

Ordre...../F.S.S.A/UAMOB/2017

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

DAOUD Amel

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : **Génie Civil**

Option : Bâtiment

Thème :

Etude d'un bâtiment R+4+deux entre sol, a usage multiple
Contreventé par voiles porteurs.

Devant le jury composé de :

ABDELHAMID AbdImalik	M.A.A	Président
REFFAS Brahim AIT AHMED Fatiha	M.A.A M.A.A	Encadreur Examinateur
MOHAMMADI Sadika	M.A.A	Examinateur

Année Universitaire 2016/2017

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail.

En seconde lieu je voudrais présenter mes remerciements à mon encadreur « REFFAS BRAHIM »

Je voudrais également lui témoigner ma gratitude pour sa patience et son soutien qui m'a été précieux afin de mener mon travail à bon port.

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à ma recherche en acceptant d'examiner mon travail et de l'enrichir par leurs propositions. Mes parents, mes frères pour leur réconfort et soutien durant tout mon parcours.

Enfin, je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A celui qui a toujours garni mes chemines, mon cher père « Mohamed »

A la Plus perle du monde, qui m'a donné l'amour, la patience et, le soutien et le courage ... ma tendre mère « Louiza »

A mes chers frères : Karim et Aziz

A ma chère sœur : Hanane

A mon cher mari : Djaber

*A toute ma famille : mes tantes, oncles, cousins, et cousines.
Pour leur amour et soutien inconditionnel
Leur patience et leurs encouragements.*

D. AMEL

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment constitué d'un rez de chaussée plus 4 étages plus deux entre- sol à usage commercial et habitation. Sa structure est implantée à M'Chedallah dans la wilaya de Bouira. Cette région est classée en zone IIa Selon le règlement parasismique Algérien. Cette étude se compose de quatre parties :

- **La première partie** : c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments, Ensuite le pré dimensionnement des éléments et enfin la descente des charges.
- **La deuxième partie** : a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier, poutrelles, balcon poutre palière et l'acrotère).
- **L'étude dynamique de la structure** : a été entamée dans la troisième partie à l'aide du logiciel **ETABS** et afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).
- **La dernière partie** : comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres). Ceci, en tenant compte des recommandations du **BAEL91 révisée 99** et des règlements parasismiques algériens **RPA 99/2003**.

Mots clés : Bâtiment, ETABS ; RPA 99 / version 2003 ; BAEL 91 révisée 99.

ملخص

يعرض هذا المشروع دراسة تفصيلية للمبنى الذي يتألف من طابق أرضي زائد أربعة طوابق زائد اثنين أرضية للاستخدام التجاري والسكني. يتم إنشاء هيكلها في مشدالله في محافظة البويرة. وهذه المنطقة مصنفة كمنطقة ثانية من حيث النشاط الزلزالي وفقا للقواعد الجزائرية المضادة للزلازل. تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء:

• الجزء الأول: الوصف العام للمشروع مع عرض المخطط المعماري، ثم مرحلة ما قبل تنسيب العناصر وأخيرا تخفيض التكاليف.

• الجزء الثاني: خصص للعناصر الثانوية (الدرج، والحزم، وشرفة شعاع الهبوط والمتراس).

• الجزء الثالث: بدأت الدراسة الديناميكية للهيكل في الجزء الثالث مع برنامج ETABS لتحديد ضغوط مختلفة بسبب التكاليف (التكاليف الدائمة والاستغلال وتحميل الزلزالية).

• الجزء الأخير يتألف من تعزيز عناصر مقاوم مختلفة من الهيكل (الأساس و الأعمدة والكمرات). هذا، مع الأخذ بعين الاعتبار توصيات 99 BAE L91 المنقحة 2003/99 حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.

كلمات البحث: البناء، ETABS. القواعد الجزائرية المضادة للزلازل 2003/99 نسخة. BAE L

91 المنقحة 99.

Summary

This Project presents a detailed study of a building consisting of a ground floor plus 4 floors plus two basements for commercial use and dwelling. Its structure is located in M'Chedallah in the wilaya of Bouira. This region is classified in zone IIa According to the Algerian seismic regulations. This study consists of four parts:

- The first part: it is the general description of the project with a presentation of the architectural aspect of the elements, then the pre-dimensioning of the elements and finally the descent of the loads.
- The second part: was devoted to the secondary elements (staircase, joists, balcony beam and acroter).
- The dynamic study of the structure: was started in the third part using the software ETABS and to determine the different loading loads (permanent, operating and seismic loads).
- The last part: includes the reinforcement of the various resistant elements of the structure (foundation, posts, beams). This, taking into accounts the recommendations of the revised BAEL91 99 and the Algerian seismic regulations RPA 99/2003.

Keywords: Building, ETABS; RPA 99 / version 2003; BAEL 91 revised 99.

SOMMAIRE

Introduction :	01
Chapitre I : ----- Présentation de l'ouvrage	
I-1 - Présentation de l'ouvrage.....	02
I-2- Caractéristiques géométrique de l'ouvrage.....	02
I-3- Conception structurelle.....	02
I-4 -Caractéristique mécanique des Matériaux	04
4-1- Le béton.....	04
4 -2- Les aciers	08
I-5 -Hypothèses de calcul.....	11
I-6-Combinaisons d'action.....	11
Chapitre II : ----- Pré dimensionnement	
II- 1 - Pré dimensionnement des dalles	12
II- 2 - Pré dimensionnement des poutres.....	13
II-3 - Pré dimensionnement des voiles	14
II-4 - Pré dimensionnement des balcons	16
II-5 - Pré dimensionnement des escaliers	16
II- 6 - Charges et surcharges	18
II-7 - Pré dimensionnement des poteaux	22
Chapitre III : ----- Ferrailage des éléments secondaires	
III-1 - Acrotère	25
III-2 - Balcon	32
III- 3 - Plancher	42
III- 4 - Escalier.....	61
III-5 - Poutre palier.....	70
Chapitre IV : ----- Etude dynamique et sismique	
IV-1-Introduction.....	77
IV-2-Etude dynamique :	
2-1- But de la méthode.....	77
2-2- Modélisation.....	79
2-3- Caractéristiques géométriques.....	73
2-4- Mode de vibration et participation massique.....	86

IV-3-Etude sismique :	
3-1- Présentation des différentes méthodes de calcul.....	88
3-2- Choix de la méthode de calcul.....	89
3-3-Classification de l'ouvrage.....	91
3-4- Méthode d'analyse modale spectrale	92
3-5-Vérification vis-à-vis du RPA 2003.....	97
Chapitre V : -----	Ferraillage des éléments principaux
V-1-Introduction.....	100
V-2- Ferraillage des poteaux	100
V-3- Ferraillage des poutres	108
V-4- Ferraillage des voiles	118
Chapitre VI : -----	Etude de l'infrastructure
VI- 1-Introduction	130
VI- 2-Etude du sol.....	130
VI-3-Etude de fondation.....	130
VI-4-ferraillage du radier.....	138
VI-5-Etude de voile périphérique.....	144
Conclusion : -----	150



Liste des figures

Chapitre I :

Figure I.1 : Diagramme contrainte – Déformations du béton a l'ELU	07
Figure I.2 : Diagramme contrainte – Déformations du béton a l'ELS.....	08
Figure I.3 : Diagramme contrainte – Déformations de l'acier en traction	09
Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation de calcul.....	09

Chapitre II :

Figure II .1 : Dimension à respecter pour les poutres.....	14
Figure II .2 : Coupe de voile en élévation.....	15
Figure II .3 : Coupe de voile en plan.....	15
Figure II .4 : Evaluation des charges verticales.....	24

Chapitre III :

Figure III .1 : Schéma statique et diagrammes des sollicitations.....	25
Figure III .2 : Coffrage et ferrailage de l'acrotère.....	32
Figure III .3 : Schéma statique du balcon à l'ELU.....	33
Figure III .4 : Schéma statique du balcon à l'ELS.....	33
Figure III .5 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU.....	36
Figure III .6 : Diagramme des efforts tranchant a l'ELU.....	36
Figure III .7 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELS.....	36
Figure III .8 : Diagramme des efforts tranchant a l'ELS.....	37
Figure III .9 : coffrage et ferrailage du balcon.....	41
Figure III .10 : Schéma statique de la poutrelle.....	44
Figure III .11 : Coffrage de la poutrelle.....	53
Figure III .12 : Coffrage et ferrailage de la poutrelle.....	61
Figure III .13 : Schéma statique des escaliers.....	62
Figure III .14 : Diagrammes des efforts tranchant.....	63
Figure III .15 : Diagrammes des moments fléchissant.....	63
Figure III .16 : Diagrammes des moments fléchissant en travées et en appuis.....	64
Figure III .17 : Schéma ferrailage escalier.....	70
Figure III .18 : Schéma statique de la poutre palière.....	72
Figure III .19 : Coffrage et ferrailage de la poutre palière.....	76

Chapitre IV :

Figure IV .1 : Vue en trois dimensions de la structure.....	
---	--

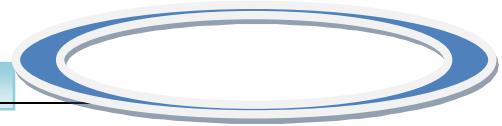


Figure IV .2 : La disposition des voiles pour entre sol (1).....	81
Figure IV .3 : La disposition des voiles pour entre sol (2).....	82
Figure IV .4 : La disposition des voiles pour les étagesde RDC jusqu'à 4eme étage...	82
Chapitre V :	83
Figure V.1 : la section transversale des poteaux	
Figure V.2 : La section des poutres transversales.....	103
Figure V.3 : Dispositions constructives.....	109
Chapitre VI :	114
Figure VI .1 : Diagramme des contraintes.....	
Figure VI .2 : Le panneau le plus sollicité.....	138
Figure VI .3 : schéma statique du débord.....	140
Figure VI .4 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	143
	149

Liste des tableaux

Chapitre I :

Tableau I.1: Caractéristiques des aciers utilisés.....	08
---	----

Chapitre II :

Tableau II.1: Charges permanentes du plancher corps creux terrasse.....	19
--	----

Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher corps creux étage courant.....	20
--	----

Tableau II. 3 : charges permanentes de mur extérieur.....	20
--	----

Tableau II. 4: charges permanentes de mur intérieur	20
--	----

Tableau II. 5 : charges permanentes des balcons	21
--	----

Tableau II. 6 : charges permanentes des escaliers.....	21
---	----

Tableau II. 7 : charges permanentes d'acrotère.....	22
--	----

Tableau II. 8 : Surcharge d'exploitation.....	22
--	----

Tableau II. 9 : Descente de charge (Poteau Voisin de rive).....	24
--	----

Chapitre III :

Tableau III.1: Combinaisons d'actions.....	26
---	----

Tableau III.2: Moments et des efforts tranchants trouvés.	35
---	----

Tableau III.3: Charges et surcharges d'exploitations.....	45
--	----

Tableau III.4: Moments fléchissant en travées et appuis à l'ELU.....	52
---	----

Tableau III.5: Moments fléchissant en travées et appuis à l'ELS.....	53
---	----

Tableau III.6: Récapitulatif des résultats.....	53
--	----

Tableau III.7: Charges et surcharges d'exploitations.....	62
--	----

Tableau III.8: Vérification des contraintes.....	68
---	----

Chapitre IV :

Tableau IV.1 : Centre de masse et Centre de rigidité.....	85
Tableau IV.2 : Participation massique.....	86
Tableau IV.3 : L'effort tranchant (Sens longitudinal)	94
Tableau IV.4 : L'effort tranchant (Sens transversal)	95
Tableau IV.5 : Valeurs des rapports T_i/T_j	96
Tableau IV.6 : Déplacement inter-étage.....	97
Tableau IV.7 : L'effort normal réduit.....	98
Tableau IV.8 : Vérification de l'effet P-Delta sens longitudinal.....	99
Tableau IV.9 : Vérification de l'effet P-Delta sens transversal	99

Chapitre V :

Tableau V.1 : Situation durable et accidentelle	100
Tableau V.2 : Les sollicitations et combinaisons d'actions.	101
Tableau V.3 : Ferrailage maximale et minimale.....	102
Tableau V.4 : Ferrailage longitudinal.....	105
Tableau V.5: Ferrailage transversal (Résumé).....	107
Tableau V.6: Vérification de l'effort tranchant	107
Tableau V.7: Vérification des contraintes.....	108
Tableau V.8: Armatures longitudinales des poutres.....	112
Tableau V.9: Armatures longitudinales des poutres sur voile.....	113
Tableau V.10: Longueurs de recouvrement.....	116
Tableau V.11: Vérification des contraintes tangentielles.....	117
Tableau V.12: Vérification à l'état limite de service.....	117

Tableau V.13: Ferrailage verticale des voiles (Zone I).....	125
Tableau V.14: Ferrailage verticale des voiles (Zone II).....	126
Tableau V.15: Ferrailage horizontale des voiles (Zone I).....	127
Tableau V.16: Ferrailage horizontale des voiles (Zone II).....	127
Tableau V.17: Vérification des contraintes.....	129
Chapitre VI :	
Tableau VI.1 : Vérification de renversement.....	137
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes.....	138
Tableau VI.3 : Moments en travée et appuis.....	141
Tableau VI.4 : Le ferrailage du radier.....	142
Tableau VI.5 : Vérification des contraintes (sens x-x).....	142
Tableau VI.6 : Vérification des contraintes (sens y-y)	143
Tableau VI.7 : Le ferrailage de débord	143
Tableau VI.8 : Vérification des contraintes.....	144
Tableau VI.9 : Le ferrailage du voile (sens x-x).....	147
Tableau VI.10 : Le ferrailage du voile (sens y-y).....	147
Tableau VI.11 : Vérifications des contraintes à l'ELS sens x-x.....	148
Tableau VI.12 : Vérifications des contraintes à l'ELS sens y-y.....	149

Introduction

Les dommages dans les structures sont généralement causés par une mauvaise conception à un mauvais comportement. A l'effet, des études basées sur des modèles physiques et mathématiques sont menées pour limiter et mettre en œuvre une réglementation fiable qui régit le domaine de la construction en exigeant des normes à suivre par le concepteur et pour lesquelles un minimum de sécurité est assuré.

A nos jours, les tremblements de terre, avec leur cortège des pertes en vie humaines, constituent le souci fondamental de l'ingénieur en bâtiment, qui cherche à concevoir des structures capables de résister aux secousses sismiques par la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés mécaniques et géométriques de leurs éléments.

Par ailleurs, un ouvrage doit être conçu du manier à présenter durant toute sa durée d'exploitation une sécurité appropriée vis à vis de sa ruine ou de quelconque de ses éléments et garde un bon comportement en service vis à vis de sa durabilité, son aspect architecturale ou encore le confort de ses usagers.

Pour atteindre un tel objectif, l'ingénieur ne doit pas se contenter d'appliquer simplement les règlements, mais la compréhension des facteurs déterminant le comportement de la structure est fondamentale.

A cet effet, dans notre projet d'étude d'un bâtiment en (R +4+ deux entre sol) à contreventement par voiles, en plus des calculs statiques faisant l'objet des quatre premiers chapitres, la recherche d'un bon comportement dynamique par différentes dispositions des voiles constitue l'étape cruciale de l'étude dynamique qui sera exposée au chapitre cinq (V), ce chapitre qui contient aussi les différentes vérifications vis-à-vis des efforts et des déplacements. Après avoir adopté le bon modèle et possédant les sollicitations, le ferraillement des éléments et le calcul de l'infrastructure feront l'objet des chapitres six (VI).

1-1) Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment R+4+deux entre sol à usage commercial et habitation. Sa structure est implantée à M'Chedallah dans la wilaya de Bouira. Cette région est classée en zone IIa Selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/version 2003), et en site S3.

1-2) Caractéristiques géométrique de l'ouvrage :

➤ *Contrainte admissible du sol* : $\sigma_s = 1.5 \text{ bars}$.

En se basant sur les plans de coupes verticales et horizontales, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont comme suit :

➤ *Dimensions en élévation* :

• Hauteur du RDC	-----	3.74m
• Hauteur étage courant	-----	3.06m
• Hauteur totale y compris l'acrotère	-----	25.14m
• Hauteur du entre sol(1)	-----	4.08m
• Hauteur du entre sol(2)	-----	4.08m

➤ *Dimension en plan*:

• Longueur en plan	-----	23.10m
• Largeur en plan	-----	13.80m
• Longueur du balcon	-----	4.28m

Cet ouvrage comprend un type d'escaliers, et son groupe d'usage est groupe 2

1.3) Conception structurelle :

a- Choix du système de contreventement :

Notre bâtiment dépasse quatre niveaux (14 mètres) et est situé en zone IIa. Le contreventement par portique est donc écarté (Art. 1-b du RPA99/version 2003), donc le choix va se porter voiles porteurs (voiles et portiques).

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier se qui suit :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 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

b- Plancher :

En ce qui concerne le type de plancher, on a opté pour un plancher semi-préfabriqué en « poutrelles+corps creux +dalle de compression», pour les raisons suivantes :

- ✓ Facilité de réalisation.
- ✓ Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- ✓ Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- ✓ Minimiser le coût de coffrage.

Néanmoins, il existe des zones où on a opté pour les dalles pleines, à cause de leurs formes irrégulières (des triangles ou des trapèzes), et ça dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles adaptées à ces zones.

c- Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- ✓ Murs extérieurs : ils sont constitués en deux rangées
Brique creuse de 15 cm d'épaisseur.
L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- ✓ Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

d- Escaliers :

Le bâtiment présente un seul type d'escalier, escalier droit en béton armé coulé sur place.

e- Balcons :

Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

f-Revêtement : les revêtements sont comme suit :

- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons et les plafonds
- Plâtre pour les cloisons et les plafonds

- Carrelage pour les planchers et escaliers.

1-4) Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

La structure de notre bâtiment est conçue avec de béton armé, qui est constituée de béton et d'acier.

1-4-1) Le béton :

a) Définition :

Le béton est un mélange de granulats, de ciment, d'eau et éventuellement de produits d'addition "les adjuvants".

➤ Le ciment :

Le ciment est liant hydraulique à base de calcaire et d'argile qui se présente sous la forme d'une poudre minérale fine, le " cru ", s'hydratant en présence d'eau. Il forme ainsi une pâte qui fait prise et qui durcit progressivement. C'est le constituant de base de béton puisqu'il permet la transformation d'un mélange sans cohésion en un corps solide.

On peut adjoindre au ciment des ajouts comme le laitier de haut fourneau, les cendres volantes, les fillers calcaires, les fumées de la silice,... à fin d'améliorer les qualités mécaniques du béton.

➤ Les granulats :

Ils constituent le squelette du béton et sont en trois catégories :

- les sables : grains de dimensions comprises entre 0.08mm et 5 mm.
- les gravillons : grains de dimensions comprises entre 5mm et 25mm.
- les cailloux : grains de dimensions supérieurs à 25mm.

➤ L'eau :

Il sert à l'hydratation du ciment et à assurer une ouvrabilité suffisante du béton. On peut utiliser de l'eau potable, mais pas d'eau de mère. Il faut faire attention à l'excès d'eau qui peut amplifier le phénomène de retrait et provoquer la fissuration du béton.

La masse volumique des bétons est comprise entre **2200 et 2400 kg/ m³** s'il est armé, en considère une masse volumique de **2500Kg/m³**.

- ✓ Pour le présent projet on adoptera : **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**

b) Composition du béton : Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

- 350 kg/m² de ciment de classe CPA 325.

