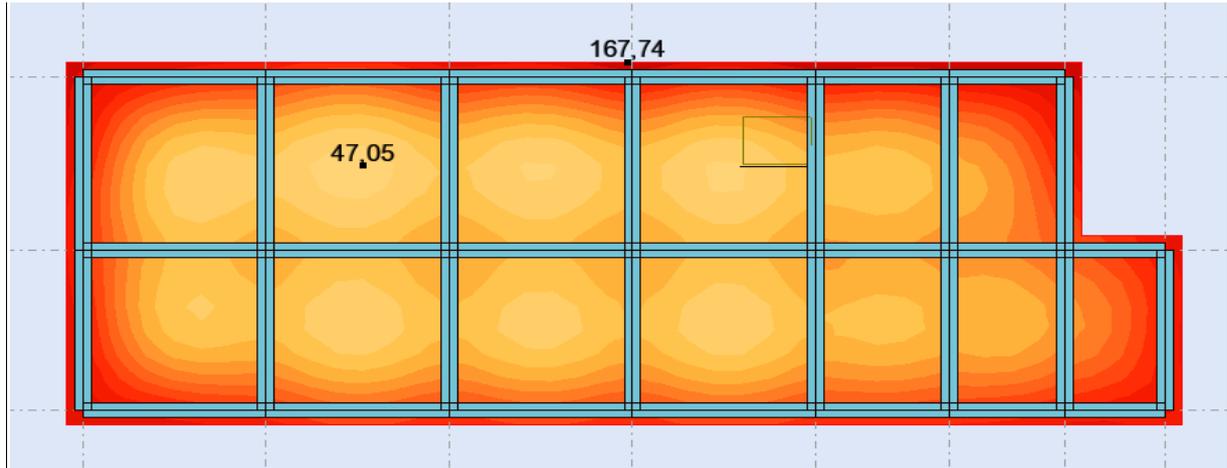
$$\sigma_{sol\ moyenne} = \frac{1}{4}(3\sigma_{max} + \sigma_{min}) = \frac{1}{4}(3(1,93) + 0,52) = 1,57\text{ bar}$$

$$\sigma_{sol} = 1,6\text{ bar} > \sigma_{sol\ moyenne} = 1,57\text{ bar}$$

Cas	σ_{sol} (bar)	$\sigma_{sol\ moyenne}$ (bar)	Condition
ELS	1,6	1,57	vérifiée

vérification des contraintes à l'ELS

VI.7.1.3. Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E) :



réaction de sol à (0.8G± E)

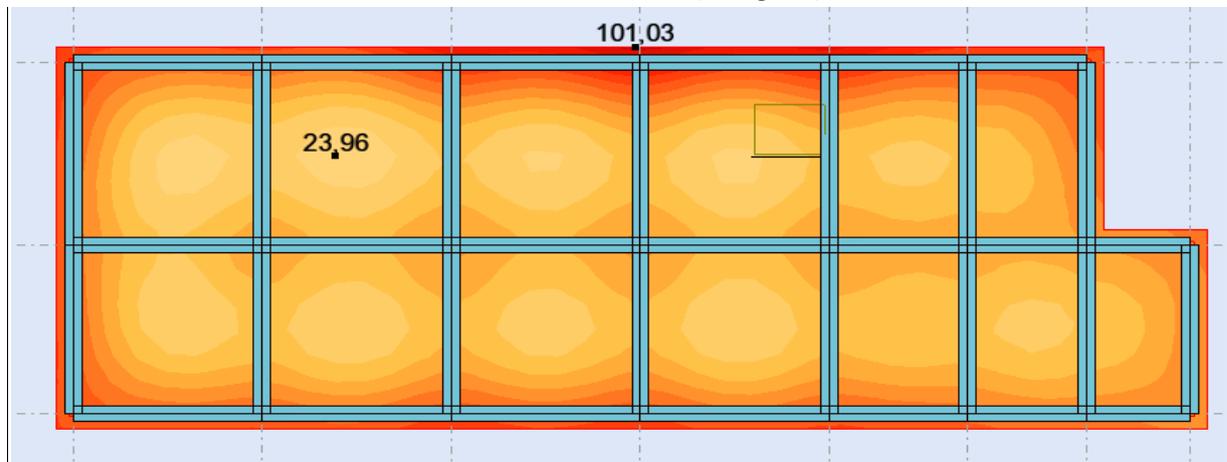
$$\sigma_{sol\ moyenne} = \frac{1}{4}(3\sigma_{max} + \sigma_{min}) = \frac{1}{4}(3(1,67) + 0,47) = 1,37$$

$$\sigma_{sol\ moyenne} = 1,37\text{ bar} < \bar{\sigma}_{sol} = 2,4\text{ bar} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

Cas	$\sigma_{sol\ moyenne}$ (bar)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (bar)	Condition
0.8G± E	1,37	2,4	vérifiée

vérification des contraintes à 0.8G± E

VI.7.1.4. Vérification de la stabilité du radier sous (G+Q± E) :



réaction de sol à (G+Q± E)

$$\sigma_{\text{sol moyenne}} = \frac{1}{4} (3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}) = \frac{1}{4} (3(1,01) + 0,23) = 0,815 \text{ bar}$$

$$\sigma_{\text{sol moyenne}} = 0,815 \text{ bar} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,4 \text{ bar} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