- 400 litres de sable de diamètre 0 à 5.
- 800 litres de gravier de diamètre 15 à 25.
- 175 litres d'eau de gâchage.

c) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{cj} . Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvette normalisée (16x 32) par compression axiale après 28 jours de durcissement.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (CBA93 Art A-2-1-1) :

Pour $j < 28$, f_{c28} du béton non traité thermiquement est :

$$\begin{cases} f_{cj} = j \times f_{c28} / (4.76 + 0.83j) & \text{si : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = j \times f_{c28} / (1.40 + 0.95j) & \text{si : } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour $j > 28$ on a $f_{cj} = f_{c28}$

d) Résistance caractéristique à la traction (Art 2-3-3-1 BAEL91) :

La résistance caractéristique à la traction du béton à $\langle j \rangle$ jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par la formule suivante :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \end{cases}$$

e) Déformation du béton :

● Module d'élasticité longitudinal :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

1)-Module d'élasticité instantané :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de

Déformation longitudinale instantané du béton âge de (j) jours note E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL 91 Art 2.3.3.2})$$

Dans notre cas : $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$

2)-Module d'élasticité différée :

On admet que sous contraintes de longue durée d'application, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{vi} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c,j}} \quad (\text{BAEL 91 Art 2.3.3.2})$$

$$E_{vi} = 11000 \text{ MPa}$$

- **Module de cisaillement:**

$$G = E / 2 (1 + \nu) \quad \text{MPa}$$

ν : Coefficient de Poisson

- **Coefficient de Poisson :**

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales :

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

$$(\text{Art A2.1.3, BAEL 91}) \begin{cases} \nu = 0 & \text{si le béton supposé fissuré à ELU.} \\ \nu = 0,2 & \text{si le béton supposé non fissuré à ELS} \end{cases}$$

f) Contraintes limites :

- **Contrainte limite à la compression :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \quad \text{MPa} \quad (\text{BAEL 91 Art 2.3.3.3})$$

$$\text{Sachant que : } \gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situation durable S.D} \\ 1.15 & \text{en situation accidentelle S.A} \end{cases}$$

- θ = est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = \begin{cases} 1 & T > 24h \\ 0.9 & 1h < T < 24h \\ 0.85 & T < 1h \end{cases}$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, on obtient :

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa en S.D.T}$$

$$f_{bu} = 21,74 \text{ MPa S.A}$$

- **Contrainte limite de cisaillement :** (Art 7-4.3. 1 BAEL91)

Pour la fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \begin{cases} 3,33 \text{ MPa} & \text{situation courante} \\ 4,35 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 4 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \begin{cases} 2,5 \text{ MPa} & \text{situation courante} \\ 3,26 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

- **Contraintes de service à la compression :** (BAEL91)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,60 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

g) Diagramme contraintes déformations : (A.4.3.4.1CBA93)

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

1)-L'état limite ultime :

Le diagramme contraintes déformations du béton est le diagramme de calcul dit :

(Parabole rectangle), il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées ou $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ et $\sigma_{bc} = f_{bu}$ suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations et tangent à la parabole à son sommet.

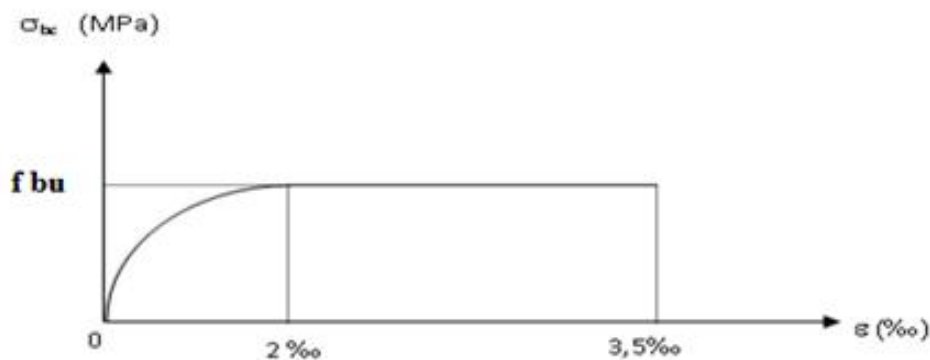


Figure I-1 : Diagramme Contrainte-déformation du béton à l'ELU.

2)-L'état limite de service :

Dans ce cas le diagramme contrainte-déformation est considéré linéaire et la contrainte

limite est donnée par: $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

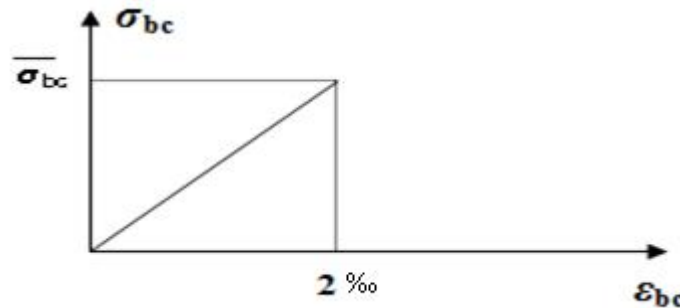


Figure I-2 : Diagramme Contrainte-déformation du béton à l'ELS.

3)-Le retrait :

Dans le cas des pièces de dimension courante à l'air libre, on admettra un raccourcissement relatif de retrait qui n'excède 3%.

1-4-2) Les aciers :

a) Définition :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers rond lisse(RL) pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Aciers de haute adhérence(HA) pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200000$ MPa.

b) Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement [ψ]
Aciers en Barre	HA FeE400	H A	400	480	1,6	1,5
Aciers en treillis	(T S) TL520 (Φ<6)	T S	520	550	1,3	1

Tableau I.1: Caractéristiques des aciers utilisés.

c) Diagramme contrainte déformation :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

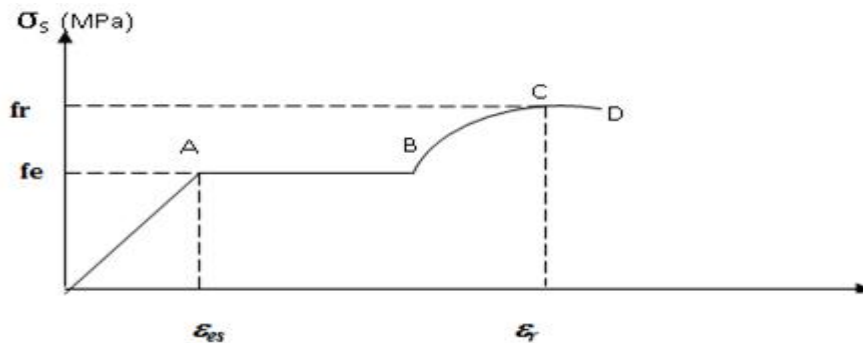


Figure I-3 : Diagramme Contrainte-déformation de l'acier en traction.

Les paramètres représentés sur la figure sont définis comme suit:

f_r : Résistance à la rupture

f_e : Limite d'élasticité

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

ϵ_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone OA : Domaine élastique linéaire

Zone AB : Domaine plastique

Zone BC : Domaine de raffermissment

Zone CD : Domaine de striction

d) Diagramme contrainte déformation de calcul :

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

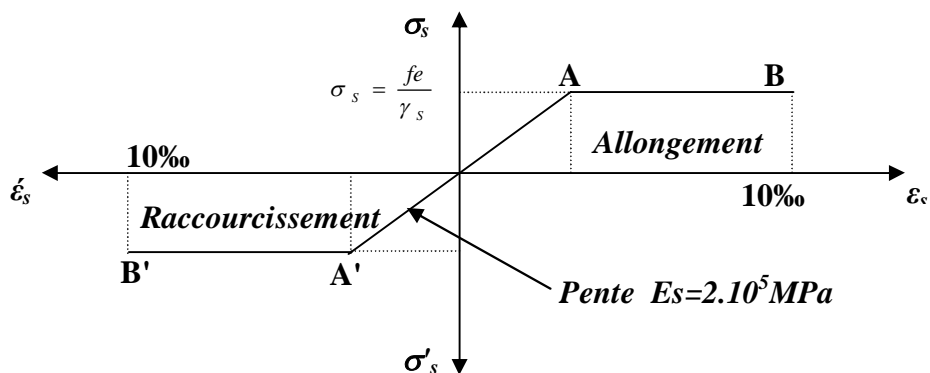


Figure I-4: Diagramme Contrainte-déformation de calcul.

✓ **Limite d'élasticité à L'ELU :**

$$\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

E_s : (Est défini par la pente de la droite passant par l'origine)

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

γ_s : Coefficient de sécurité.

Sachant que : $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{en situation durable ou transitoire S.D} \\ 1 & \text{en situation accidentelle S.A} \end{cases}$

Pour notre cas : $\sigma_s = f_e / \gamma_s \Rightarrow \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{en S.D} \\ 400 \text{ MPa} & \text{en S.A} \end{cases}$

✓ **Etat limite de service :**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et c'en limitant les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

e) Fissuration peu nuisible : pas de limitation $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

f) Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 202 \text{ MPa}$

g) Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 164.97 \text{ MPa}$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

h) Protection des armatures : (Art A.7-2.4 BAEL91)

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

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

1-5) Hypothèse de calcul :➤ *Calcul aux états limites de service (E.L.S) :*

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à:

$$(n = \frac{E_s}{E_b} = 15), n : \text{est appelé coefficient d'équivalence.}$$

➤ *Calcul aux états limites ultime (E.L.U) :*

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰ en flexion}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰ en compression centrée}$$

1-6) Les combinaisons d'action :

Les combinaisons des actions sont les ensembles constitués par des actions à considérer simultanément et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments.

Les combinaisons d'action à considérer sont :

✓ **Combinaison de RPA99 /V2003 :**

$$\begin{aligned} \text{ELA :} & \quad G+Q\pm E \\ & \quad 0.8G\pm E \end{aligned}$$

✓ **Combinaison du BAEL 91:**

$$\begin{aligned} \text{ELU :} & \quad 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS :} & \quad G+Q \end{aligned}$$

II-1) Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions de différents éléments de la structure. Ces dimensionnement sont choisis selon les préconisations du **RPA99 version2003, C BA 93, BAEL 91**, les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement

II-2) Pré dimensionnement des dalles :

Les dalles sont des plaques minces limitant les différents niveaux d'un bâtiment dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, qui reposent sur 2, 3 ou 4 appuis. Leur rôle principale est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

Dalles en corps creux :

Il sent composer de corps creux (hourdis) et d'une dalle de compression ferrailé par treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens le plus petit. L'épaisseur de ce type de planchers doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même. On déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

a. Résistance au feu :

$e = 07\text{cm}$ pour une heure de coup de feu
 $e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coup de feu
 $e = 17.5\text{ cm}$ pour trois heures de coup de feu

En adopte **$e = 16\text{ cm}$**

b. Isolation phonique :

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 13cm et le confort acoustique exige une épaisseur minimale de **16 cm** donc on adopte une épaisseur de : **$e = 16\text{cm}$**

c. Résistance à la flexion:

$$e \geq \min(L_{x \max}, L_{y \max}) / 22.5 = 425/22.5 = 19 \text{ cm}$$

L'épaisseur à retenir est : **e = (16+4) cm**

II-3) Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulé sur place supportant les charges et surcharges. Leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par le **BAEL91** et vérifie les dimensions données par le **RPA2003 version 2003**.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage. et la vérification doit être :

$$\text{D'après le BAEL91 : } \begin{cases} \frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \\ 0,3 h < b < 0,8 h \end{cases} \quad \text{avec } \begin{cases} L: \text{travée de la poutre} \\ h: \text{Hauteur de la poutre} \\ b: \text{Largeur de la poutre} \end{cases}$$

$$\text{D'après le RPA99 version 2003 : } \begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

a)- Les poutres principales :

Selon le BAEL 91 on a : $L = 4,25 \text{ m}$

$$28,33 \text{ cm} \leq h \leq 42,5 \text{ cm} \quad \text{on prend} \quad h = 40 \text{ cm}$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm} \quad \text{on prend} \quad b = 30 \text{ cm}$$

Vérifications selon le RPA99 version 2003 :

$$h = 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{vérifié}$$

$$b = 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{vérifié}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \quad \Rightarrow \quad \frac{h}{b} \leq 4 \quad \text{vérifié}$$

On opte pour poutres de section (b, h) = (30, 40)

b)- Les poutres secondaires :

Selon le BAEL 91 on a : $L = 4,45 \text{ m}$

$$29,66 \text{ cm} \leq h \leq 44,5 \text{ cm} \quad \text{on prend} \quad h = 40 \text{ cm}$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm} \quad \text{on prend} \quad b = 30 \text{ cm}$$

Vérifications selon le RPA99 version 2003 :

$$h = 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{vérifié}$$

$$b = 30 \text{ cm} \Rightarrow b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{vérifié}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \Rightarrow \frac{h}{b} \leq 4 \quad \text{vérifié}$$

On opte pour poutres de section $(b, h) = (30, 40)$

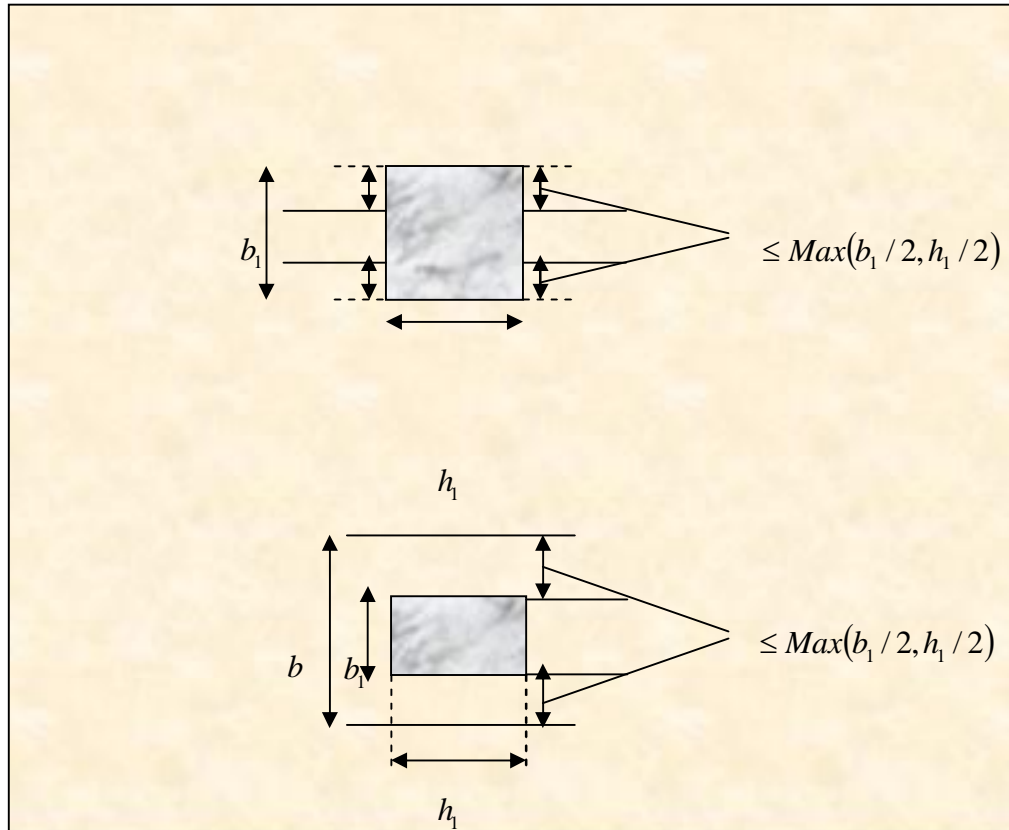


Figure II-1 : Dimension à respecté pour les poutres.

II-4) les voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par (**l'article 7.7.1 du RPA99/V2003**) ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Charges verticales : charges permanentes et surcharges.

Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.

Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

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

D'après le RPA 99 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires » avec

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile. L'article

(7.7.1 RPA99 /V2003) « L'épaisseur minimale est de 15 cm ». de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique les figures suivantes :

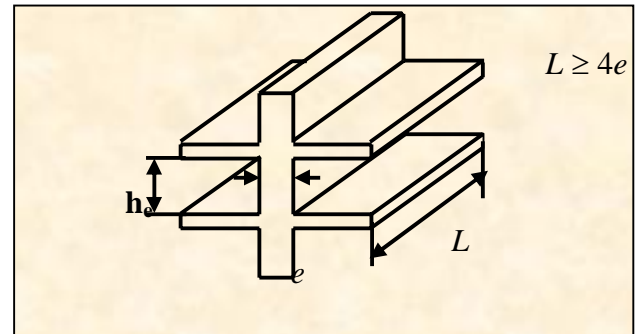


Figure II-2 : Coupe de voile en élévation.

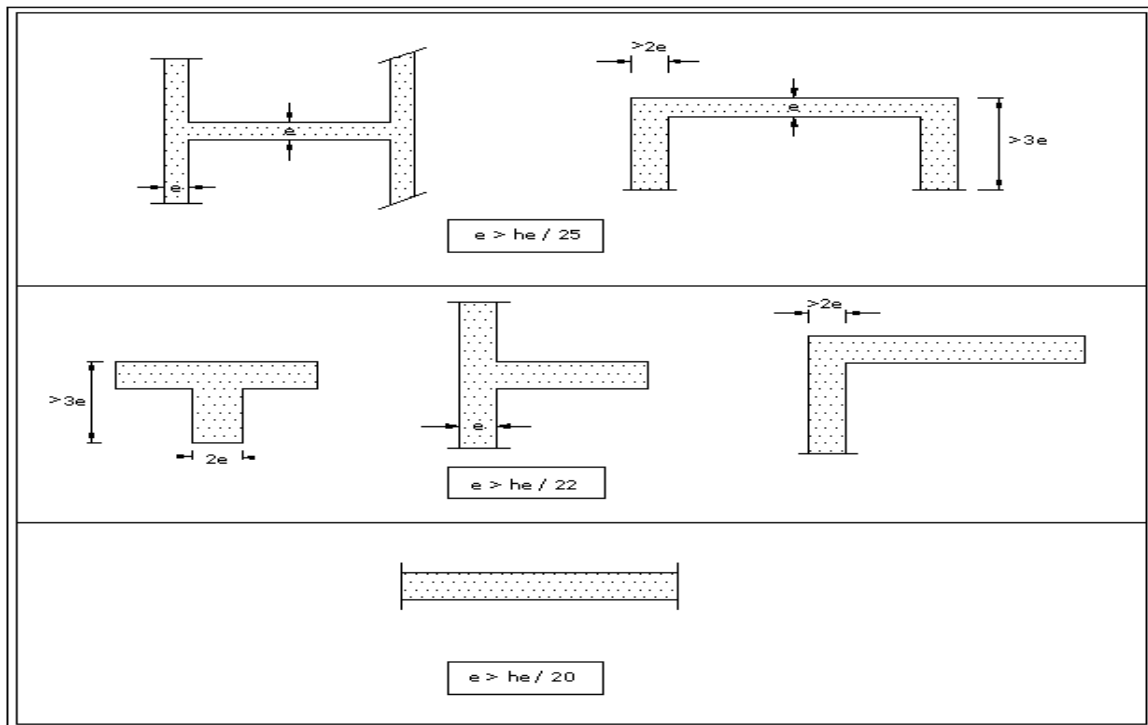


Figure II-3: Coupe de voile en plan.

$$e \geq \text{Max} (h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

$$h_e = 4,08\text{m}$$

$$e \geq (15,36 - 17,47 - 19,2) \text{ cm}$$

On adopte Alors :

$$e = 20 \text{ cm}$$

II-5) Les balcons:

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, il a travaillé comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.

L'épaisseur de la dalle de balcon est donnée par la formule suivante :

selon le BAEL91 $e \geq \frac{L}{10}$ Avec L: largeur de balcon

$$e \geq \frac{135}{10} \Rightarrow e \geq 13,5 \text{ cm}$$

On prend **e=15 cm**

II-6) Les escaliers :

Dans une structure la circulation verticale se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. l'escalier se compose d'une ou de plusieurs volées, comportant des marches et des paliers d'arrivée, de départ et éventuellement, des paliers intermédiaires. Les escaliers sont caractérisés par les dimensions suivantes :

H : Hauteur 'étage

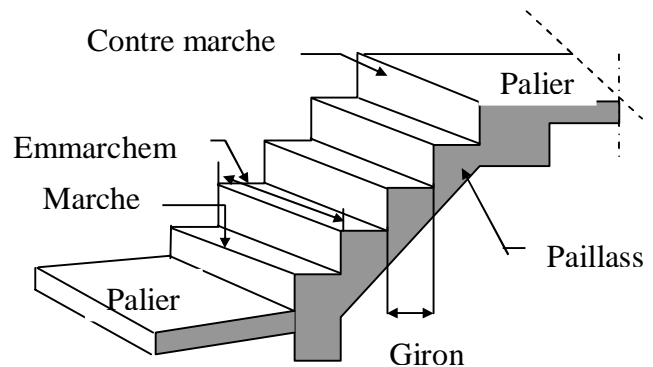
g : Giron

e_p : épaisseur de paillasse

h : hauteur de la contre marche

L : la longueur de la paillasse pochetée

n : nombre de contre marche

**-Les Caractéristiques techniques :**

Dans notre projet on a un type d'escaliers à deux volées :

a)-Pour étage courant :

Nous utilisons la formule de BLANDEL :

Hauteur d'étage : $H = 3.06 \text{ m}$

Hauteur de la marche : $16.5 \leq h \leq 17.5 \text{ cm}$ on prend **h = 17 cm**

Nombre de marche : $n = \frac{306}{17} = 18$

Le Giron : $60 < 2h+g < 64 \text{ cm} \Rightarrow 26 < h < 30$ on prend **g = 30 cm**

Il y a deux volées ($H/2 = 1.53 \text{ m}$) donc :

Il y a 9 marches sur chaque volée (V7) et (V8).

- **L'emmarchement :**

On adopte un jour de : 20 cm

=> Longueur de l'emmarchement :

$$L = (240-20)/2 = 1.10 \text{ m}$$

- **Palier :**

-Largeur de palier : $l = 1.55 \text{ m}$

-L'épaisseur de palier : $e = 15 \text{ cm}$

- **Paillasse :**

-L'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = 1.53/2.70 = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ \text{ Alors :}$$

-La longueur de la paillasse est égale à : $l = 2.70/\cos \alpha = 3.10\text{m}$

-L'épaisseur de la paillasse : est comprise entre :

$$L / 30 < ep < L / 20 \Rightarrow 310 / 30 < ep < 310 / 20$$

$$10.33 \text{ cm} < ep < 15.5 \text{ cm} \quad \text{on prend } \mathbf{ep = 15 \text{ cm}}$$

b)-Pour RDC :

Hauteur d'étage : $h = 3.74 \text{ m}$

Hauteur de la marche : $16.5 \leq h \leq 17,5\text{cm}$

On prend **h=17cm**

Nombre de marche : $n = 374/17 = 22$

Le Giron : $60 < 2h+g < 64 \text{ cm} \Rightarrow 26 < h < 30$ on prend **g = 30 cm**

Il y a deux volées a la hauteur de 3,06m ($H/2 = 1.53 \text{ m}$) donc :

Il y a 9 marches sur chaque volée (V5) et (V6)

Et Il y a 5 marches sur volée (V4) a la hauteur 0,85m

$$\text{Tg}(\alpha) = 1,53/2,70 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

La longueur de la paillasse est $2,70/\cos\alpha \Rightarrow L = 3,10\text{m}$

-L'épaisseur de la paillasse : est comprise entre :

$$L / 30 < ep < L / 20 \Rightarrow 310 / 30 < ep < 310 / 20$$

$$10,33\text{cm} < ep < 15,5 \text{ cm} \quad \text{on prend } \mathbf{ep = 15 \text{ cm}}$$

c)-Pour entre sol (2) :Hauteur d'étage : $h = 4.08 \text{ m}$ Hauteur de la marche : $16.5 \leq h \leq 17,5 \text{ cm}$ On prend **$h = 17 \text{ cm}$** Nombre de marche : $n = \frac{408}{17} = 24$ Le Giron : $60 < 2h+g < 64 \text{ cm} \Rightarrow 26 < h < 30$ on prend **$g = 30 \text{ cm}$**

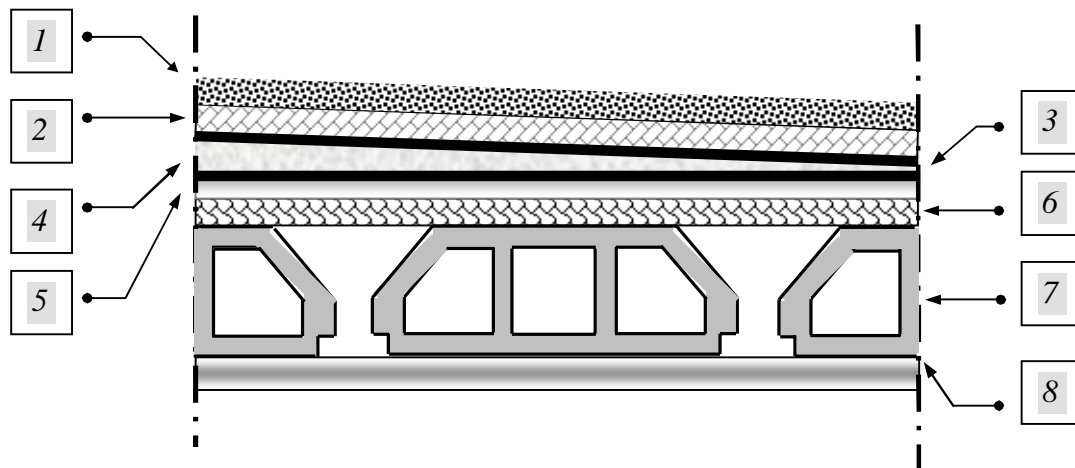
Donc :

Il y a 6 marches sur volée(V1) et 13 marches sur volée (V2).

Et Il y a 10 marches sur volée (V3).

II-7) Evaluation des charges et surcharges :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les différentes charges et surcharges existantes sont :

Les charges permanentes (**G**).Les surcharges d'exploitation (**Q**).**1) Les charges permanentes :****a)-Plancher terrasse :****Figure II-4:** Plancher terrasse.

Les éléments	e (cm)	Poids volumique(KN/m ³)	Poids surfacique(KN/m ²)
Gravillon de protection	5	20	1
Etanchéité multicouche	2	12	0.24
Papier kraft	2feuilles	/	0.50
Forme de pente	8	22	1.76
Isolation thermique	4	4	0.16
Par vapeur	1	1	0,01
Plancher corps creux	16+4	/	2.85
Enduit en plâtre	2	10	0.20

TOTAL	G ter = 6.72 KN/m²
--------------	--------------------------------------

Tableau II-1: Charges permanentes du plancher corps creux terrasse.

b) Planchers des étages courants :

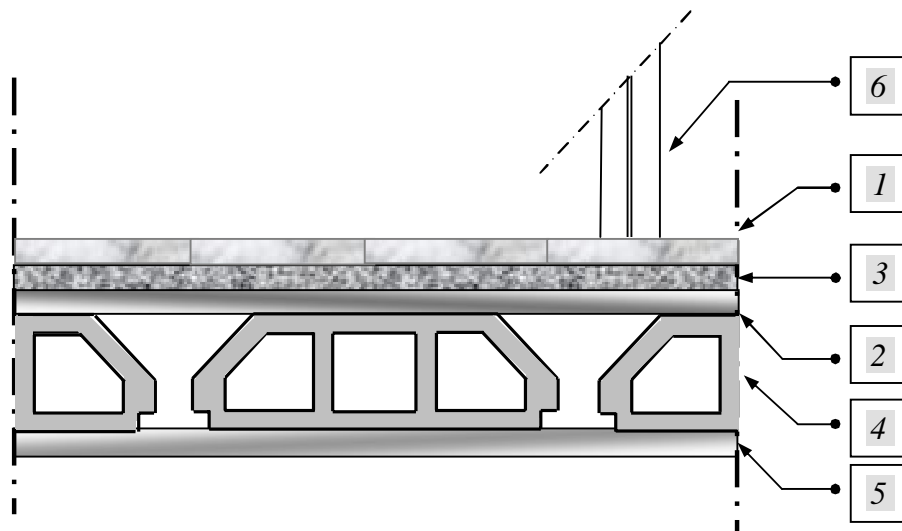


Figure II-5: Planchere des étages courants.

Les éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Plancher corps creux	16+4	/	2.85
Enduit en plâtre	2	10	0.20
Cloison de séparation	10	10	1

TOTAL	G ec = 5,21 KN/m²
--------------	-------------------------------------

Tableau II-2 : Charges permanentes du plancher corps creux étage courant.

c) Murs extérieure (doubles parois en briques creuses) :

Les éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit extérieur	2	10	0.20
Briques creuses ext	15	9	1.35
Lame d'air	5	0	0.00
Briques creuses int	10	9	0.90
Revêtement de ciment	2	18	0.36

TOTAL	G m ext = 2.81 KN/m²
--------------	--

Tableau II-3 : Charges permanentes de mur extérieur.

d) Murs intérieurs :

Les éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit en plâtre	2+2	10	0.40
Briques creuses	10	9	0.90
Revêtement de ciment	2	18	0.36

TOTAL	G =1.66 KN/m²
--------------	---------------------------------

Tableau II-4: Charges permanentes de mur intérieur.

e) balcons :

Les éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.40
Chape de mortier	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en B A	15	25	3.75
Enduit en ciment	2	20	0.40
TOTAL			Gbal = 5.31 KN/m²

Tableau II-5: Charges permanentes des balcons

f) Les escaliers :

1)-palier :

Matériau	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	17	0.34
Dalle en BA	15	25	3.75
Enduit de ciment	2	20	0.20

TOTAL	G pal = 5.13 KN/m²
--------------	--------------------------------------

2)- volée :

Matériau	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	17	0.34
Marche	17/2	25	2.13
Paillasse	15	25	3.75
Enduit en ciment	2	20	0.40
TOATL			G volé = 7.46 KN/m²

Tableau II-6: Charges permanentes des escaliers.

g) Acrotère :

Eliment constituants	Masse volumique kN/m ³	Surface m ²	Masse linéaires kN /m
Acrotère	25	0.113	2.825
Enduit en ciment	2	20	0.40
Total			G= 3.225

Tableau II-7: Charges permanentes d l'acrotère.

2) Surcharge d'exploitations :

Nature des locaux	Surcharges kN/m ²
Planche terrasse inaccessible	1.00
Plancher usage d'habitation	1.50
Plancher usage bureau	2.50
Plancher usage commerce	2.50
Balcon	3.50
Escalier	2.50
Acrotère	1.00

Tableau II-8: Surcharge d'exploitation.

II-8) Pré dimensionnement des poteaux :**a. Principe :**

Les poteaux sont pré dimensionné en compression simple. Nous choisissons les poteaux les plus sollicités de la structure ; c'est-à-dire un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. On utilise un calcul basé sur la descente de charge tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

b. Etapes de pré dimensionnement (calcul) :

Calcul de la surface reprise par chaque poteau.

Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.

La section du poteau est alors calculée à l'état limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du béton selon le "BAEL 91 modifié 99".

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le “**RPA99 version 2003**” [2].

Vérifier la section à l'E.L.S.

La section du béton sera déterminée selon l'effort centré maximum de compression. La section est donc calculée selon la formule donnée par le CBA 93 l'article B.8.4.1

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

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

B_r : section du poteau (en cm^2).

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

f_{c28} : résistance à la compression de béton à 28 jours.

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

$\gamma_s = 1.15$; Coefficient de sécurité pour le cas général de l'acier.

$\gamma_b = 1.5$; Coefficient de sécurité pour le cas général du béton.

α : coefficient dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\alpha = 0,85 / (1 + 0,2(\lambda/35)^2) \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0,60 (50/\lambda)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70.$$

On choisi un élancement mécanique $\lambda=35$ pour que l'hypothèse des compressions centrées soit toujours vérifiée d'ou :

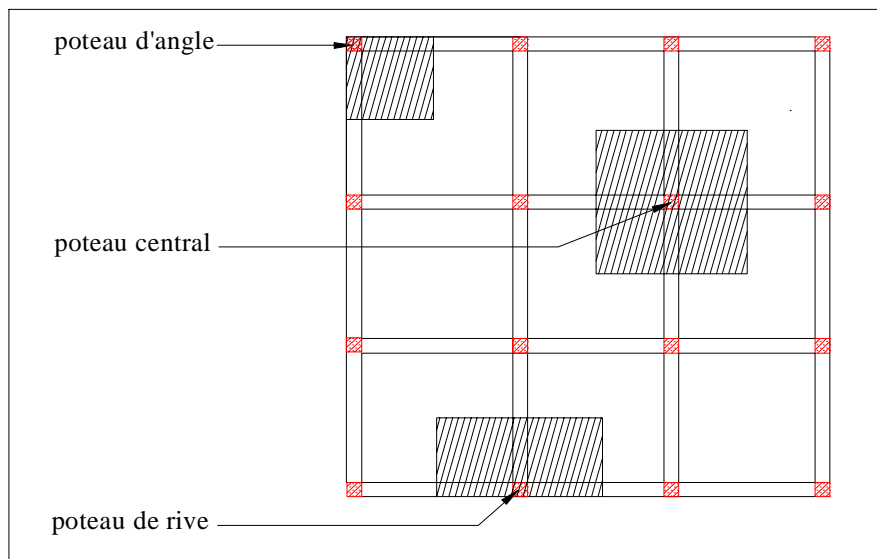
$$\alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times 1) = 0,708$$

On suppose que $A=0$

Donc :

$$N_u \leq \alpha (B_r \cdot f_{c28} / 0,9 \gamma_b).$$

$$\text{D'où : } \quad \mathbf{B_r \geq 0,64 N_u}$$

Calcul des surfaces d'influence pour chaque poteau :**Figure II-6:** Evaluation des charges verticales.**Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux :****Poteaux Voisin de rive :**

Le poteau voisin de rive le plus sollicité est à une surface offerte : 18.70 (m²)

Avec une majoration de 15%, on trouve que :

$$S = 18.7 \times 1.15 = 21.505 \text{ m}^2.$$

Les charges permanentes seront majorées de 10% pour tenir compte le poids propres des poteaux et des poutres

Niveaux	G_{maj} (KN)	Q (KN)	$N_U(\text{cumulé})$ (KN/m ²)	$S'(m^2)$	N_U (KN)	Br	A=B	A_{min}	A=B adopte
terrasse	7.39	1	/	/	/	/	/	/	/
4 ^{eme}	5.73	1.5	11.47	21.505	246.66	157.86	14.56	25	40
3 ^{eme}	5.73	1.5	21.45	21.505	461.28	295.21	19.18	25	40
2 ^{eme}	5.73	1.5	31.43	21.505	675.90	432.57	22.79	25	40
1 ^{er}	5.73	1.5	41.41	21.505	890.52	569.93	25.87	25	40
RDC	5.73	2.5	51.39	21.505	1105.14	707.28	28.59	25	45
E/SOL	5.73	2.5	62.87	21.505	1352.01	865.28	31.41	25	45
E/SOL	/	/	74.35	21.505	1598.89	1023.28	33.98	25	45

Tableau II-9: Descente de charge (Poteau Voisin de rive).

III-1) Introduction :

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

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

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : les escaliers, l'acrotère, les planchers à corps creux, les balcons.

III-2) Etude de l'acrotère :

2-1) Définition:

Notre ouvrage comprend un seul type d'acrotère. L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encadrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

2-2) Schéma statique (solicitation durable) :

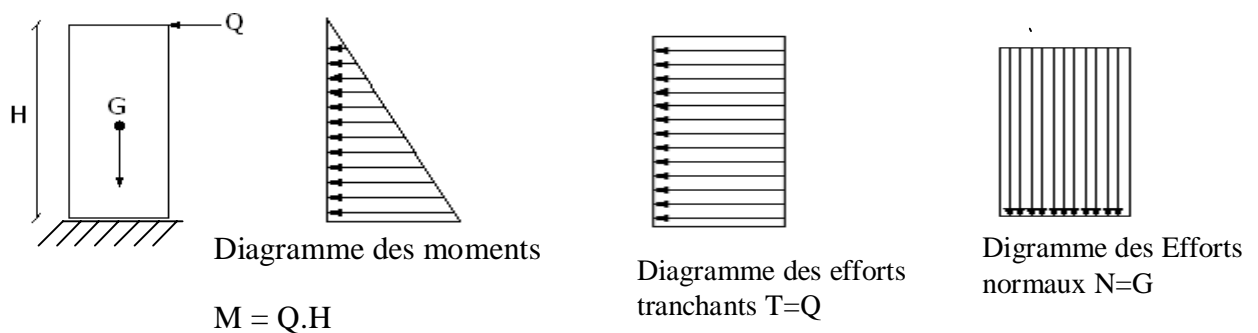


Figure III-1: Schéma statique et diagrammes des sollicitations.

2-3) Vérification au séisme :

D'après le RPA99V2003 (Article 6.2.3) les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique (zone IIa) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe2) $\Rightarrow A = 0.15$

C_P: facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 dans le tableau (6.1)

C_P = 0,80 (élément en console)

W_P: poids de l'acrotère **W_P = 3,22 KN/ml**

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3,22$ donc : **F_P = 1.54 KN/ml**

2-4) Les charges :

Poids propre de l'acrotère: $G = 3,22 \text{ KN/ml}$

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

Force sismique : $F_p = 1.54 \text{ KN/ml}$

2-5) Sollicitations :

G : Crée un effort normal : $N_G = G = 3,22 \text{ KN/ml}$

Crée un Moment : $M_G = 0$

Q : Crée un effort normal : $N_Q = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_Q = Q \times H = 1 \times 1 = 1 \text{ KNm}$

F_p : Crée un effort normal : $N_{F_p} = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_{F_p} = F_p \cdot 2 \cdot h / 3 = 1,02 \text{ KNm}$

Combinaison des sollicitations :

➤ ELU : $N_U = 1.35N_G + 1.5N_Q$

$M_U = 1.35M_G + 1.5M_Q$

➤ ELS : $N_{ser} = N_G + N_Q$

$M_{ser} = M_G + M_Q$

Combinaison accidentelle : $G + 0,75Q + F_p$

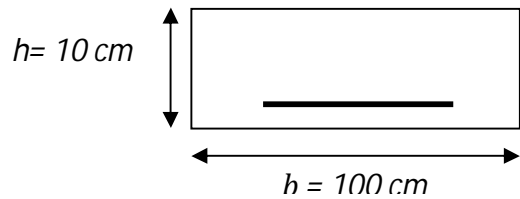
Cas	Combinaisons	M(KNm)	N(KN)
ELU	1.35G + 1.5Q	1.5	4,34
ELS	G + Q	1.00	3,22
ELA	G + 0.75Q + F_p	1.77	3,22

Tableau III-1 : Combinaisons d'actions.