Cas	$\sigma_{\text{sol moyenne}}$ (bar)	$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$ (bar)	Condition
0.8G± E	0,815	2,4	vérifiée

vérification des contraintes à G+Q± E

VI.8.Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode de BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du

coefficient de POISSON et du rapport : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

VI .8.1. Méthode de calcul :

- ✓ Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$
- ✓ Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\rho = l_x/l_y$ et ν ($\nu = 0,2$ à 1 'ELS, 0 à 1 'ELU) Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis. En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0,85 M_x$ $M_{ty} = 0,85 M_y$	$M_{tx} = 0,75 M_x$ $M_{ty} = 0,75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0,4 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$

Résultats de Méthodes de calcul.

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant **préjudiciable**.

VI.8.2. Calcul de la réaction du sol sous le radier :

ELU	ELS
$q_u = (1,35G + 1,5Q) / S_{\text{rad}}$ $q_u = 46657,27 / 413,64$	$q_{\text{ser}} = (G+Q) / S_{\text{rad}}$ $q_{\text{ser}} = 34051,91 / 413,64$
$q_u = 112,796 \text{ KN/m}^2$	$q_{\text{ser}} = 82,32 \text{ KN/m}^2$

réaction du sol sous le radier.

VI.8.3. Ferrailage de la dalle de radier :

Le plus grand panneau est le panneau de rive : (5,5×6) m²

➤ **L'ELU:**

$$v = 0 ; q_u = 112,796 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 5,5 / 6 = 0,916 > 0,4$$

➤ Alors le panneau travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,046$$

$$\mu_y = 0,778$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,046 \times 112,796 \times (5,5)^2 = 156,95 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0,778 \times 156,95 = 122,107 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0,85 M_x \Rightarrow M_{tx} = 0,85 \times 156,95 = 133,40 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y \Rightarrow M_{ty} = 0,85 \times 122,107 = 103,790 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 \times M_x \Rightarrow 0,3 \times 156,95 = 47,085 \text{ KN.m/ml.}$$

- **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right), \beta = (1 - 0,4\alpha); b = 100\text{cm}; \overline{\sigma_b} = 14,2\text{MPa}$$

$$\emptyset \leq \frac{550}{10} = 55 \text{ mm}$$

$$d_x = h - c - \frac{\emptyset_x}{2} = 40 - 5 - \frac{5,5}{2} = 32,25 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - \frac{\emptyset_x}{2} - \frac{\emptyset_y}{2} = 32,25 - \frac{5,5}{2} - \frac{6}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)**

$$A_{min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Sens- X:

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 32,25 \times \frac{2,1}{400} = 3,89 \text{ cm}^2$$

Sens- y :

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 26,5 \times \frac{2,1}{400} = 3,19 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)**

$$A_{min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 40 \times 100 = 4 \text{ cm}^2$$

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (kN ×m)	47,085	133,40	47,085	103,790
μ	0,031	0,090	0,047	0,104
$\mu < \mu_L$	CV	CV	CV	CV
A_s' (cm ²)	0	0	0	0
α	0,041	0,118	0,062	0,138
β	0,983	0,952	0,975	0,945
σ_s (Mpa)	348	348	348	348
A_s (cm ² /ml)	4,26	12,48	5,23	11,90
$A_{s\ min}$ (cm ² /ml)	3,89	3,89	3,19	3,19
Choix des barres/ml	6HA12	7HA16	6HA12	7HA16
$A_{s\ scores}$ (cm ² /ml)	6,79	14,07	6,79	14,07
Espacement (cm)	16	14	16	14

Ferrailage de radier à l'ELU.

Espacement = 100/6 = 16,66cm donc on prend 16 cm.

Espacement = 100/7 = 14,28cm donc on prend 14cm.

➤ **L'ELS :**

$v = 0,2 ; q_s = 82,32 \text{ KN/m}$

$\alpha = 5,5/6 = 0,916 > 0.4$

$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91(Art. 4.5.2)}$

$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \left(\frac{2}{3} \right) f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} FeE400 \Rightarrow \eta = 1,6$

$\bar{\sigma}_s = \min \{ 0,666 \times 400, 110\sqrt{1,6 \times 2,1} \} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$

Alors le panneau travaille dans les deux sens.