2-6) Ferrailage :

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire avec :

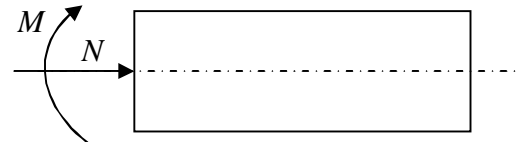
$h = 10 \text{ cm}$ $b = 100 \text{ cm}$
 $d = 8 \text{ cm}$ $d' = 2 \text{ cm}$



a) Calcul des armatures à L'E.L.U :

❖ *Calcul de l'excentricité :*

$e_u = M_u / N_u = 1.50 / 4,34 = 0.35 \text{ m}$



$h/2 - d' = 5 - 2 = 3 \text{ cm} \Rightarrow e_u = 35 \text{ cm} > h/2 - d' = 3 \text{ cm}$

D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression ($N_u > 0$), donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

❖ *Calcul en flexion simple :*

-Moment fictif :

$e_A = e_{0+} + (h/2 - d') = 0.35 + (0.1/2 - 0.02) = 0.38 \text{ m}$

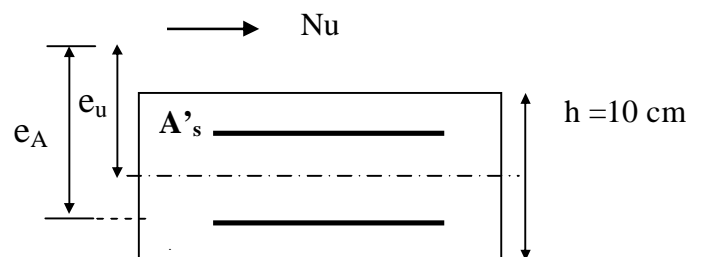
$M_f = N_u \times e_A = 4,34 \times 0.38 = 1.64 \text{ KN.m}$

-Moment réduit :

$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1 * 1.15} = 14.2 \text{ MPa}$

$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b * d^2 * f_{bu}}$

$\mu_{bu} = \frac{1.64 * 10^{-3}}{1 * (0.08)^2 * 14.2} = 0.018$



Hypothèses du calcul :**D'après BAEL :**

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \quad \text{pour la flexion simple ou composé.}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \quad \text{pour la compression simple ou composé.}$$

$$\alpha_l = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}} \quad ; \quad \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.667 \quad \text{avec}$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E} \quad ; \quad \varepsilon_{se} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 0.00174$$

$$\varepsilon_{se} = 1.74 \text{ ‰}$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.667 \times (1 - 0.4 \times 0.667)$$

$$\mu_l = 0.391$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \quad A_s' = 0 \quad (\text{Pas d'armature comprimée})$$

$$\mu_{bu} = 0.018 \pi 0.275 \quad \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$A = \frac{M_f}{Z_b * f_{ed}}$$

$$\text{Tel que : } Z_b = d(1 - 0.4 * a)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.018)}) = 0.0227$$

$$Z_b = 0.08(1 - 0.4 * 0.0227) = 0.079m$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{1.64 * 10}{0.079 * 348} = 0.59 \text{ cm}^2$$

❖ *Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée :*

$$A_s = A - N_u / \sigma_s = 0.59 - (4,34 \times 10) / (348) = 0.46 \text{ cm}^2$$

❖ *Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99)*

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_{ed}} \\ f_{ed} = 400 \text{ Mpa} \\ f_{t28} = 0.6 + 0.06 (f_{c28}) = 2.1 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$A_{\min} = 0.23 (1 \times 0.08) \times 2.1 / 400 = 0.966 \text{ cm}^2$$

❖ *Conclusion de ferrailage :*

$$A_s = \text{Max} (A ; A_{\min}) = (0.59 ; 0.966) = \mathbf{0.996 \text{ cm}^2}$$

On prend : $A_s = \mathbf{4HA8} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$ avec espacement

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

❖ *Armature de répartition :*

$A_r = A_s / 4 = (2.01) / 4 = 0.503 \text{ cm}^2$ Repartie sur 100 cm de hauteur, avec un espacement :

$$S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

On prend \Rightarrow $\mathbf{4 HA8}$ avec espacement $S_t = \mathbf{25 \text{ cm}}$

2-7) Vérifications à l'E.L.U :**a) Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que $\tau_{u \max} < \bar{\tau}$ tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d} = \frac{1.50 * 10^{-3}}{1 * 0.08} = 0.019 \text{ MPa} \quad \text{Avec } T_u = 1.5 * Q = 1.50 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0.15 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0.15 * \frac{25}{1.5}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau} > \tau_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification d'adhérence des barres : au cisaillement :

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime.

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{c28} \quad (\psi_s : \text{Coefficient de scellement})$$

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

$$\psi_s = 1.5 \text{ (acier } F_e400, \text{ haute adhérence)}$$

τ_{se} : Contrainte d'adhérence

$\bar{\tau}_s$: Contrainte d'adhérence

$$\sum u_i = n\pi\phi : \text{Somme du périmètre utile des barres}$$

n: nombre des barres

ϕ : Diamètre des barres ($\phi=8\text{mm}$)

$$\tau_s = \frac{1500}{0.9 \times 0.08 \times 4\pi \times (0.008) \times 10^6} = 0.20 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = \psi_s f_{ij} = \psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_s = 1.5(2.1) = 3.15 \text{MPa}$$

$\tau_s = 0.20 < 3.15 \text{MPa}$ condition vérifier donc Il n'est y a pas de risque

d'entraînement des barres.

2-8) Vérification à l'ELS :

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{SER}} = \frac{1.00}{3.22} = 0.31 \text{m} \phi 0.03 \text{m} \quad \text{Donc la section est partiellement comprimée}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = y * k \quad \text{Avec} \quad k = \frac{M_{ser}}{I}$$

✓ **Position de l'axe neutre:**

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \dots\dots\dots \text{BAEL.91.P.155}$$

Avec : $\begin{cases} \eta = 15 & \text{c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.} \\ A'_s = 0 \end{cases}$

$$Y = 15 \frac{2.01}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{8 \times 100}{7.5 \times 2.01}} - 1 \right] \Rightarrow Y = 1.91 \text{ cm}$$

✓ **Calcul de Moment d'inertie I:**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \left[A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2 \right]$$

$$I = \frac{100}{3} 1.91^3 + \left[15 \cdot 2.01 (8-1.91)^2 \right] \Rightarrow I = 1350.46 \text{ cm}^4$$

a) Contrainte de compression dans le béton :

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

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{1.00}{1350.46 \times 10^{-8}} = 7.40 \times 10^4 \text{ KN} / \text{m}^3$$

$$K = 0.074 \text{ N} / \text{mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.074 \times 1.91 \times 10$$

$$\sigma_{bc} = 1.41 \text{ Mpa}$$

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

1.41 Mpa < 15Mpa C.V

b) Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right\} = \min(267.67MPa; 201.63MPa)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63MPa$$

$$\sigma_s = n \times K(d-y)$$

$$\sigma_s = 15 \times 0.074 \times (80-19.1)$$

$$\sigma_s = 67.59MPa$$

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

67.59 Mpa < 201.63 Mpa C.V

2-9) Schéma de coffrage et ferrailage de l'acrotère :

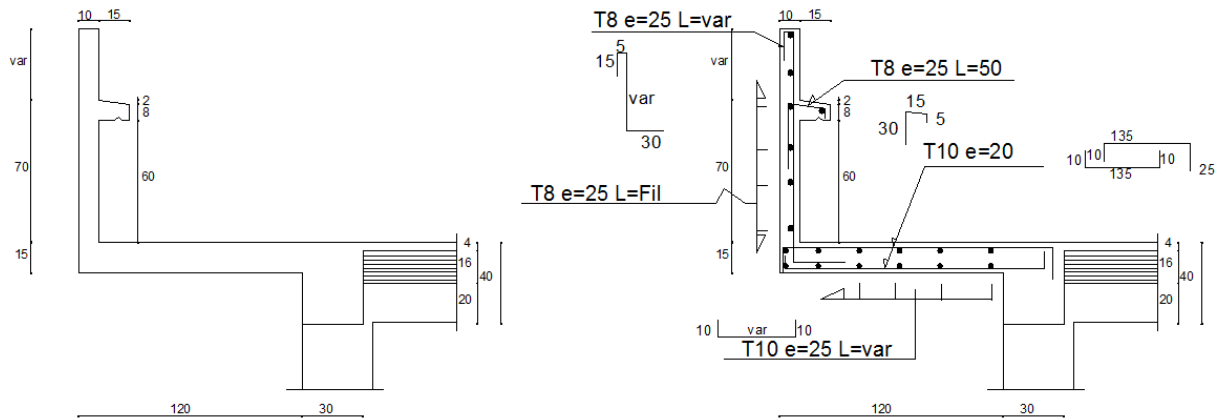


Figure III-2: Coffrage et ferrailage de l'acrotère

III-3) Etude des balcons :

3-1) Introduction :

Le balcon est considéré comme une console en béton armé encastree à son extrémite, donc ces éléments de structure vont subir des charges particulières. Par ailleurs ils sont

également soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des dispositions constructives spéciales.

3-2) Les charges :

a) Evaluation des charges :

Charge permanente revenant à la dalle	$G = 5.31 \text{ KN/ml}$
Charge d'exploitation	$Q_1 = 3.5 \text{ KN/ml}$
Charge de garde corps	$G_2 = 1 \text{ KN/ml}$
Charge due à la main courant	$Q_2 = 1,00 \text{ KN/ml}$
Action accidentelle.	$F_p = 0 \text{ KN/m}^2 \quad L = 1.20 \text{ m} < 1.5 \text{ m}$

b) Combinaisons des charges :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur :

• **E.L.U :**

Charge uniformément répartie :

$$q_u = (1.35G + 1.5 Q) = 1.35 (5.31) + 1.5 (3.5) = 12.42 \text{ KN/ml}$$

Charge concentré :

$$P_U = 1.35P = 1.35 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uq2} = 1.5Q_2 = 1.5 \text{ KN/ml}$$

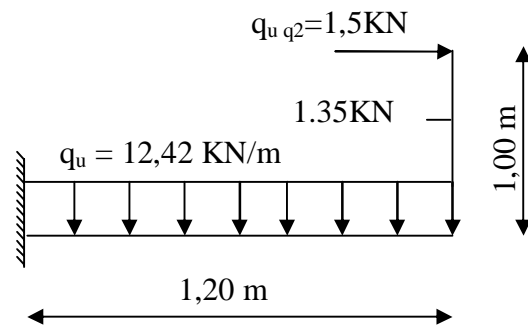


Figure III-3: Schéma statique à l'ELU.

• **E.L.S**

Charge uniformément répartie :

$$q_{ser} = (G + Q) = (5.31) + (3.5) = 8.81 \text{ KN/m}$$

Charge concentré :

$$p_{ser} = 1 \text{ KN/m}$$

$$q_{serq2} = 1 \text{ KN/m}$$

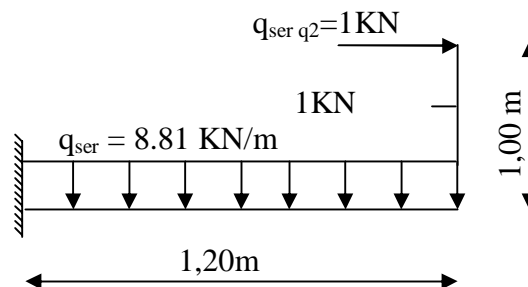


Figure III-4: Schéma statique à l'ELS.

3-2) Les moments et Les efforts tranchants :

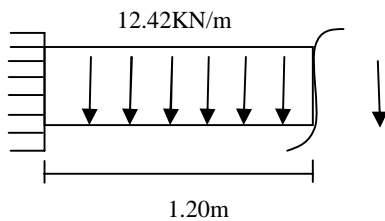
➤ L'ELU:

$$\sum F(x)=0 \quad \Rightarrow \quad R_x=0$$

$$\sum F(y)=0 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} R_y - q_u L - P_u = 0 \\ R_y = q_u L + P_u \\ R_y = (12.42)(1.20) + (1.35) \end{cases} \quad \mathbf{R_y = 16.25 \text{ KN}}$$

$$\sum M/o = 0 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M_y + q_u \frac{L^2}{2} + P_u L = 0 \\ M_y = -q_u \frac{L^2}{2} - P_u L \\ M_y = -12.42(1.20)^2/2 - 1.35(1.20) \end{cases} \quad \mathbf{M_y = -10.56 \text{ KN.m}}$$

$0 \leq x \leq 1.20\text{m}$:



$$\begin{cases} R_y - T - q_u(x) = 0 \\ T = R_y - q_u(x) \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} T(0\text{m}) = 16.25 \text{ KN} \\ T(1.20\text{m}) = 1.35 \text{ KN} \end{cases}$$

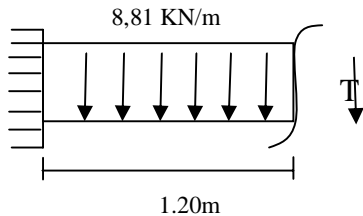
$$\begin{cases} M_y + R_y X - q_u \left(\frac{X^2}{2}\right) - M_u = 0 \\ M_u = M_y + R_y X - q_u \left(\frac{X^2}{2}\right) \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M_u(0\text{m}) = -10.56 \text{ KN.m} \\ M_u(1.20\text{m}) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ L'ELS:

$$\sum F(y)=0 \Rightarrow \begin{cases} Ry - q_u L - P_u = 0 \\ Ry = q_u L + P_u \\ Ry = (8.81)(1.20) + 1 \end{cases} \quad \mathbf{Ry = 11.57 \text{ KN}}$$

$$\sum M/O = 0 \Rightarrow \begin{cases} My + q_s \frac{L^2}{2} + P_s L = 0 \\ My = -q_s \frac{L^2}{2} - P_s L \end{cases} \quad \mathbf{My = -7.54 \text{ KN.m}}$$

0 ≤ x ≤ 1.20m:



$$\begin{cases} Ry - T - q_s(x) = 0 \\ T = Ry - q_s(x) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T(0\text{m}) = 11.57 \text{ NN} \\ T(1.20\text{m}) = 0.99 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} My + RyX - q_s \frac{X^2}{2} - M_u \\ M_u = My + RyX - q_s \frac{X^2}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_u(0\text{m}) = -7.54 \text{ KN.m} \\ M_u(1.20\text{m}) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Le tableau des moments et des efforts tranchants trouvés :

Sollicitation	ELU		ELS	
	X=0	X=1.2	X=0	X=1.2
T (x) KN	16,25	1.35	11.57	0.99
M(x) KN.m	-10,56	0	-7,57	0

Tableau III-2: Moments et des efforts tranchants trouvés.

➤ Diagramme des moments et des efforts tranchants :

A L'ELU :

Moment fléchissant (Kn.m) :

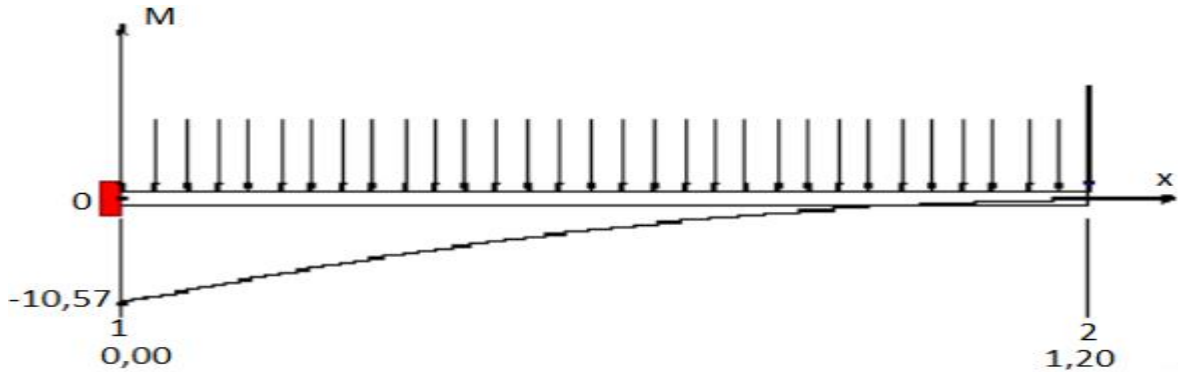


Figure III-5: Diagramme des moments fléchissant a l'ELU.

Effort tranchant (Kn) :

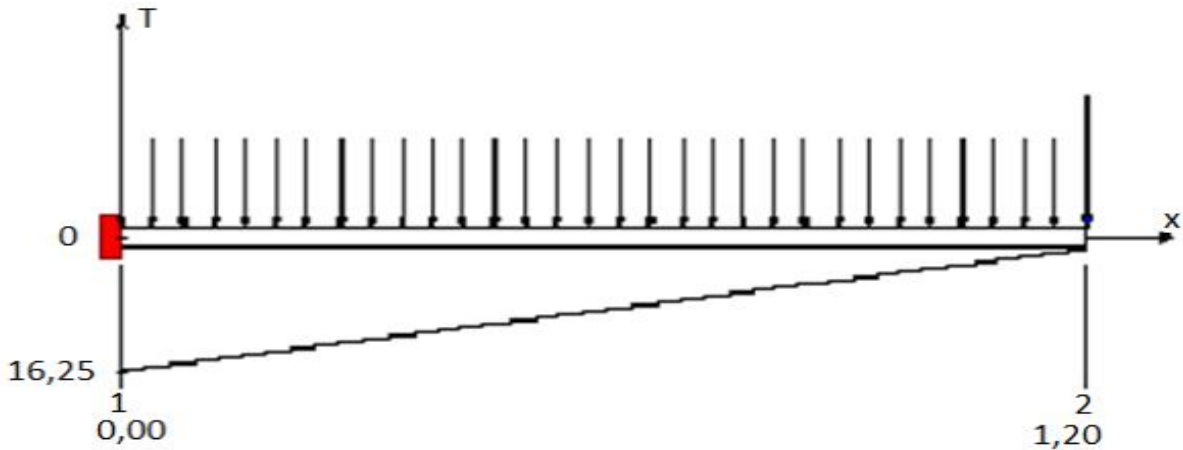


Figure III-6: Diagramme des efforts tranchant a l'ELU.

A L'ELS :

Moment fléchissant (Kn.m) :

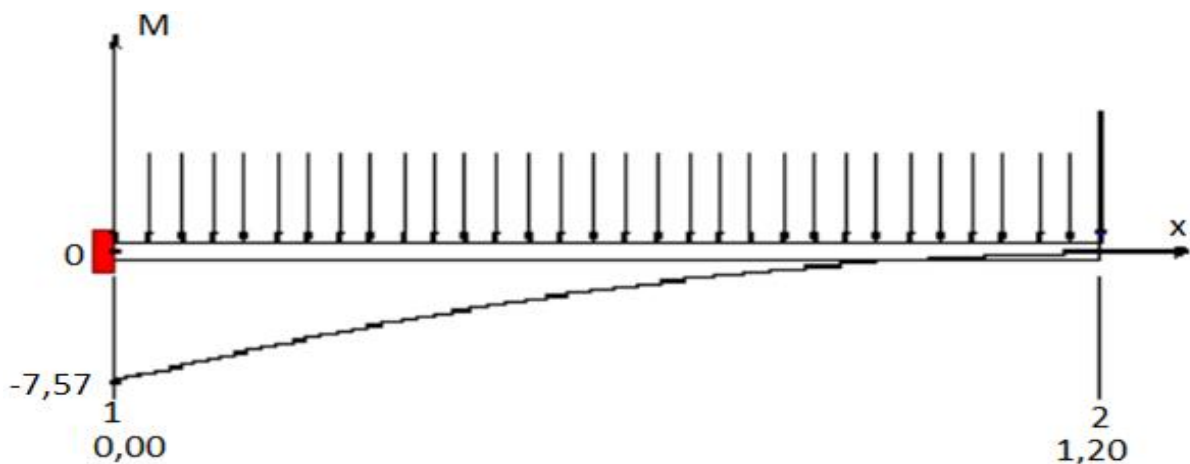


Figure III-7: Diagramme des moments fléchissant a l'ELS.