A partir du tableau :

$$\left[\begin{array}{l} \mu_x = 0,046 \\ \mu_y = 0,778 \end{array} \right.$$

$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,046 \times 82,32 \times (5,5)^2 = 114,54 \text{ KN.m/ml.}$

$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0,778 \times 114,54 = 89,118 \text{ KN.m/ml.}$

$M_{tx} = 0,85 M_x \Rightarrow M_{tx} = 0,85 \times 114,54 = 97,359 \text{ KN.m/ml.}$

$M_{ty} = 0,85 M_y \Rightarrow M_{ty} = 0,85 \times 89,118 = 75,75 \text{ KN.m/ml.}$

$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 \times M_x \Rightarrow 0,3 \times 114,54 = 34,36 \text{ KN.m/ml.}$

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (kN ×m)	34,36	97,36	34,36	75,75
μ	0,023	0,065	0,034	0,075
$\mu < \mu_L$	CV	CV	CV	CV
A_s' (cm ²)	0	0	0	0
α	0,030	0,085	0,043	0,099
β	0,987	0,965	0,982	0,960
σ_s (Mpa)	201,63	201,63	201,63	201,63
A_s (cm ² /ml)	5,35	15,51	6,54	14,76
$A_{s\ min}$ (cm ² /ml)	6,05	6,05	5,35	5,35
Choix des barres/ml	6HA12	8HA16	6HA12	8HA16
$A_{s\ scores}$ (cm ² /ml)	6,79	16,08	6,79	16,08
Espacement (cm)	16	12	16	12

Ferrailage de radier à l'ELS.

Espacement = 100/8 = 12,50 cm donc on prend 12 cm

Espacement = 100/6 = 16,66 cm donc on prend 16cm

VI.8.4. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots \dots \dots (A. 5.1,1)p51$$

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{112,796 \times 5,5 \times 6}{2(6) + 5,5} = 212,701 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{212,701 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0,590 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,590 < [\tau_u] = 2,5\text{MPa}$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

VI.9. Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L=0,50 m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre linéaire.

h = 0,40 m. b= 1m.

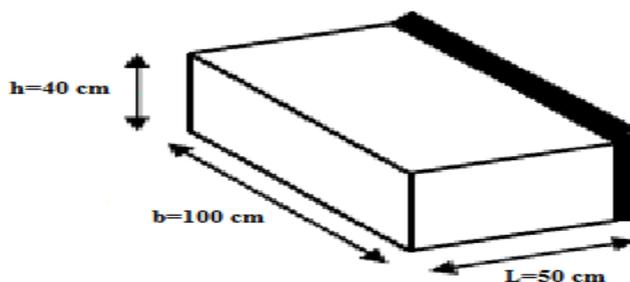


Schéma de débord.

✓ Présentation schématique :

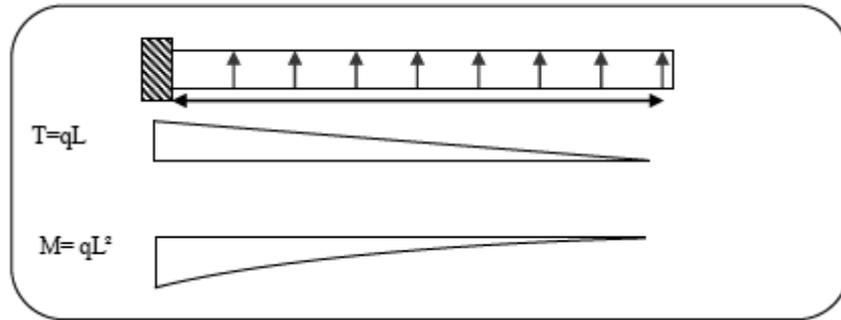


Schéma statique et sollicitations du débord.

➤ L'ELU :

$$M_{max} = q_u \times \frac{L^2}{2} = 112,796 \times \frac{0,5^2}{2} = 14,099 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\phi = \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm (BAEL91.A. 7.2.1)}$$

$$C \geq 5 + \frac{4}{2} = 7 \text{ cm}$$

Donc on adopte : C = 7 cm → d = h - c = 40 - 7 = 33 cm

➤ L'E LS : (fissuration préjudiciable)

$$M_{max} = q_{ser} \times \frac{L^2}{2} = 82,32 \times \frac{0,5^2}{2} = 10,29 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$A_{max}^{BAEL} = 0,0025 \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 40 = 10 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 40 \times \frac{2,1}{400} = 4,83 \text{ cm}^2$$

	M _{max} (KN).m	α	β	A _s (cm ²)	A _{BAEL} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{Adop} (cm ²)
ELU	14,099	0,013	0,995	1,23	10,00	4,83	6HA16=12.06
ELS	10,29	0,008	0,997	1,55	10,00	4,83	6HA16=12.06

Ferraillage de débords.

$$A_s = \max (A_{BAEL}, A_{sser}, A_{s \text{ min}}).$$

Donc : A_s= 10,00 cm²/ml.

Donc on choisit A=12,06= 6HA16 /ml avec un espacement 16 cm

• Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{12,06}{4} = 3,015 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit A=3,14cm²= 4HA10 avec un espacement 12 cm.

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d}$$

$$V_u = q_u \times L$$

$$V_u = 119,96 \times 0,5 = 59,98 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{59980}{330 \times 1000} = 0,182$$

$$\tau_u = 0,182 < \bar{\tau}_u = 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Note : On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

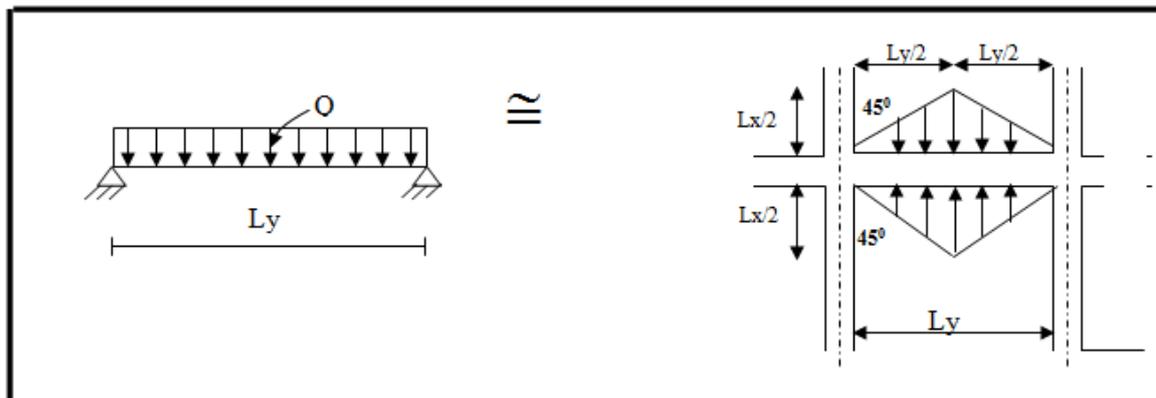
VI.10. Les sollicitations sur les nervures :

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures.

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

➤ **Charge triangulaire :**



Répartition des charges triangulaires sur les nervures.

$$P = \frac{q_u l_y}{4}$$

Avec Q' charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

VI.10.1.Charge trapézoïdale :

$$P = \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \times \frac{q_u l_x}{2}$$

Avec P : charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale,

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées.

h=95cm ; d=90 cm ; L= 6 m

b=50 cm ; c=5cm

VI.10.2.Les charges revenant à la nervure :

$$q_u = 119,96 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 86,14 \text{ KN/m}^2$$

VI.10.3.Diagrammes des sollicitations :

Les sollicitations maximales sont déterminées par le logiciel **ROBOT 2014** :

➤ **L'ELU :**

Sens (x-x) :

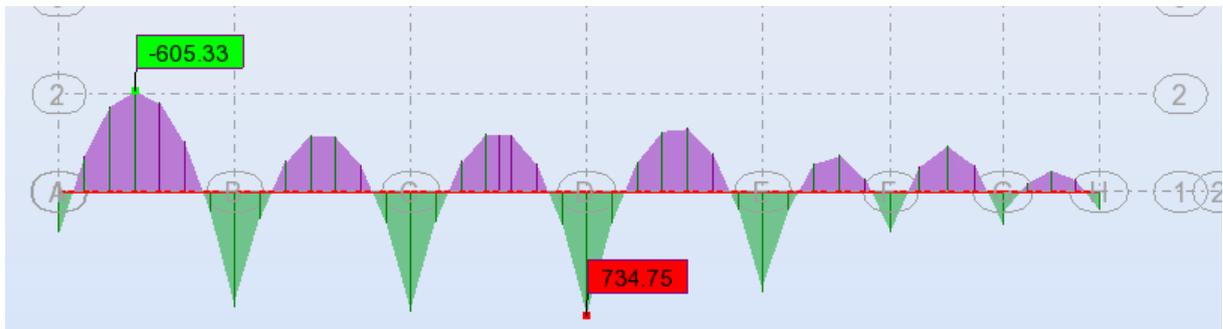


Diagramme des moments fléchissant(x-x).

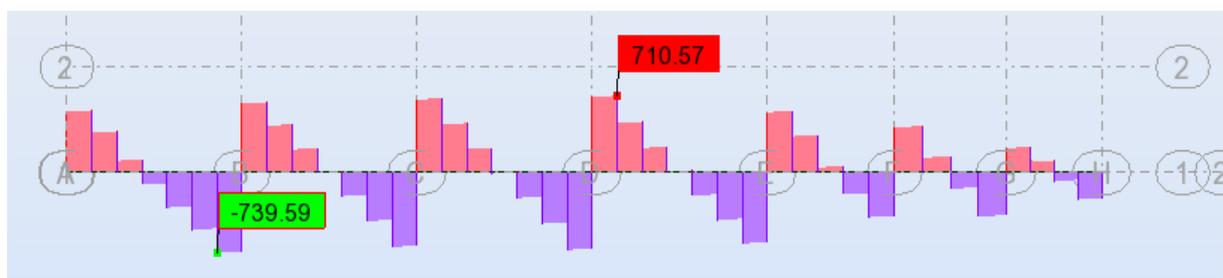


Diagramme des efforts tranchant(x-x).