Effort tranchant (Kn) :

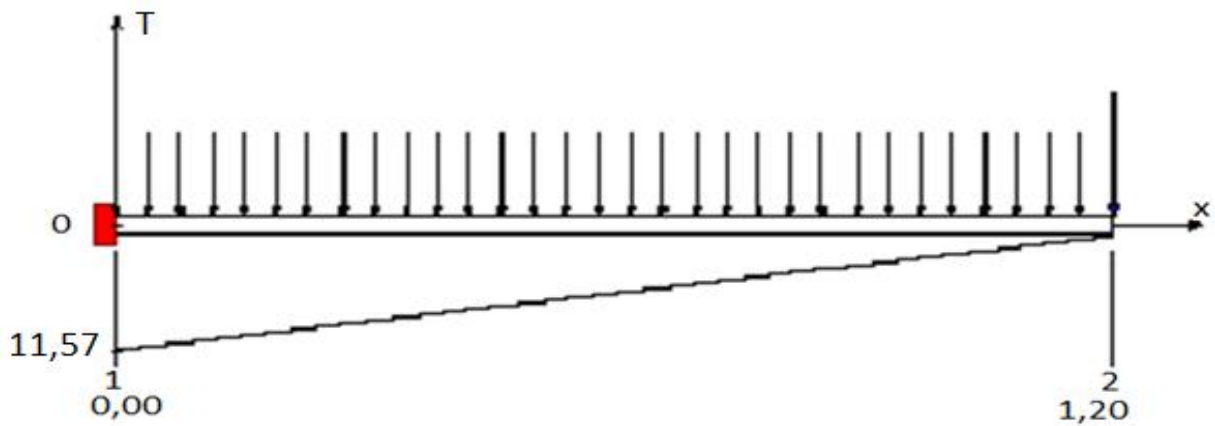


Figure III-8: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

3-4) Calcul du Ferrailage :

1) armature principale : $b = 1\text{m}$, $h = 15\text{cm}$, $d = 13\text{ cm}$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1 * 1.15} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b * d^2 * f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{10,56 * 10^{-3}}{1 * (0.13)^2 * 14.2} = 0.044$$

D'après BAEL :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \quad \text{pour la flexion simple ou composé.}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \quad \text{pour la compression simple ou composé.}$$

$$\alpha_l = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}} \quad ; \quad \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.667 \text{ avec}$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_{sX} E} \quad ; \quad \varepsilon_{se} = \frac{400}{1.15 * 200000} = 0.00174$$

$$\varepsilon_{se} = 1.74 \text{ } ^\circ / \text{ } ^\circ$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.667 \times (1 - 0.4 \times 0.667)$$

$$\mu_l = 0.391$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \quad A_s' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée)}$$

$$\mu_{bu} = 0.044 \pi 0.275 \text{ On utilise la méthode simplifiée}$$

$$A = \frac{Mu}{Z_b * f_{ed}}$$

$$\text{Tel que : } Z_b = d(1 - 0.4 * a)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.044)}) = 0.056$$

$$Z_b = 0.13(1 - 0.4 * 0.056) = 0.127m$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{10,56 * 10}{0.127 * 348} = 2.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{5HA 10 / ml} = 3,93 \text{ cm}^2 \quad \text{avec} \quad \mathbf{S_t=20 \text{ cm.}}$$

2) armature de répartition :

$$A_r = A_l / 4 = 3.93 / 4 = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{4HA 10} = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec} \quad \mathbf{S_t=25 \text{ cm.}}$$

Vérifications :

➤ **L'ELU:**

a) Condition de non fragilité :

$$A_l \geq A_{\min}$$

$$A_r \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{Fe} = \frac{0,23.1.(0.13).(2.1)}{400} = 1.57 \times 10^{-4} m^2 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$A_r = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

b) Vérification de disposition d'armature :

Armature longitudinale :

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Avec : h : l'épaisseur du balcon = 15cm

$$S_t = 20\text{cm} \pi 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Armature de répartition :

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} \pi 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

c) Vérification de l'effort tranchant : Art III.2 / BAEL 91):

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que : **(La fissuration est préjudiciable)**

$$T_u^{\max} = 16,25 \text{ KN}$$

$$\tau_U = T_u / b.d \pi \bar{\tau} \quad \text{Avec : } \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

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

$$\tau_U = 16,25 \times 10^{-3} / 1 \times 0.13 = 0.125 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

d) Vérification de l'adhérence d'appui : (BAEL 91 art 5.1.1)

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime

$$\tau_{ser} = T_u / 0.9 \times d \times \sum u_i \pi \tau_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 MPa$$

$$\tau_{ser} = 16,25 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.13 \times 5(0.1)\pi = 0.012 MPa \pi \tau_{se} = 3.15 MPa \dots\dots\dots C.V$$

➤ **L'ELS:**

a) Contrainte de compression dans le béton :

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

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

✓ **Position de l'axe neutre:**

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \dots\dots\dots \text{BAEL.91.P.155}$$

Avec : $\begin{cases} \eta = 15 & \text{c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.} \\ A'_s = 0 \end{cases}$

$$Y = 15 \frac{3.93}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{13 \times 100}{7.5 \times 3.93}} - 1 \right]$$

D'où : **Y=3.37cm**

✓ **Calcul de Moment d'inertie I:**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \left[A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2 \right]$$

$$I = \frac{100}{3} 3.37^3 + 15 \left[3.93 (13-3.37)^2 \right]$$

D'où : **I = 6742.6 cm⁴**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{7,57 \times 10^6}{7642.6 \times 10^4} = 0.099 N / mm^3$$

$$K = 0.099N / mm^3$$

$$\sigma_{bc} = K.y = 0.099(33.7) = 3,33MPa \leq \bar{\sigma} = 15MPa \dots\dots\dots C.V$$

b) Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right\} = \min \left\{ 267.67MPa ; 201.63MPa \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63MPa$$

$$\sigma_s = \eta.K.(d - y) = 15 \times 0.099 \times (130 - 33.7) = 143MPa$$

$$\sigma_s = 143MPa \leq \bar{\sigma}_s = 201.63MPa \quad C.V$$

c) Vérification de la flèche :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \qquad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} Mpa$$

1) $0.125 > 0.0625 \dots\dots\dots C.V$

2) $0.125 > 0.10 \dots\dots\dots C.V$

3) $0.0029 < 0.01 \dots\dots\dots C.V$

Schéma de coffrage et ferrailage du balcon :

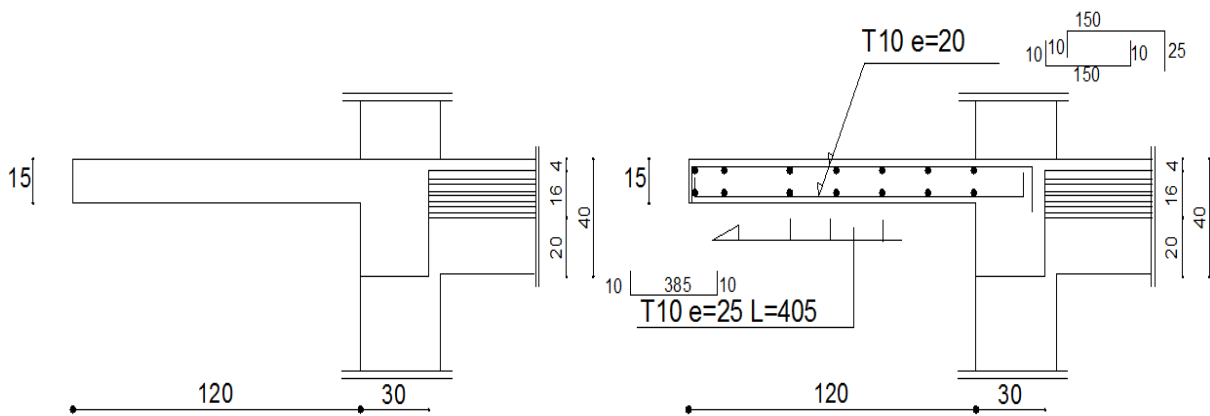


Figure III-9: coffrage et ferrailage du balcon.

III-4) Calcul du plancher :

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

- 1-transmettre les charges aux éléments porteurs.
- 2-Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique
- 3-Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux

1) Plancher à corps creux :

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux (**16+4**) associée à des poutrelles préfabriquées sur chantier. La dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher, avec une épaisseur de **4cm**.

2) Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T_ε en béton armé servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens où on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_0 : \text{largeur de la poutrelle} \\ h : \text{hauteur de la poutrelle} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} ht : \text{Hauteur totale du plancher} \\ b : \text{Largeur de la table de compression} \end{array} \right.$$

l_t : portée maximale dans le sens porteur prise entre deux appuis

$$\text{On a : } h_t \geq \frac{l_t}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{4,45 - 0,3}{22,5} = \frac{4,15}{22,5} = 18,44 \text{ cm} \quad \text{On prend } ht = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } b_0 \text{ on a : } 0,3 h_t \leq b_0 \leq 0,7 h_t \Rightarrow 0,3 \times 20 \leq b_0 \leq 0,7 \times 20$$

$$6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 14 \text{ cm} \quad \text{donc on a } b_0 = 12 \text{ cm}$$

Largeur de la table de compression :

$$\text{On prend : } \mathbf{b = 65 \text{ cm}}$$

3) Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives. et leurs rôle dans le plancher est de transmettre les charges verticales appliquée sur ce dernier aux poutres principales.

Les poutrelles sont calculées en deux phases :

- 1^{ère} phase de calcul avant le coulage de la dalle de compression.
- 2^{ème} phase de calcul après le coulage de la dalle de compression.

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

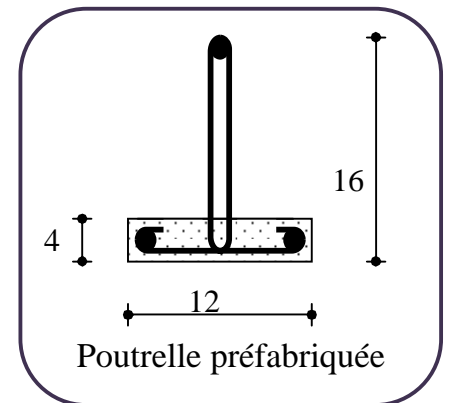
La poutrelle est considérée simplement appuyée sur deux appuis sur ses deux extrémités, elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux, ainsi qu'à la charge due à la main d'œuvre.

Charges et surcharges :

Poids propre de poutrelle : $0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$

Poids de corps creux d'épaisseur (16cm) : $0.65 \times 0.95 = 0,57 \text{ KN/ml}$

$$\text{D'où: } \quad \mathbf{G=0.57 + 0,12 = 0,69 \text{ KN/ml}}$$



Surcharge d'exploitation :

Surcharge due à la main d'œuvre : $\mathbf{Q=0.6 \text{ KN/ml}}$

Combinaison des charges :

Ferraillage à l'ELU:

La poutrelle travaille en flexion simple, et comme elles n'étant pas exposées aux Intempérie, le calcul se fait à l'ELU car la fissuration est considérées comme peu nuisible.

- Combinaison des charges:

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (0.69) + 1.5 (0.6) = 1.83 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = G + Q = 0.69 + 0.6 = 1.29 \text{ KN/ml}$$

- Le moment en travée :

$$M_u = q_u \frac{L^2}{8} = 1.83 \frac{(4.45)^2}{8} = 4.53 \text{ KN m}$$

$$M_{ser} = q_{ser} \frac{L^2}{8} = 1.29 \times \frac{(4.45)^2}{8} = 3.19 \text{ KNm}$$

- L'effort tranchant :

$$T_u = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{1.83 \times 4.45}{2} = 4.07 \text{ KN}$$

$$T_{ser} = R_B = \frac{q_{ser} L}{2} = \frac{1.29 \times 4.45}{2} = 2.87 \text{ KN}$$

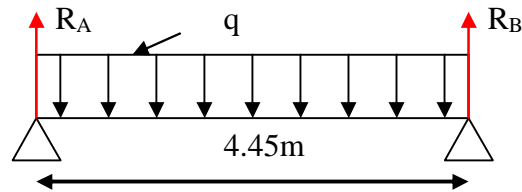


Figure III-10: Schéma statique de la poutrelle.

Calcul des armatures : $b=0.12\text{m}$, $h=4\text{cm}$, $d=0.9 \cdot h=3.6 \text{ cm}$, $F_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

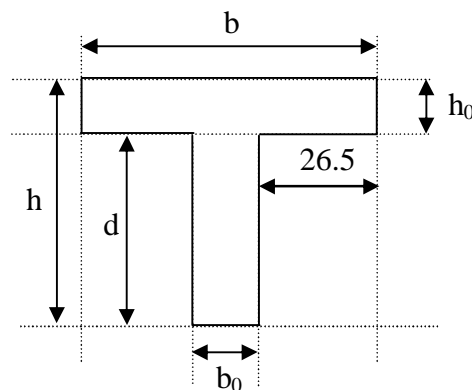
$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{4.53 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.036)^2 \times 14.2} = 2.05$$

$$\mu_1 = 0.391$$

Donc : $\mu_{bu} > \mu_{1u} \Rightarrow A' \neq 0$, La section est doublement armée.

2^{ème} étape : après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis en T. avec les dimensions suivantes : $b=65 \text{ cm}$, $h_0=4 \text{ cm}$, $b_0=12 \text{ cm}$, $h=20 \text{ cm}$.



Charges et surcharges et combinaison des charges :

$$\text{ELU : } q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.60$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = (G + Q) \times 0.60$$

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q_u (KN/m ²)	q_s (KN/m ²)	0.60q_u (KN/m)	0.60q_s (KN/m)
Terrasse inaccessible	6.72	1.00	10.57	7.72	6.34	4.63
Étage courant	5.21	1.50	9.28	6.71	5.56	4.02
RDC	5.21	2.50	10.78	7.71	6.47	4.63
Entre-sol	5.21	2.50	10.78	7.71	6.47	4.63

Tableau III-3: Charges et surcharges d'exploitations.

On calcule le plancher le plus défavorable et on généralisé le ferrailage pour les autres planchers des différents niveaux :

Le cas le plus défavorable c'est le cas de Entre-sol : $q_u = 6.47 \text{ KN/m}^2$, $q_s = 4.63 \text{ KN/m}^2$

Donc on va travailler avec $G = 5,21 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

Choix de la méthode de calcul :

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérées comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 02 méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

- Méthode forfaitaire:

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

- 1) $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.
- 3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\begin{cases} 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25 \end{cases}$$

4) Fissuration peu nuisible.

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

Remarque:

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique **la méthode de Caquot.**

▪ **Application :**

1) $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10.42 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifié.

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.

3) La fissuration est peu préjudiciable.

$$4) \begin{cases} 0.8 \leq \frac{4.35}{2.7} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifié.} \\ 0.8 \leq \frac{4.35}{4.45} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.} \end{cases}$$

Remarque: les conditions d'application ne sont pas vérifié on utilise **la méthode de Caquot.**

✓ **Méthode de Caquot :**

Elle est applicable si la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Principe de calcul :

- Notation de longueur :

$L' = 0,8 L$ travée intermédiaire.

$L = L$ travée de rive.

- Cas des charges uniformément réparties.

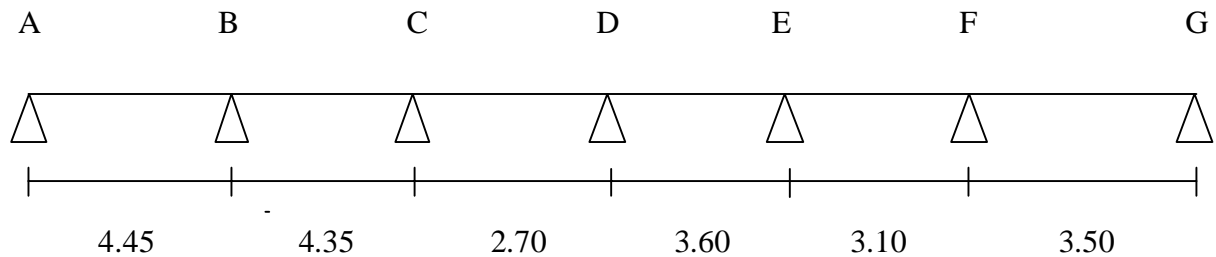
- Cas des charges uniformément réparties.

$$\text{Moment en appuis : } M_i(q) = - \frac{q_w \times l'_w{}^3 + q_e \times l'_e{}^3}{8.5 \times (l'_w + l'_e)}$$

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} x_0 = \frac{-V_w}{q} \\ M_i = M_w - V_w x - \frac{q \times x_0^2}{2} - \sum_{a_i \leq x_0} p_i x \end{cases}$$

$$\text{Efforts tranchants : } \begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \times L}{2} - \sum p_i \left(1 - \frac{a_i}{L}\right) \\ V_e = V_w + q \times L + \sum p_i \end{cases}$$

Poutrelle a 6 travées : Travée (AB, BC, CD, DE, EF et FG)



➤ **Calcule des moments en appuis :**

Appuie A:

$$M_A = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuie B : } M_B = \frac{6.47 \times 4.45^3 + 6.47 \times 3.48^3}{8.5(4.45 + 3.48)}$$

$$M_B = -12.50 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuie C : } M_C = \frac{6.47 \times 3.48^3 + 6.47 \times 2.16^3}{8.5(3.48 + 2.16)}$$

$$M_C = -7.05 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuie D : } M_D = \frac{6.47 \times 2.16^3 + 6.47 \times 2.88^3}{8.5(2.16 + 2.88)} \quad M_D = -5.13 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuie E : } M_E = \frac{6.47 \times 2.88^3 + 6.47 \times 2.48^3}{8.5(2.88 + 2.48)} \quad M_E = -5.55 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuie F : } M_F = \frac{6.47 \times 2.48^3 + 6.47 \times 3.5^3}{8.5(2.48 + 3.5)} \quad M_F = -7.40 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuie G : } \quad M_G = 0 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul du moment et de l'effort tranchant a L'ELU :

Travée AB :

$$V_W = (0 - (-12.50))/4.45 - 6.47 \times 4.45/2 \quad V_W = -11.59 \text{ KN}$$

$$V_E = -11.59 + (6.47 \times 4.45) \quad V_E = 17.20 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_W = (-12.5 - (-7.05))/4.35 - 6.47 \times 4.35/2 \quad V_W = -15.33 \text{ KN}$$

$$V_E = -15.33 + (6.47 \times 4.35) \quad V_E = 12.81 \text{ KN}$$

Travée CD:

$$V_W = (-7.05 - (-5.13))/2.7 - 6.47 \times 2.7/2 \quad V_W = -9.45 \text{ KN}$$

$$V_E = -9.45 + (6.47 \times 2.70) \quad V_E = 8.02 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$V_W = \frac{-5.13 - (-5.55)}{3.6} - \frac{6.47 \times 3.6}{2} \quad V_W = -11.53 \text{ KN}$$

$$V_E = -11.53 + (6.47 \times 3.6) \quad V_E = 11.76 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$V_W = \frac{-5.55 - (-7.40)}{3.10} - \frac{6.47 \times 3.10}{2} \quad V_W = -9.43 \text{ KN}$$

$$V_E = -9.43 + (6.47 \times 3.1) \quad V_E = 10.63 \text{ KN}$$

Travée FG :

$$V_W = \frac{-7.40 - (0)}{3.50} - \frac{6.47 \times 3.50}{2}$$

$$V_W = -13.44 \text{ KN}$$

$$V_E = -13.44 + (6.47 \times 3.5)$$

$$V_E = 9.21 \text{ KN}$$

➤ Calcule le moment en travée :

Travée AB :

$$X_0 = \frac{11.59}{6.47}$$

$$X_0 = 1.79$$

$$M_T = 0 + 11.59 \times 1.79 - 6.47 \times \frac{1.79^2}{2}$$

$$M_T = 10.38 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$X_0 = \frac{15.33}{6.47}$$

$$X_0 = 2.37$$

$$M_T = -12.50 + 15.33 \times 2.37 - 6.47 \times \frac{2.37^2}{2}$$

$$M_T = 5.66 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$X_0 = \frac{9.45}{6.47}$$

$$X_0 = 1.46$$

$$M_T = -7.05 + 9.45 \times 1.46 - 6.47 \times \frac{1.46^2}{2}$$

$$M_T = -0.14 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$X_0 = \frac{11.53}{6.47}$$

$$X_0 = 1.78$$

$$M_T = -5.13 + 11.53 \times 1.78 - 6.47 \times \frac{1.78^2}{2}$$

$$M_T = 5.14 \text{ KN.m}$$

Travée EF :

$$X_0 = \frac{9.43}{6.47}$$

$$X_0 = 1.46$$

$$M_T = -5.55 + 9.43 \times 1.46 - 6.47 \times \frac{1.46^2}{2}$$

$$M_T = 1.32 \text{ KN.m}$$

Travée FG :

$$X_0 = \frac{13.44}{6.47}$$

$$X_0 = 2.07$$

$$M_T = -7.40 + 13.44 \times 2.07 - 6.47 \times \frac{2.07^2}{2}$$

$$M_T = 6.56 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcule le moment en appuie a L'ELS :**

Appuie A:

$$M_A = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuie B : } M_B = \frac{4.63 \times 4.45^3 + 4.63 \times 3.48^3}{8.5(4.45 + 3.48)}$$

$$M_B = -8.95 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuie C : } M_C = \frac{4.63 \times 3.48^3 + 4.63 \times 2.16^3}{8.5(3.48 + 2.16)}$$

$$M_C = -5.04 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuie D : } M_D = \frac{4.63 \times 2.16^3 + 4.63 \times 2.88^3}{8.5(2.16 + 2.88)}$$

$$M_D = -3.67 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuie E : } M_E = \frac{4.63 \times 2.88^3 + 4.63 \times 2.48^3}{8.5(2.88 + 2.48)}$$

$$M_E = -3.98 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuie F : } M_F = \frac{4.63 \times 2.48^3 + 4.63 \times 3.5^3}{8.5(2.48 + 3.5)}$$

$$M_F = -5.29 \text{ KN.m}$$

Appuie G :

$$M_G = 0 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul le moment et l'effort tranchant a L'ELS :**

Travée AB :

$$V_W = \frac{0 - (-8.95)}{4.45} - \frac{4.63 \times 4.45}{2}$$

$$V_W = -8.29 \text{ KN}$$

$$V_E = -8.29 + (4.63 \times 4.45)$$

$$V_E = 12.31 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_W = \frac{-8.95 - (-5.04)}{4.35} - \frac{4.63 \times 4.35}{2}$$

$$V_W = -10.97 \text{ KN}$$

$$V_E = -10.97 + (4.63 \times 4.35)$$

$$V_E = 9.17 \text{ KN}$$

Travée CD:

$$V_W = \frac{-5.04 - (-3.67)}{2.7} - \frac{4.63 \times 2.7}{2} \quad V_W = -6.76 \text{ KN}$$

$$V_E = -6.76 + (4.63 \times 2.70) \quad V_E = 5.74 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$V_W = \frac{-3.67 - (-3.98)}{3.6} - \frac{4.63 \times 3.6}{2} \quad V_W = -8.25 \text{ KN}$$

$$V_E = -8.25 + (4.63 \times 3.6) \quad V_E = 8.41 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$V_W = \frac{-3.98 - (-5.29)}{3.10} - \frac{4.63 \times 3.10}{2} \quad V_W = -6.75 \text{ KN}$$

$$V_E = -6.75 + (4.63 \times 3.1) \quad V_E = 7.60 \text{ KN}$$

Travée FG :

$$V_W = \frac{-5.29 - (0)}{3.50} - \frac{4.63 \times 3.50}{2} \quad V_W = -9.61 \text{ KN}$$

$$V_E = -9.61 + (4.63 \times 3.5) \quad V_E = 6.60 \text{ KN}$$

➤ **Calcul du moment fléchissant en travée :**

Travée AB :

$$X_0 = \frac{8.29}{4.63} \quad X_0 = 1.79$$

$$M_T = 0 + 8.29 \times 1.79 - 4.63 \times \frac{1.79^2}{2} \quad M_T = 7.42 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$X_0 = \frac{10.97}{4.63} \quad X_0 = 2.37$$

$$M_T = -8.95 + 10.97 \times 2.37 - 4.63 \times \frac{2.37^2}{2} \quad M_T = 4.05 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$X_0 = \frac{6.76}{4.63}$$

$$X_0 = 1.46$$

$$M_T = -5.04 + 6.76 \times 1.46 - 4.63 \times \frac{1.46^2}{2}$$

$$M_T = -0.10 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$X_0 = \frac{8.25}{4.63}$$

$$X_0 = 1.78$$

$$M_T = -3.67 + 8.25 \times 1.78 - 4.63 \times \frac{1.78^2}{2}$$

$$M_T = 3.68 \text{ KN.m}$$

Travée EF :

$$X_0 = \frac{6.75}{4.63}$$

$$X_0 = 1.46$$

$$M_T = -3.98 + 6.75 \times 1.46 - 4.63 \times \frac{1.46^2}{2}$$

$$M_T = 0.94 \text{ KN.m}$$

Travée FG :

$$X_0 = \frac{9.61}{4.63}$$

$$X_0 = 2.07$$

$$M_T = -5.29 + 9.61 \times 2.07 - 4.63 \times \frac{2.07^2}{2}$$

$$M_T = 4.68 \text{ KN.m}$$

Travée	AB		BC	CD	DE	EF	FG
L(m)	4.45		4.35	2.7	3.6	3.1	3.5
L'(m)	4.45		3.48	2.16	2.88	2.48	3.5
V _W (KN)	-11.59		-15.33	-9.45	-11.53	-9.43	-13.44
V _E (KN)	17.20		12.81	8.02	11.76	10.63	9.21
X ₀ (m)	1.79		2.37	1.46	1.78	1.46	2.07
M _T (KN.m)	10.38		5.66	-0.14	5.14	1.32	6.56
Appuis	A	B	C	D	E	F	G
M(KN.m)	0	-12.5	-7.05	-5.13	-5.55	-7.40	0

Tableau III-4: Moments fléchissant en travées et appuis à l'ELU.

Travée	AB		BC	CD	DE	EF	FG
L(m)	4.45		4.35	2.7	3.6	3.1	3.5
L'(m)	4.45		3.48	2.16	2.88	2.48	3.5
V _W (KN)	-8.29		-10.97	-6.76	-8.25	-6.75	-9.61
V _E (KN)	12.31		9.17	5.74	8.41	7.60	6.60
X ₀ (m)	1.79		2.37	1.46	1.78	1.46	2.07
M _T (KN.m)	7.42		4.05	-0.10	3.68	0.94	4.68
Appuis	A	B	C	D	E	F	G
M(KN.m)	0	-8.95	-5.04	-3.67	-3.98	-5.29	0

Tableau III-5: Moments fléchissant en travées et appuis à l'ELS.

4- Calcul des armatures longitudinales :

M ^a _{u(max)} (KN.m)	M ^t _{u(max)} (KN.m)	V _{W(max)} (KN)	V _{e(max)} (KN)
12.50	10.38	15.33	17.20

Tableau III-6: Récapitulatif des résultats.

b = 0.65 m ; b₀ = 0.12 m ; h₀ = 0.04 m ; h = 0.2 m ; d = 0.9h = 0.18 m

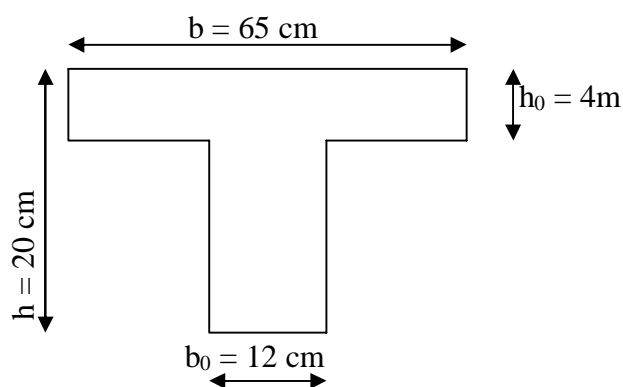


Figure III-11: Coffrage de la poutrelle.

D'après l'organigramme de la flexion simple nous trouverons les résultats suivants :

- **Moment de référence :**

En travée:

Les calculs des armatures s'effectue comme une poutre

de section en **T**

Le moment équilibré par la table de compression:

$$Mt_u = bh_0 F_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) , \quad F_{bc} = \frac{0.85 F_{c28}}{1.5} = 14.2 MPa$$

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

$M_u < Mt_u \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en **T** sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions **(b*h)** , **b=65cm** et **h=20cm**

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1 * 1.15} = 14.2 MPa$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b * d^2 * f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{10.38 * 10^{-3}}{0.65 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.035$$

$$\mu_l = 0.391$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \quad A_s' = 0 \quad (\text{Pas d'armature comprimée})$$

$$A = \frac{Mu}{Z_b * f_{ed}}$$

$$\text{Tel que : } Z_b = d(1 - 0.4 * a)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.035)}) = 0.045$$

$$Z_b = 0.18(1 - 0.4 * 0.048) = 0.176m$$

$$f_{cd} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{10.38 * 10}{0.176 * 348} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{3HA 12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

Sur appuis: $Mu_{\max} = 12.5 \text{ KN.m}$, $Mser_{\max} = 8.95 \text{ KN.m}$

La table entièrement tendue donc la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire $(b \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b * d^2 * f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{12.50 * 10^{-3}}{0.12 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.22$$

$$\mu_l = 0.391$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \quad A_s' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée)}$$

$$A = \frac{Mu}{Z_b * f_{ed}}$$

$$\text{Tel que : } Z_b = d(1 - 0.4 * \alpha)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.22)}) = 0.31$$

$$Z_b = 0.18(1 - 0.4 * 0.31) = 0.16m$$

$$f_{cd} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{12.50 * 10}{0.16 * 348} = 2.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ adopté}} = \mathbf{2.26 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Soit : } \mathbf{2HA 12}$$

5) Calcul des Armature transversale et de l'espaceur :

5-1- Calcul des armatures transversales :

a) selon le BAEL 91
$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}\{0,9d;40\text{cm}\} \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_v}{2}; 0,40\text{Mpa}\right) \end{cases}$$

b) selon le RPA

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right] \rightarrow \phi \leq \min[0,57; 1,2; 12] = 0,57\text{cm}$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\emptyset \leq \text{Min}[5,7; 12; 12] = 5,7\text{mm}$$

Nous prendrons $\emptyset = 6\text{ mm}$; les armatures transversales sont : **2 $\emptyset 6$ ($A = 0,57\text{cm}^2$).**

5-2) Calcul de l'espaceur (S_t) :

Zone courant ; $S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm})$

Zone nodal ; $S_t = S_t(\text{Zone courant}) / 2$

Donc :

$$S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) = \min(16,2\text{cm}, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 16,2\text{cm}$$

On prend : $S_t = 15\text{ cm}$ (sauf pour le premier plan des armatures transversale qui sera placé à).

$$\frac{S_t}{2} = 7,5\text{cm}$$

6) Les vérifications :

6-1) Vérification à l'E.L.U :

Vérification de la condition de non fragilité :

✓ **En travée :** $A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{\min} = 0,23 \frac{2,1}{400} \times 65 \times 18 = 1,41\text{cm}^2 < A_t = 3,39\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

✓ **En appui :** $A_{\min} \geq 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_a = 2.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

Vérification de l'effort tranchant :

a)- contrainte tangentielle : $T_{u \max} = 17.20 \text{ KNm}$

$$\tau_U = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{17.20 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.796 \text{ Mpa}$$

FPP => $\bar{\tau} = \min(0.15 f_{cj} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

$\tau_U = 0.796 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

Vérification de l'adhérence aux appuis :

$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{c28}$ on a : $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i}$

$\psi_s = 1.5$ (acier F_e400, haute adhérence)

τ_{se} : Contrainte d'adhérence

$\bar{\tau}_s$: Contrainte d'adhérence

$\sum u_i = n\pi\phi$: Somme du périmètre utile des barres

n : nombre des barres

ϕ : Diamètre des barres ($\phi = 12 \text{ mm}$)

$$\tau_{se} = \frac{17.20}{0.9 \times 0.18 \times 2\pi \times (12)} = 1.40 \text{ MPA}$$

Et on a : $\bar{\tau}_s = \psi_s f_{ij} = \psi_s f_{t28}$

$\bar{\tau}_s = 1.5(2.1) = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_s = 1.40 < 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

Donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

6-2) Vérification à l'E.L.S :

a) la contrainte de compression dans le béton :

La fissuration étant peu préjudiciable, on doit vérifier :

➤ En travée : $M_{ser} = 7.42 \text{ KNm}$; $b = 65 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $A = 3.39 \text{ cm}^2$; $A_s' = 0$

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

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

✓ **Position de l'axe neutre:**

$$Y = \eta \frac{A_s + A_s'}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA_s'}{7.5(A_s + A_s')^2}} - 1 \right] \dots\dots\dots \text{BAEL.91.P.155}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 15 \quad \text{c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.} \\ A_s' = 0 \end{array} \right.$

$$Y = 15 \frac{3.39}{65} \left[\sqrt{1 + \frac{18 \times 65}{7.5 \times 3.39}} - 1 \right] \qquad \qquad \qquad \mathbf{Y = 4.58 \text{ cm}}$$

✓ **Calcul de Moment d'inertie I:**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \left[A_s (d-y)^2 + A_s' (d'-y)^2 \right]$$

$$I = \frac{65}{3} 4.58^3 + 15 \left[3.39 (18-4.58)^2 \right] \qquad \implies \qquad \mathbf{I = 11239.46 \text{ cm}^4}$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{7.42 \times 10^6}{11239.46 \times 10^4} = 0.066 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 0.066 \times 45.8 = 3.02 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

➤ **En appui :** $M_{ser} = 8.95 \text{ KNm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $A = 2.26 \text{ cm}^2$; $A_s' = 0$; $d = 18 \text{ cm}$

$$y = 7.65 \text{ cm} \quad ; \quad I = 5422.24 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{8.95 \times 10^6}{5422.24 \times 10^4} = 0.165 N / mm^3$$

$$\sigma_{bc} = K.y = 0.165 \times (7.65) \times 10 = 12.62 Mpa \leq \bar{\sigma} = 15 Mpa \dots\dots\dots C.V$$

b) Vérification des contraintes dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 MPa \quad ,$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

En travée :

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{7.42 \times 10^{-3}}{11239.46 \times 10^{-8}} \times (18 - 4.58) \times 10^{-2} = 132.89$$

$$\sigma_s = 132.89 MPa < \bar{\sigma}_s = 348 \quad \dots\dots\dots C.V$$

Aux appuie:

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

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{8.95 \times 10^{-3}}{5422.24 \times 10^{-8}} \times (18 - 7.65) \times 10^{-2} = 281.02 MPa$$

$$\sigma_s = 281.02 MPa \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \dots\dots\dots CV$$

Remarque :

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pas de limitation de σ_s en service.

7) Vérification de la flèche :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} Mpa$$

Avec : l : La portée entre nus d'appuis (4,05m)

h : hauteur de la section (15cm)

M_t : moment max en travée

M_0 : moment de la travée de référence

A : section d'acier tendu en travée

$$1) \frac{h}{l} = \frac{20}{445} = 0,045 < \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

Donc on va calculer la flèche et vérifiée celle-ci avec la flèche admissible

$$a) f_i = \frac{M_{t_s} \times l^2}{10E_i I_{fi}} \leq \frac{l}{500}$$

$$b) f_v = \frac{M_{t_s} \times l^2}{10E_v I_{fv}} \leq \frac{l}{500}$$

$$I_{fi} = \frac{I_0}{1 + (\lambda_i \times \mu)}$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + (0,4 \times \lambda_i \times \mu)}$$

$$\text{Avec: } I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + nA_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d\right)^2$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho}$$

Avec : Coefficient pour la déformation instantanée.

$\lambda_v = 0,4 \times \lambda_i$: Coefficient pour la déformation différée.

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} \quad \mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \delta \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{C28}} = 3,21 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 1,08 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } f_i = 0,29 \text{ cm} < \frac{l}{500} = 0,89 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$f_v = 0,54 \text{ cm} < \frac{l}{500} = 0,89 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

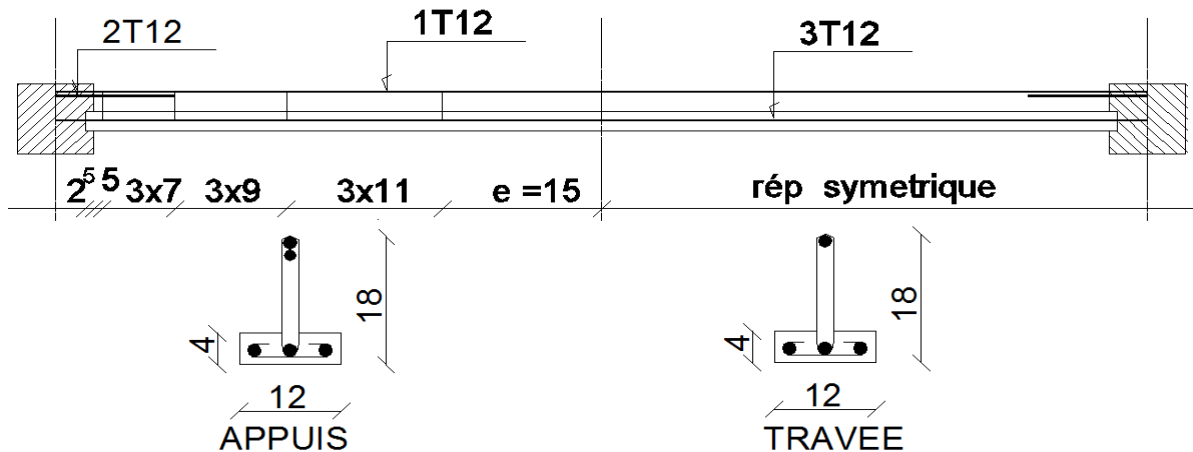


Figure III-12: Coffrage et ferrailage de la poutrelle.

III-5) Calcul des escaliers :

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs, les divers niveaux d'une construction. Notre bâtiment comporte un type d'escaliers de deux volées composées d'une paillasse en béton armé et de marches rectangulaires.

Les deux volée comportent (palier- paillasse -palier)

- hauteur de l'étage $H_e = 3,06 \text{ m}$
- hauteur de marche $h = 17 \text{ cm}$
- nombre des marches $n = 18$
- largeur de la marche $g = 30 \text{ cm}$

D'où on adopte 9 marches par volée

III-5-1) charge et surcharge : (les escaliers d'habitation)

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place. le chargement est donné pour une bande de 1ml de largeur.

❖ Détermination des charges et surcharges :

La paillasse : $\begin{cases} G = 8.71 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

Le palier : $\begin{cases} G = 6.38 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

❖ Combinaisons des charges

ELU : $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1\text{m} \text{ KN/ml}$

ELS : $q_{ser} = (G + Q) \times 1\text{m} \text{ KN/ml}$

Charges et surcharges :

Les charges	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u (KN/ml)	q _{ser} (KN/ml)
Palier	6.38	2.5	12.36	8.88
Paillasse	8.71	2.5	15.51	11.21

Tableau III-7: Charges et surcharges d'exploitations.

III-4-2) Calcul de ferrailage :

Pour étage courant : (e = 20 cm)

- Schéma statique :

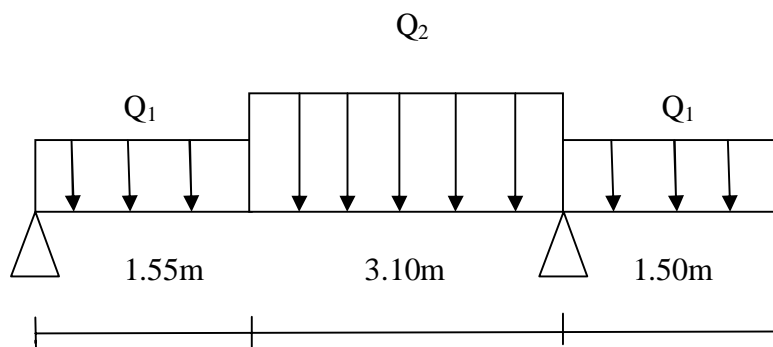


Figure III-13: Schéma statique des escaliers.