Sens (y-y) :

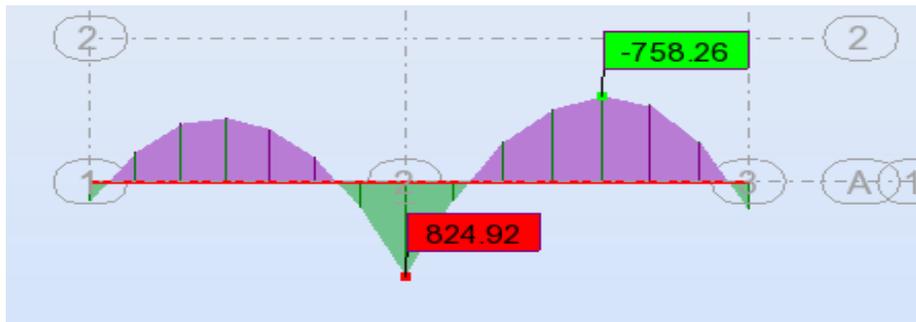


Diagramme des moments fléchissant (y-y).

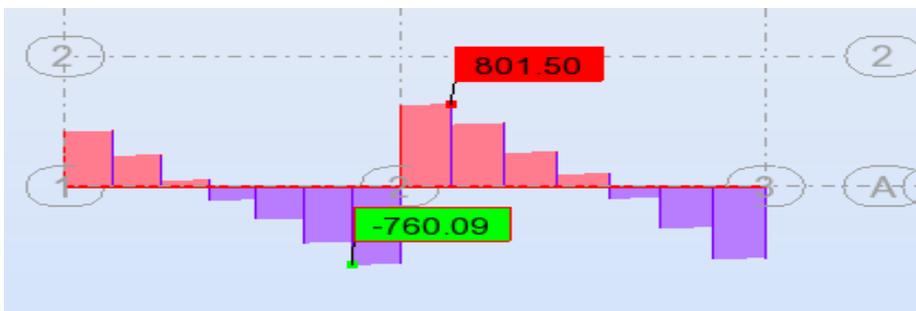


Diagramme des efforts tranchant (y-y).

➤ A L'ELS :

Sens (x-x) :

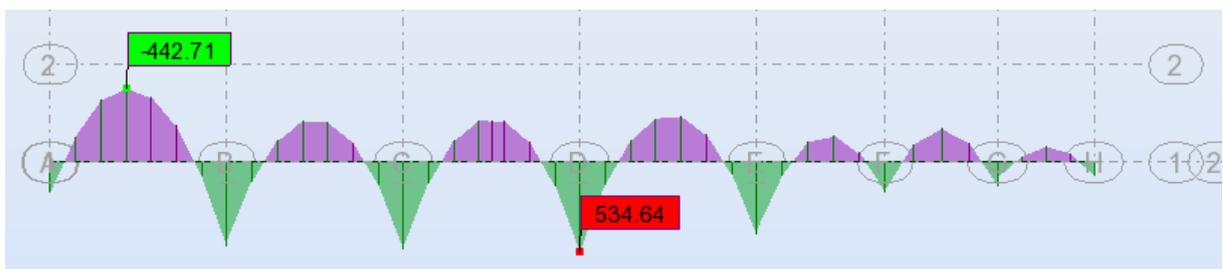


Diagramme des moments fléchissant(x-x).

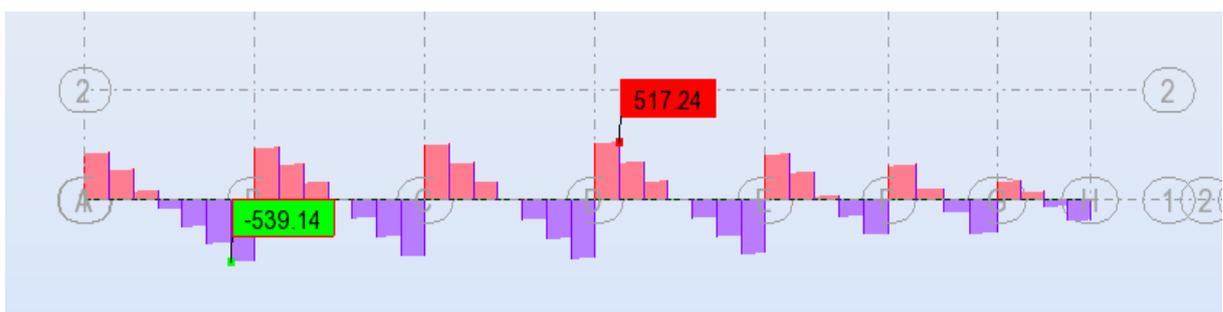


Diagramme des efforts tranchant (x-x).

Sens (y-y) :

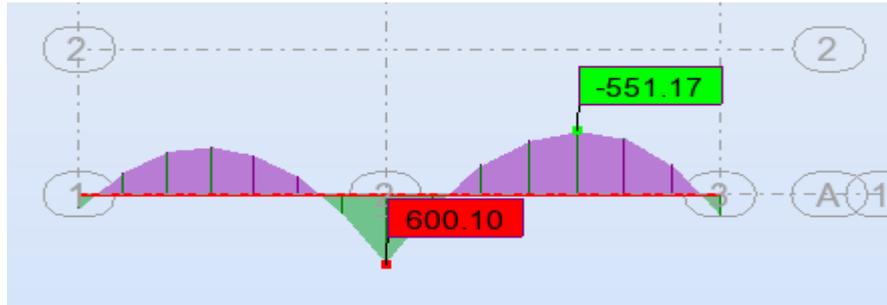


Diagramme des moments fléchissant (y-y).

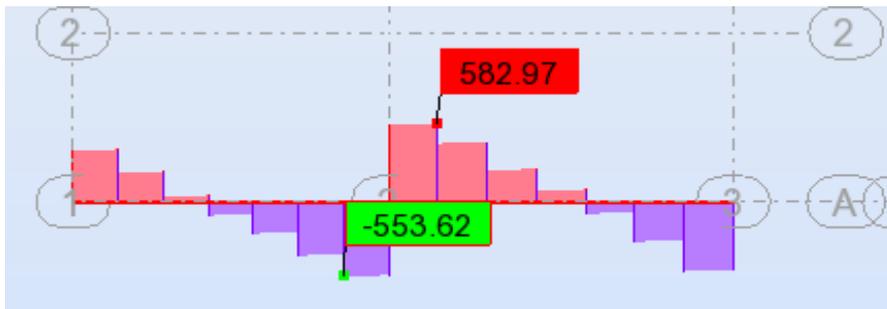


Diagramme des efforts tranchant (y-y).

VI.11. Calcul du ferrillage :

a) L'enrobage :

$$\phi = \frac{h}{10} = \frac{95}{10} = 9,5 \text{ cm (BAEL91.A.7.2.1)}$$

$$C \geq C_0 + \frac{\phi}{2} = 2 + \frac{9,5}{2} = 6,75 \text{ cm}$$

Donc on adopte : C = 7 cm → d = h - c = 95 - 7 = 88 cm ; b = 50cm

b) Calcul des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{Ms}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{Ms}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\sigma_b = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 15 \text{ MPa} ; \sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$$

1) A l'ELU :

• Sens (x-x) :

	M(KN.m)	μ	μ_l	α	β	A(cm ²)
Travée	734,75	0,133	0,392	0,181	0,927	25,08
Appuis	605,33	0,110	0,392	0,146	0,941	21,01

- Sens (y-y) :

	M(KN.m)	μ	μ_l	α	β	A(cm ²)
Travée	758,26	0,137	0,392	0,186	0,925	26,76
Appuis	824,92	0,150	0,392	0,204	0,918	29,34

Ferraillage de nervure sens (y-y) à l'ELU.

- ❖ Vérifications à L'ELU :

- ✓ Condition de non fragilité : BAEL91 (Article A.4.2) :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 50 \times 95 \times \frac{2,1}{400} = 5,73 \text{ cm}^2$$

- ✓ Le pourcentage minimal d'armature : BAEL91 (Article B.6.4)

$$A_{min}^{BAEL} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 50 \times 95 = 4,75 \text{ cm}^2$$

- ✓ Section minimale de RPA 2003:

$$A_{RPA} = 0,5\% \times b \times h = 0,005 \times 50 \times 95 = 23,75 \text{ cm}^2$$

- Sens (x-x) :

	A_u (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
Travée	25,08	4,75	5,73	23,75	25,08	8HA20 = 25,13
Appuis	21,01	4,75	5,73	23,75	21,01	8HA20 = 25,13

Tableau récapitulatif des résultats sens (x-x).

- Sens (y-y) :

	A_u (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
Travée	26,76	4,75	5,73	23,75	26,76	4HA25+4HA16=27,67
Appuis	29,34	4,75	5,73	23,75	29,34	4HA25+4HA20=32,20

Tableau récapitulatif des résultats sens (y-y).

VI.10.5. État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{95}{600} = 0,158 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{95}{600} = 0,158 > \frac{0,85M_0}{10M_0} = 0,085 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Sens (X-X): $0,0105 > 0,0072$ Condition Vérifiée.

Sens (Y-Y): $0,0105 > 0,0081$ Condition Vérifiée.

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

VI.10.6.Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (Article A.5.1)

$$v_u^{max} = 801,50 \text{ KN}$$

$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ pour la fissuration préjudiciable.

$$\tau_u^{max} = \frac{801500}{500 \times 880} = 1,82 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée .}$$

Selon BAEL le calcul des armatures transversales n'est pas nécessaire, et ils font disposer des cadres des armatures minimales :

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right\}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \{27,14; 50\}$$

$$\Rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm}$$

✓ **Espacement des armatures transversales : RPA 99.**

◆ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \cdot \phi \right\} \Rightarrow S_t \leq \min \{23,75; 12\}$$

$$S_t \leq 12 \text{ cm}$$

◆ **En zone courante**

$$S' \leq h/2 = 95/2$$

$$S' \leq 47,5 \text{ cm}$$

Nous prenons :