- Diagrammes de l'effort tranchant :

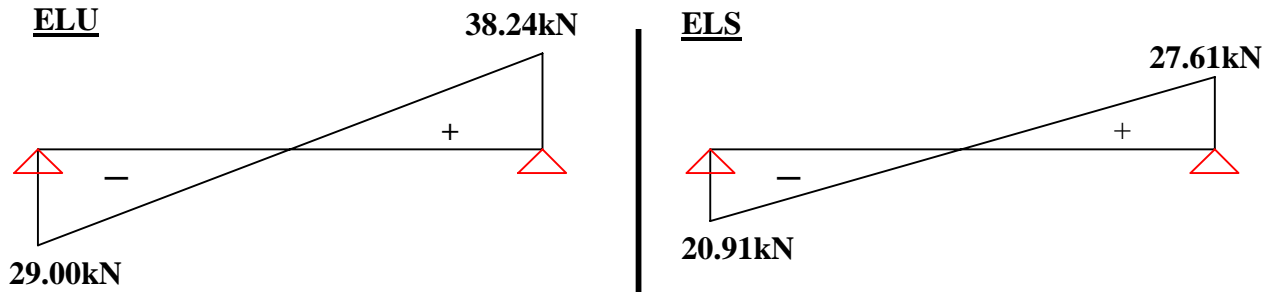


Figure III-14: Diagrammes des efforts tranchant.

- Diagramme des moments :

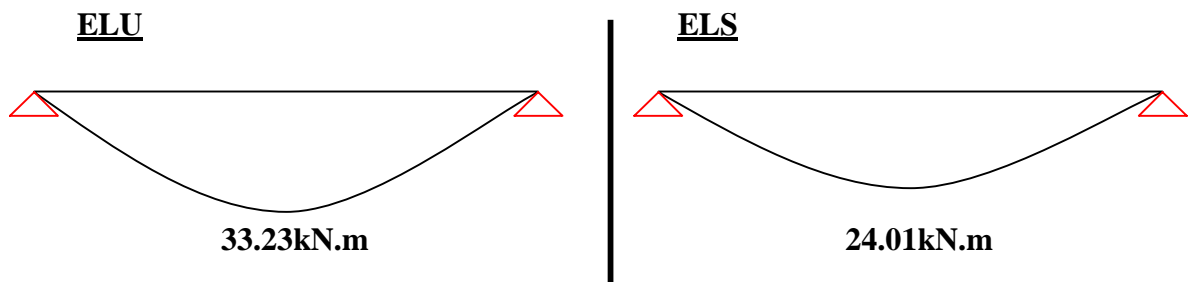


Figure III-15: Diagrammes des moments fléchissant.

En tenant compte du semi encastrement au niveau des appuis, nous obtiendrons les résultats suivants :

$$M_{\text{appuis}} = 0.3 M_{\text{max}}$$

$$M_{\text{travées}} = 0.85 M_{\text{max}}$$

à LELU :

$$M_a = 0.3 \times 33.23 = 9.97 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 33.23 = 28.25 \text{ KN.m}$$

à LULS :

$$M_a = 0.3 \times 24.01 = 7.20 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 24.01 = 20.41 \text{ KN.m}$$

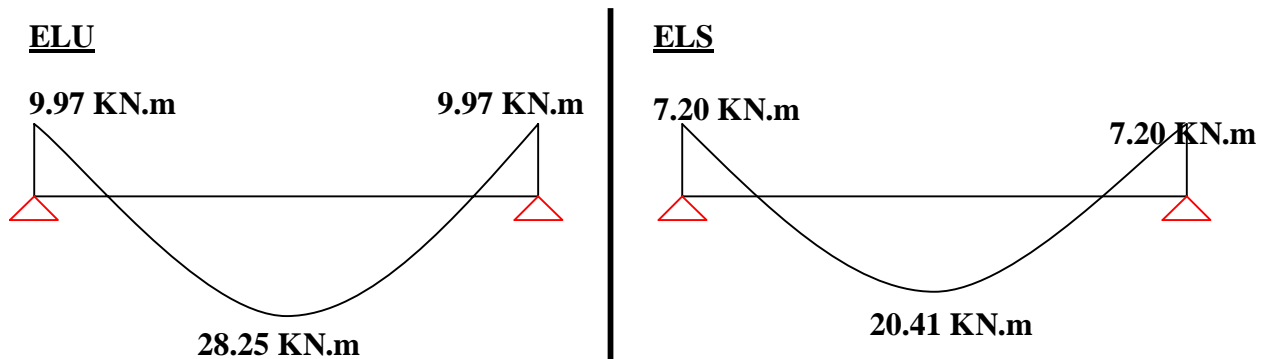


Figure III-16: Diagrammes des moments fléchissant en travées et en appuis.

Ferraillage à LELU :

a) Armatures longitudinales :

On considère une section rectangulaire soumise à la flexion simple, en prenant une bande de largeur $b=1\text{ m}$

◆ En travée

$$M_t = 28.25 \text{ KN.m}; b = 1\text{ m}; h = 20\text{ cm}; d = 0.9h = 18\text{ cm}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1 * 1.15} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b * d^2 * f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{28.25 * 10^{-3}}{1 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.061$$

$$\mu_l = 0.391$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \quad A_s' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée)}$$

$$A = \frac{Mu}{Z_b * f_{ed}}$$

$$\text{Tel que : } Z_b = d(1 - 0.4 * a)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.061)}) = 0.079$$

$$Z_b = 0.18(1 - 0.4 * 0.079) = 0.174m$$

$$f_{cd} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{28.25 * 10}{0.174 * 348} = 4.67 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_t = 6.79 \text{ cm}^2$ soit: 6HA12/ml avec $St = 15 \text{ cm}$

◆ **En appuis :**

$$M_a = 9.97 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.022 < \mu_{lu} = 0.391 \Rightarrow A' = 0 \text{ (section simplement armée -SSA-)}$$

$$Z_b = 0.178 \text{ cm} \quad \text{et} \quad A_a = 1.61 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA12/ml $A_a = 4.52 \text{ cm}^2$ Avec $St = 25 \text{ cm}$

a) Armatures de répartitions :

◆ **En travée :**

$$A_{rt} = A_t / 4 = 1.7 \text{ cm}^2$$

Soit: 4HA10 = 3.14 cm^2 Avec $St = 25 \text{ cm}$

◆ **En appuis :**

$$A_{ra} = A_a / 4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm^2 Avec $St = 25 \text{ cm}$

III-5-3) Vérification :

◆ **A l'ELU :**

1) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e) \Rightarrow A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} \dots \text{C.V}$$

$$A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} \dots \text{C.V}$$

2) Vérification de la disposition des armatures :(Art824BAEL91)

Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min (3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots \text{C.V}$$

Armatures de répartitions :

$$S_t \leq \min (4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \dots \text{C.V}$$

3) Vérification de la longueur d'ancrage :

$$L_s = \frac{\phi}{4\tau_{su}} f_e$$

Avec : L_s : longueur de scellement droit des barres

$$\tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} \quad \Psi = 1.5 \text{ pour FeE400}$$

$$\tau_{su} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

$$L_s = 42,25\text{cm}$$

Pour des raisons pratiques, on adoptera un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après le BAEL est fixée parfaitement pour les aciers à haute adhérence à $L_r = 0,4 L_s$ (L_r : longueur d'ancrage)

$$\text{D'où : } L_r = 0.4 \times 42.25 = 16,9\text{cm}$$

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

4) Vérification de l'effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable

($T_u \text{ max} = 38.24\text{KN}$).donc il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{38.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.21\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec :}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.15f_{cj}/\gamma_b; 5\text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = 0.21\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5\text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

5) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

❖Influence sur le béton :

On doit avoir que : $T_u \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$ avec : $a=0,9d$ (longueur de l'appui)

$T_u = 38.24\text{KN}$ $a=16.2 \text{ cm}$

$$0.4 \times \frac{25}{1,5} \times 1 \times 0.162 \times 10^3 = 1080\text{KN}$$

$$T_u = 38.24 \text{ KN} \leq 1080 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

❖Influence sur l'acier :

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right]$

$A_a=4.52\text{cm}^2$

$$\frac{1.15 \times 10}{400} \left[38.24 + \frac{9.97 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right] = 2.87 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > 2.87 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

6) Vérification de l'adhérence aux appuis :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$ $\Psi_s=1,5$ pour FeE400

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9dx \sum U_l} \quad \text{Avec :} \quad \tau_{se} = \frac{38.24}{0,9 \times 0.18 \times 6\pi \times 12} = 1.04\text{Mpa}$$

Donc : $\tau_{se} = 1.04Mpa < \bar{\tau}_{se} = 3,15Mpa \dots\dots\dots C.V$

A L'ELS :

1) Contrainte de compressions dans le béton :

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que :

$b = 1m; h = 20cm; d = 0.9h = 18cm$

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15Mpa$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

$K = \frac{M_{SER}}{I} ; A_s' = 0$

$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A_s'(y-d')^2] \Rightarrow y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7.5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right]$

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

	Mser (KNM)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K(N/mm ³)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
travée	20.41	6.79	21370.27	5.12	0.096	4.92	15	Vérifié
appui	7.20	4.52	15375.58	4.31	0.047	2.03	15	Vérifié

Tableau III-8: Vérification des contraintes.

2) Etat limite d'ouverture des fissures :

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

3) Etat limite déformation (vérification de la flèche) :

On peut dire que ; Si ces trois conditions ci-après vérifiées ou observées, le calcul de la flèche n'est pas vraiment indispensable.

1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ 2) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$ 3) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} Mpa$

Avec : l : La portée entre nus d'appuis (4,05m)

h : hauteur de la section (15cm)

Mt : moment max en travée

M₀ : moment de la travée de référence

A : section d'acier tendu en travée

$$1) \frac{h}{l} = \frac{20}{465} = 0,043 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

Donc on va calculer la flèche et vérifiée celle-ci avec la flèche admissible

$$a) f_i = \frac{Mt_s \times l^2}{10E_i I_{fi}} \leq \frac{l}{500}$$

$$b) f_v = \frac{Mt_s \times l^2}{10E_v I_{fv}} \leq \frac{l}{500}$$

$$I_{Fi} = \frac{I_0}{1 + (\lambda_i \times \mu)}$$

$$I_{Fv} = \frac{I_0}{1 + (0,4 \times \lambda_i \times \mu)}$$

$$\text{avec : } I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + nA_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d\right)^2$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho}$$

Avec : Coefficient pour la déformation instantanée.

$\lambda_v = 0,4 \times \lambda_i$: Coefficient pour la déformation différée.

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} \qquad \mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{C28}} = 3,21 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{C28}} = 1,08 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

D'où : $f_i = 0,46 \text{ cm} < \frac{l}{500} = 0,93 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

$$f_v = 0,87cm < \frac{l}{500} = 0,93cm \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

Schéma ferrailage escalier :

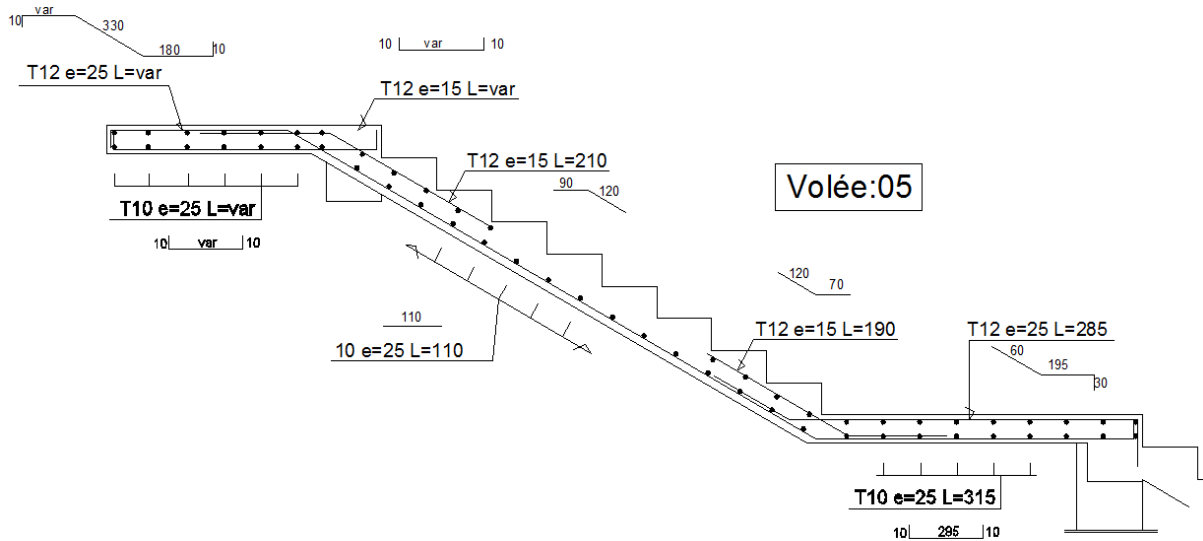


Figure III-17: Schéma ferrailage escalier.

III-5-4) Poutre palière :

a- Définition :

C'est une poutre de section rectangulaire, de dimension (b×h) et uniformément chargée, les charges venant à cette poutre sont :

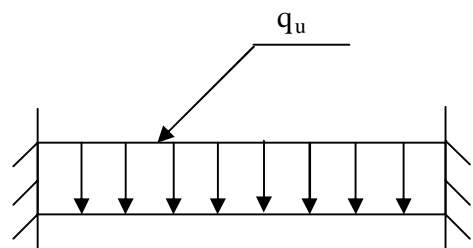
- Poids propre de la poutre.
- Réaction du palière et de la volée.
- Poids de mur.

b- Pré dimensionnement de la poutre palier :

On a : $\frac{L}{15} \leq h_p \leq \frac{L}{10}$ et $0.4h \leq b \leq 0.7h.$

Avec h_p : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.



L : longueur de la poutre.

$$L = 270 \text{ cm} \Rightarrow 18 \leq h \leq 27 \text{ cm} \Rightarrow h = 25 \text{ cm.}$$

A cause de l'effet sismique on prend : $h_p = 40 \text{ cm.}$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 16 \leq b \leq 28 \text{ cm.}$$

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

On adopte une section de (30x40).

c- Vérification RPA : D'après l'article 7.5.1 (RPA 2003).

$b \geq 20 \text{ cm.}$	$b = 30 \text{ cm}$	CV
$h \geq 30 \text{ cm.}$	On a: $h = 40 \text{ cm}$	CV
$h/b \leq 4$	$h/b = 40/30 = 1.33 < 4$	CV

d- Evaluation des charges :

Le poids propre : $0,30 \times 0,4 \times 25 = 3 \text{ KN/ml.}$

Le poids propre du mur : $1.53 \times 2.81 = 4.30 \text{ KN/ml}$

$$G = 7.30 \text{ KN/ml}$$

Réaction d'appuis : ELU : $R_b = R_a = 56.78 \text{ KN/ml.}$

$$\text{ELS: } R_b = R_a = 40.93 \text{ KN/ml.}$$

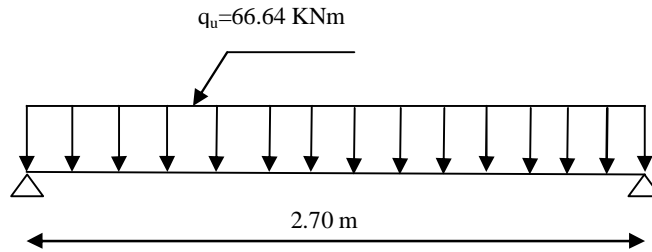
Calcul des sollicitations :

$$q_u = 1.35 \times G + R_a = (1.35 \times 7.30) + 56.78 = 66.64 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{ser}} = G + R_a = 7.30 + 40.93 = 48.23 \text{ KN/ml}$$

d-1- Schéma statique de la poutre palière :

à l'ELU :



à l'ELS :

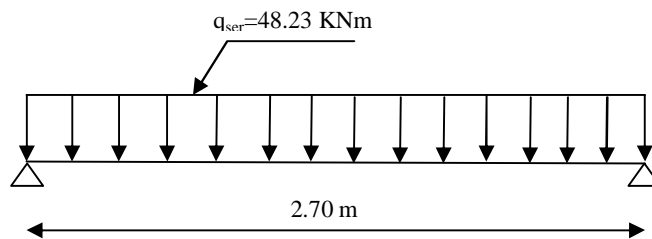


Figure III-18: Schéma statique de la poutre palière.

En Travée :

$$M_{tu} = 0.85 M_{u \max} = 0.85 \times 60.73 = 51.62 \text{ KNm}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0.85 M_{\text{ser}} = 0.85 \times 43.95 = 37.36 \text{ KNm}$$

Aux appuis:

$$M_{a u} = 0.3 M_{u \max} = 0.3 \times 60.73 = 18.22 \text{ KNm}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0.3 M_{\text{ser}} = 0.3 \times 43.95 = 13.19 \text{ KNm}$$

e- Ferrailage de la poutre palière à l'ELU :

❖ **Armature principale :**

e-1-En Travée :

$$M_{tu} = Mu = 51.62 \text{ KNm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \times d^2 \times F_{bu}} = \frac{51.62 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.093$$

$$A = \frac{Mu}{Z_b * f_{ed}}$$

Tel que : $Z_b = d(1 - 0.4 * a)$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.093)}) = 0.122$$

$$Z_b = 0.36(1 - 0.4 * 0.122) = 0.342m$$

$$f_{cd} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{51.62 * 10}{0.342 * 348} = 4.34 \text{ cm}^2$$

On prendra : **3HA 14** avec $A_s = 4.62 \text{ cm}^2$.

e-2-En appuis:

$$M_{au} = 18.22 \text{ KNm} \quad ; \quad M_{aser} = 13.19 \text{ KNm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b * d^2 * F_{bu}} = \frac{18.22 * 10^{-3}}{0.3 * 0.36^2 * 14.2} = 0.033$$

$$A = \frac{Mu}{Z_b * f_{ed}}$$

Tel que : $Z_b = d(1 - 0.4 * a)$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.033)}) = 0.042$$

$$Z_b = 0.36(1 - 0.4 * 0.042) = 0.35m$$

$$f_{cd} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{18.22 * 10}{0.35 * 348} = 1.50 \text{ cm}^2$$

Pour la continuité sur les appuis, on choisi le même ferrailage qu'en travée :

Donc : **3HA 14** ; $A_{total} = 4.62 \text{ cm}^2$.

Vérification des Armatures longitudinales selon RPA 99V2003/ Art 7.5.2 .1)

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute la section.

$$4.62 + 4.62 = 9.24 \text{ cm}^2 > 0.5bd / 100 = 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

-le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\left\{ \begin{array}{l} 4\% \text{ en zone courante.} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

$$9.24 \text{ cm}^2 < 4bd / 100 = 48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

On prendra le ferrailage final : **6HA 14** $\Rightarrow A_{total} = 9.24 \text{ cm}^2$.

e-3- Armatures transversales :

✓ Diamètre des armatures [B.A.E.L 91 A.7-4.2.3.]