$$S_t = 15 \text{ cm En zone nodale}$$

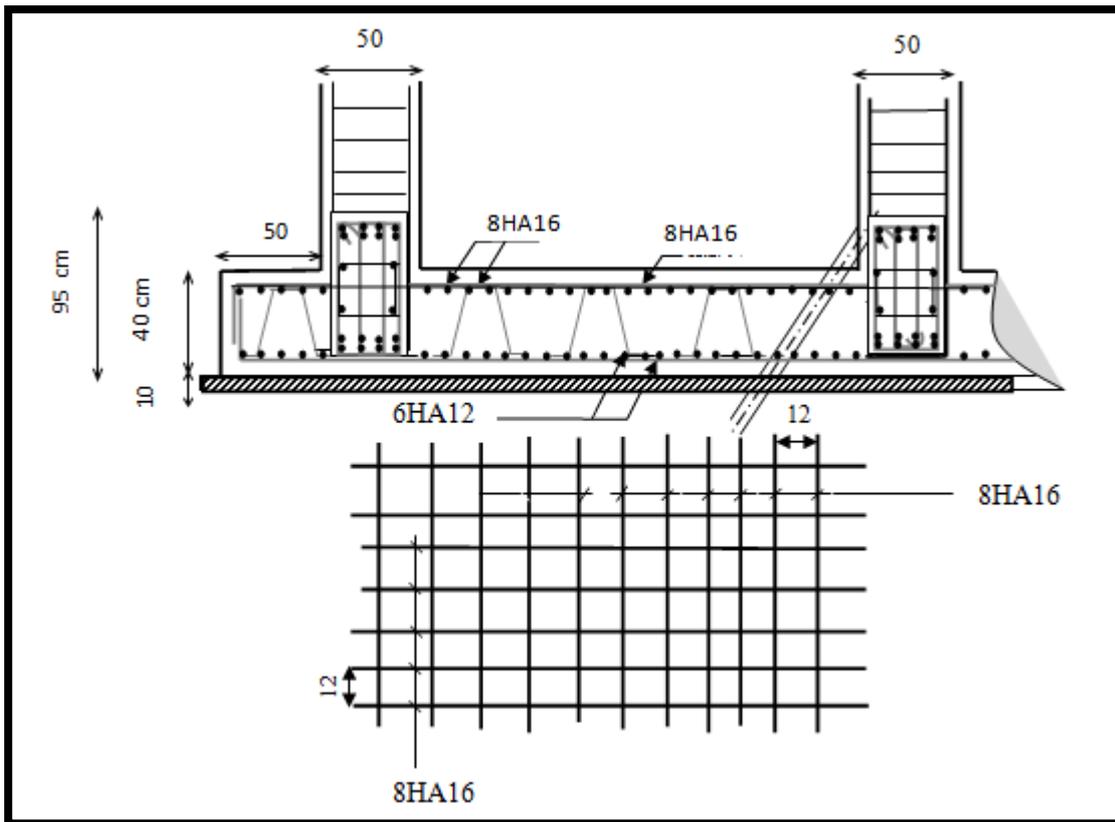
$$S_t = 20 \text{ cm En zone courante}$$

✓ **Armatures transversales minimales RPA 99 :**

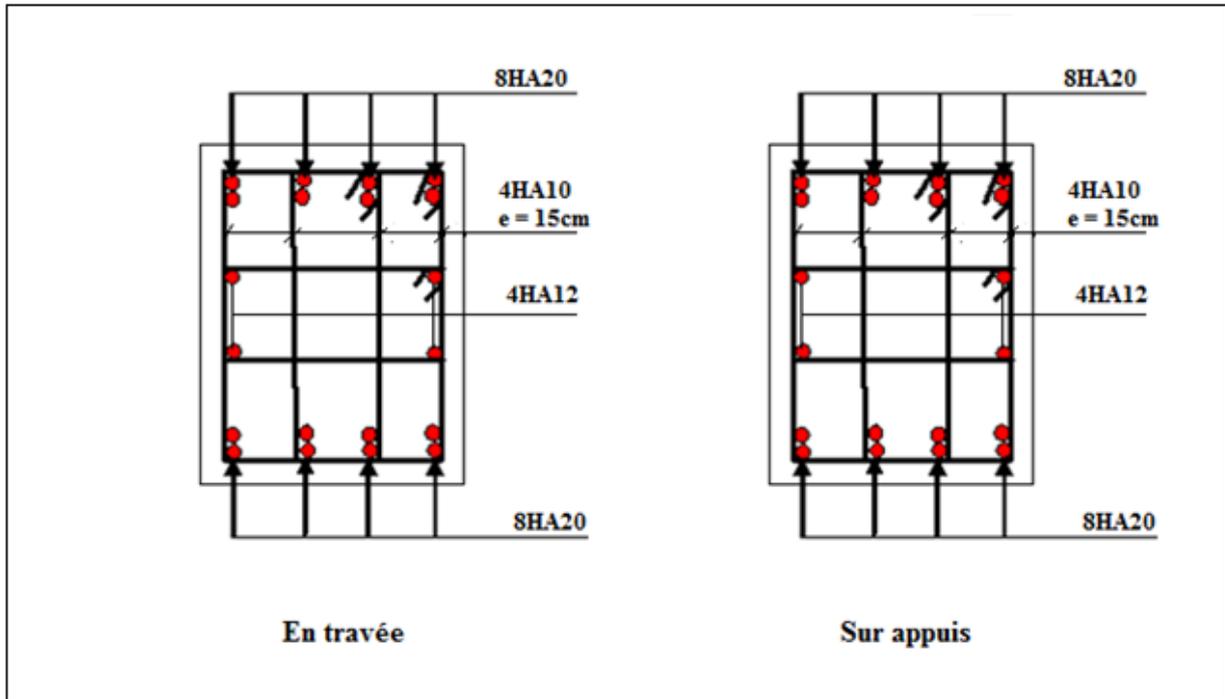
$$A_t \geq 0,003 \times S \times b$$

$$A_t = 0,003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

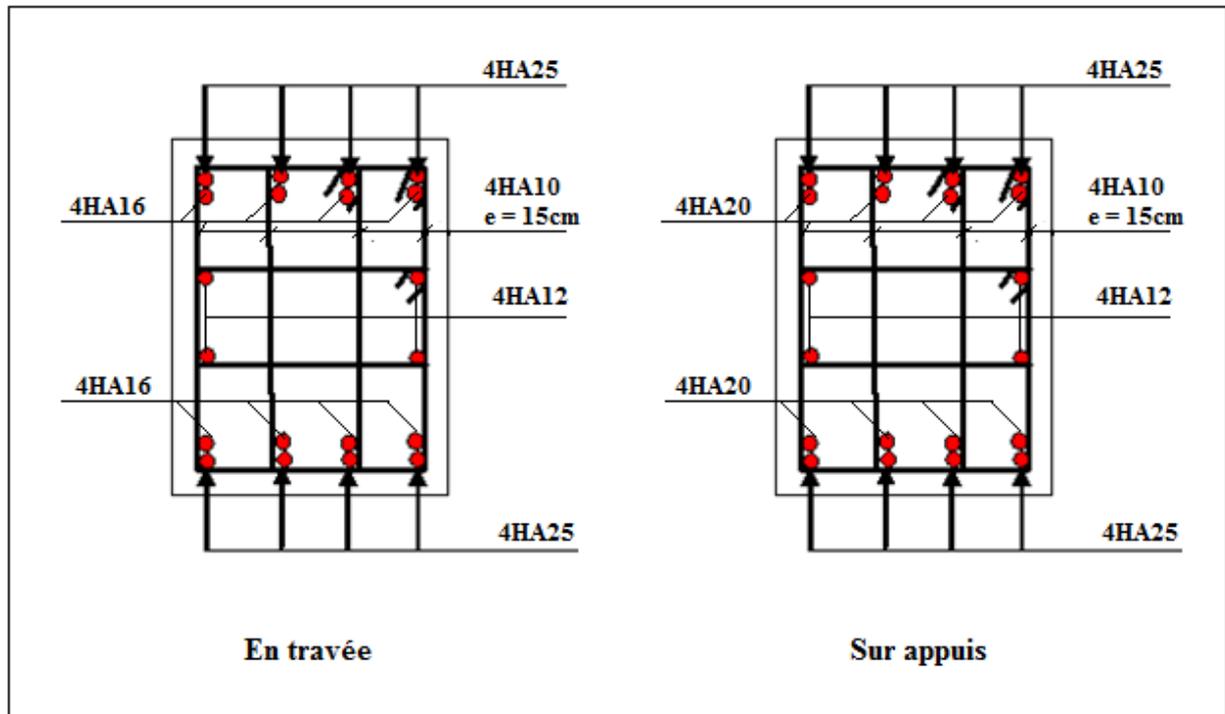
Nous prenons : $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$.



FERRAILLAGE DU RADIER



Ferraillage des nervures Sens longitudinale



Ferraillage des nervures Sens transversale

Conclusion

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.
- L'analyse tridimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, à savoir ROBOT
- L'étude du comportement dynamique d'une structure, dont la forme en plan est irrégulière nous a permis de mieux visualiser la présence des modes de torsion.
- La connaissance du comportement dynamique d'une structure en vibrations, ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité. Rappelons que la 1ère étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure consiste dans le calcul des modes propres tridimensionnels et des fréquences naturelles de vibrations.
- Il est indéniable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de prédimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure.

Notre étude nous a beaucoup permis d'enrichir notre bagage scientifique et nos connaissances essentielles acquises durant notre cycle universitaire, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

Toute fois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Bibliographie

Dans le cadre de l'élaboration de mon projet de fin d'étude, les documents suivants ont été utilisés :

- Règles BAEL 91 modifiées 99. (Edition Eyrolles Troisième édition 2000).
- Règles Parasismiques Algériennes. (Edition CGS RPA 99 / version 2003).
- DTR B.C.2.2 : charges permanentes et charges d'exploitations.

(Edition CGS Octobre 1988).

- M.Belazougui : calcul des ouvrages en béton armé.

(Edition OPU 1991).

- R. Dupain, R.Lanchon, et J.C.Saint Arroman : GRANULATS, SOLS, CIMENTS, ET BETONS (Editions EDUCALIVRE)
- Cours de béton armé, 3^{ème} année Génie Civil.

Logiciels

- AUTO CAD 2010
- EXCEL 2010
- Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2014
- WORD 2010