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_t \right\} = \min \{ 11.42 \text{ mm}, 30 \text{ mm}, 14 \text{ mm} \}$$

$$\Phi_t \leq 11.42 \text{ mm} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2.$$

✓ Espacement des cadres selon RPA 99 :

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée ces armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}, 14, 30 \text{ cm} \right) \Rightarrow \text{on prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

- Dans de la zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$. $S_t = 15 \text{ cm}$.

f- Les vérifications :

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_t \geq A_{min}$$

$$A_a \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{Fe} = \frac{0.23 \times 0.30(0.36)(2.1)}{400} = 1.3 \times 10^{-4} m^2 = 1.3 cm^2$$

$$A_t = 4.62 cm^2 \geq A_{min} = 1.3 cm^2 \dots\dots\dots C.V$$

$$A_a = 4.62 cm^2 \geq A_{min} = 1.3 cm^2 \dots\dots\dots C.V$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_{u\max} = 89.96KN$$

$$\tau_u = T_u / b.d = 89.96 \times 10^{-3} / (0.3 \times 0.36) = 0.83MPa \leq \bar{\tau}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau} = \min (0,15f_{cj}/\gamma_b ; 5 MPa) \Rightarrow \bar{\tau} = \min [0,15(25)/1,5; 5 MPa] = 2.5 MPa$$

$$\tau_u = 0.83MPa < \bar{\tau} = 2.5MPa \dots\dots\dots C.V$$

✓ **Vérification d'adhérence :** On doit vérifier que $\tau_u \leq \tau'_{max}$

$$\bar{\tau} = \psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa$$

$$\tau_u = T_u^{max} / (0.9 \times d \times \sum u_i) \text{ avec } \sum u_i \text{ la somme de périmètre des barres.}$$

$$\tau_u = 2.11 MPa < 3.15 MPa. \dots\dots\dots CV$$

- Les vérifications a L'ELS :

✓ **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.Y$

En Travée :

$$\begin{cases} M_{tser} = 37.36 \text{ KN.m} \\ A = 4.62 \text{ cm}^2 \\ (bxH) = (30,40)\text{cm}^2 \end{cases} \quad y = 6.40 \text{ cm} \quad , \quad I = 69456.02 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = 0.054$$

$$\sigma_{bc} = K.y = 0.054 \times (64.0) = 3.46 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

Aux appuis: $M_a ser = 13.19 \text{ KN.m}$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = 0.019$$

$$\sigma_{bc} = K.y = 0.019(64.0) = 1.22 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

✓ **Vérification de la flèche :**

Etat limite de déformation

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{4.62}{30 \times 36} = 0,0043 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{270} = 0.15 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots C.V$$

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{270} = 0.15 \geq \frac{1 \times Mt}{10 \times M_0} = 0,085 \dots\dots\dots C.V$$

Tel que : M_t : moment dans les travers

M_0 : moment d'une poutre isostatique

Toutes les conditions sont vérifier donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

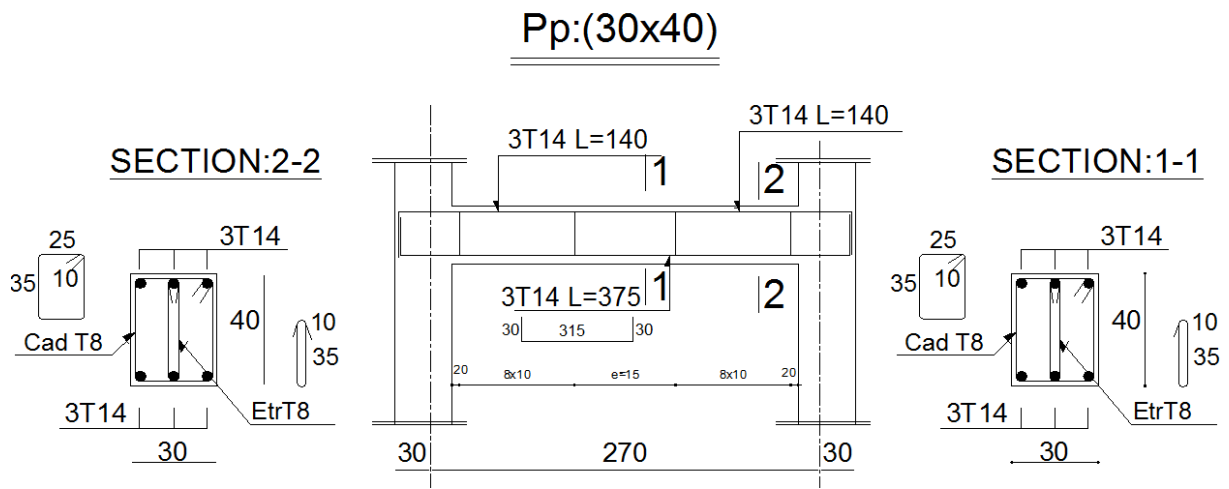


Figure III-19: Coffrage et ferrailage de la poutre palière.

IV-1) Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période.....) sous l'effet du séisme.

IV-2) L'étude dynamique :**IV-2-1) Objectif de l'étude dynamique :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces **Vibrations Libres Non Amorties**.

Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums due un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV-2-2) Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

IV-2-3) Détermination des fréquences et modes propre :

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment sans qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement s'écrit :

$$[M] \{\ddot{x}(t)\} + [K] \{x(t)\} = \{0\} \quad (4-1)$$

Où :

$\{\ddot{x}\}$, $\{x\}$: représentent respectivement le vecteur des accélérations et le vecteur des déplacements de la structure.

$[M]$: représente la matrice masse de la structure.

$[K]$: représente la matrice de rigidité de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibrations libres non amorties (VLNA), nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (4-2)$$

Avec :

$\{A\}$: vecteur des amplitudes

ω : Fréquence de vibration

φ : Angle de déphasage

Les accélérations en VLNA sont alors données par :

$$\{\ddot{x}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (4-3)$$

En reportant les équations (5-2) et (5-3) dans l'équation (5-1), on aura :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \quad (4-4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} = \{0\} \quad (4-5)$$

Ce système d'équation est un système à (N) inconnues A_i . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre de solution non-nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule.

$$\text{Det}[[K] - \omega^2[M]] = 0 \quad (4-6)$$

L'expression ci-dessus est appelée " *Equation caractéristique* ".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (2N) en (ω).

Les N solutions ($\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des N modes des vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$).

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{\mathbf{A}\}_j$ ou forme modale.

IV-2-4) Modélisation de la structure étudiée :

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis et de connu sur le nom *ETABS*.

a) *Présentation du logiciel ETABS :*

ETABS « Extended 3D Analysis of Building Systems » est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique, il est basé sur la méthode des éléments finis.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI.etc). De plus de part ça spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet

une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc...).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

b) Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- ❶ Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté par nœud.
- ❷ Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.
- ❸ Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

c) Modélisation de la masse :

La masse de la structure est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA/ version 2003 (dans notre cas $\beta=0,2$) correspondant de la surcharge d'exploitation, La masse volumique attribuée au matériau constituant les éléments modélisée est prise égale à celle du béton armé à savoir 25KN/m^3 .

- La masse des éléments non structuraux (l'acrotère et des murs extérieurs) a été répartie sur les poutres concernées.

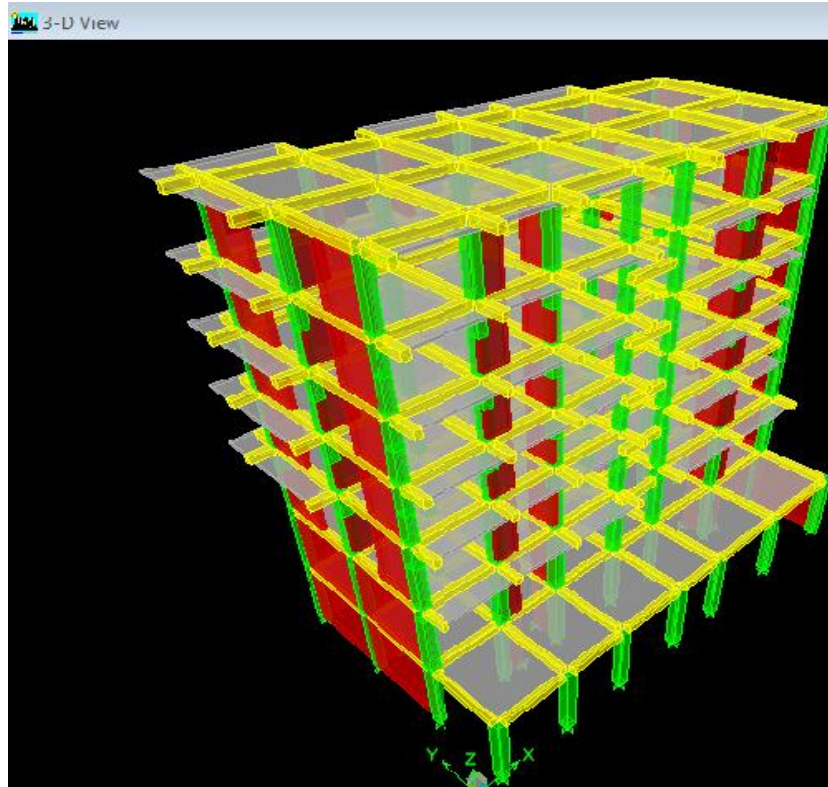


Figure IV- 1 : Vue en trois dimensions de la structure.

d) La disposition des voiles :

La disposition des voiles doit satisfaire certaines conditions:

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité tout en restant dans le domaine économique.
- Assurer une excentricité minimale.

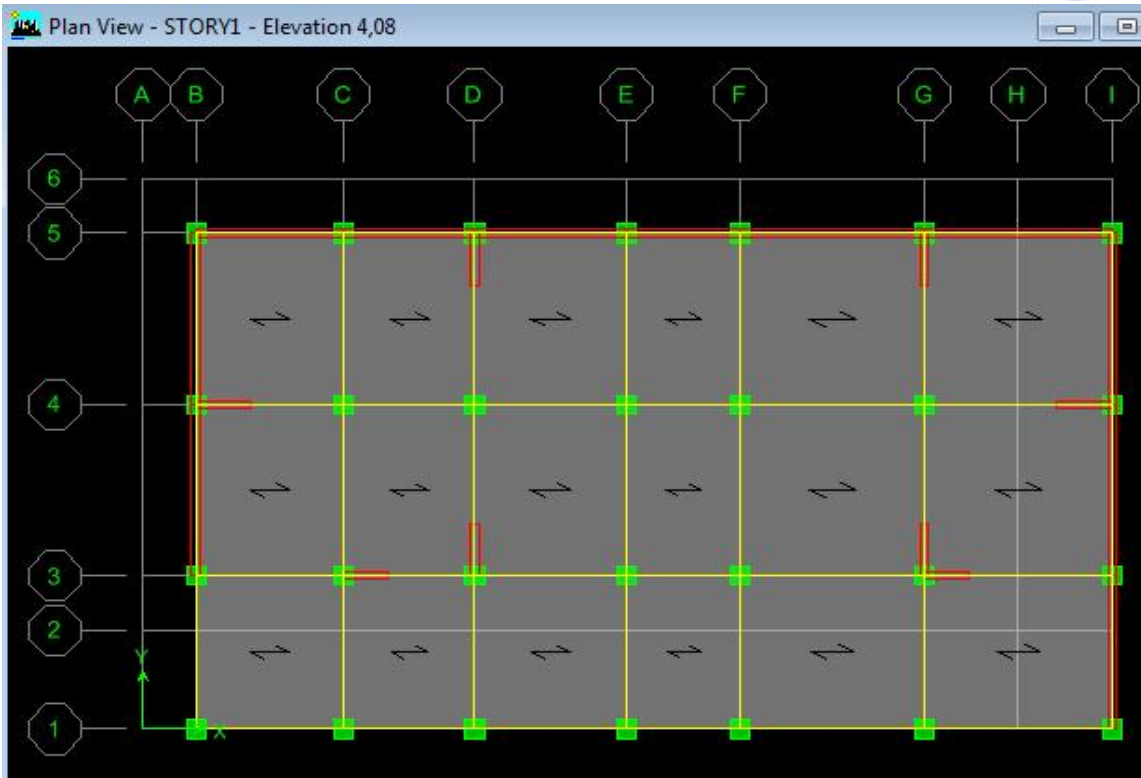


Figure IV- 2 : La disposition des voiles pour entre sol (1) .



Figure IV-3 : La disposition des voiles pour entre sol (2).

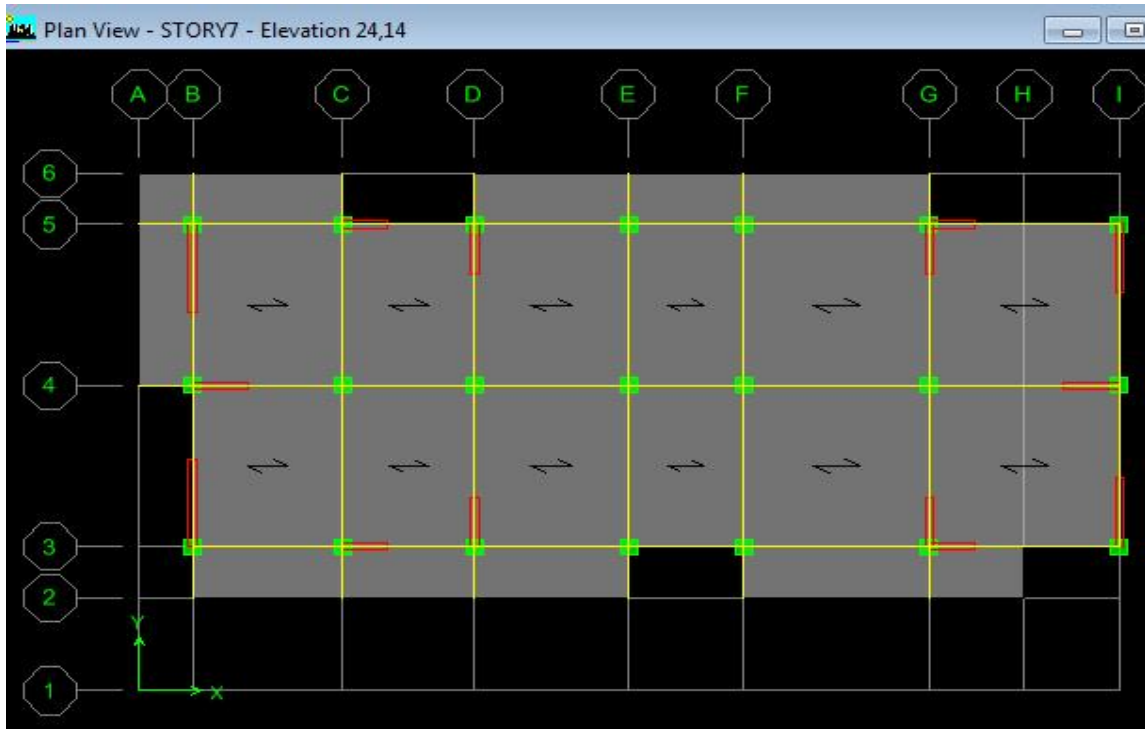


Figure IV-4 : La disposition des voiles pour RDC jusqu'à 4^{ème} étage.

IV-2-5) Caractéristiques Géométriques :

❖ Centre de masse :

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (X_G , Y_G) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i : est la masse de l'élément " i ".

$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases}$: sont les coordonnées de l'élément " i ".

❖ *Centre de torsion :*

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux. En général deux cas se présentent:

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

❖ *Calcul de l'excentricité :*

L'excentricité C'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale a la plus grande des deux valeurs suivantes :

1. Excentricité théorique.
2. Excentricité accidentelle.

➤ Excentricité théorique :

$$\begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

➤ **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par la RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\%L_x \\ e_{ay} = 5\%L_y \end{cases}$$

Story	masse	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
STORY1	563,7328	12,163	7,515	14,097	11,988	1,934	4,473
STORY2	439,4945	11,960	7,970	13,719	13,306	1,759	5,336
STORY3	391,4795	11,368	7,986	12,051	11,191	0,683	3,205
STORY4	369,3353	11,342	7,998	11,199	9,516	0,143	1,518
STORY5	369,3353	11,342	7,998	10,963	8,872	0,379	0,874
STORY6	364,1240	11,321	8,059	10,903	8,563	0,418	0,504
STORY7	357,0998	11,332	8,055	10,878	8,396	0,454	0,341

Tableau IV-1 : Centre de masse et Centre de rigidité.

Donc : **Sens X** : $e_a = 0,05 \times 22,95 = 1,15 \text{ m} < 1,934 \text{ m}$

Sens Y : $e_a = 0,05 \times 13,65 = 0,68 \text{ m} < 5,336 \text{ m}$

Poids totale de bâtiment : **$W_T = 28003,637 \text{ KN}$** .

IV-2-6) Mode de vibration et participation massique :

Mode	Période	Facteur de participation massique(en%)				Nature
		UX	UY	SumUX	SumUY	
1	0,622548	55,0456	0,0368	55,0456	0,0368	Trans.X
2	0,531481	0,0087	55,126	55,0543	55,1628	Trans.Y
3	0,428102	0,0623	0,5541	55,1166	55,717	Torsion
4	0,177383	11,8384	0,0039	66,955	55,7209	Torsion
5	0,137293	0,0055	18,7606	66,9605	74,4815	Torsion
6	0,111288	0,8923	0,2645	67,8528	74,7461	Torsion
7	0,084167	10,792	0,071	78,6448	74,8171	Torsion
8	0,068722	0,0833	14,7521	78,728	89,5692	Torsion
9	0,061716	7,2072	0,5324	85,9352	90,1017	Torsion
10	0,047659	7,4196	0,2207	93,3548	90,3224	Torsion

Tableau IV-2 : Participation massique.

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

❖ *Nombre de modes à considérer :*

Le nombre de modes à considérer doit être tel que la somme des coefficients de participation massique de ces modes est au moins égale à 90% ($\sum \alpha_i \geq 90\%$), ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieur à 5% de la masse totale de la structure soit pris en compte.

Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA 2003).

Constatations :

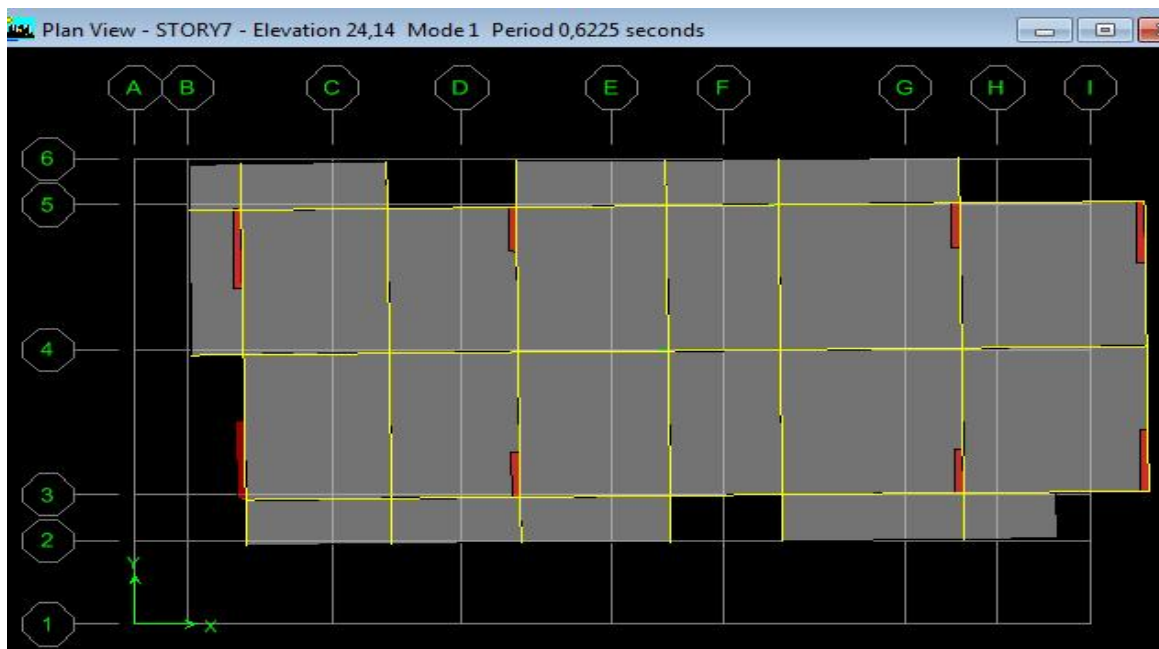
1°/ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0.70$ s.

2°/ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation.

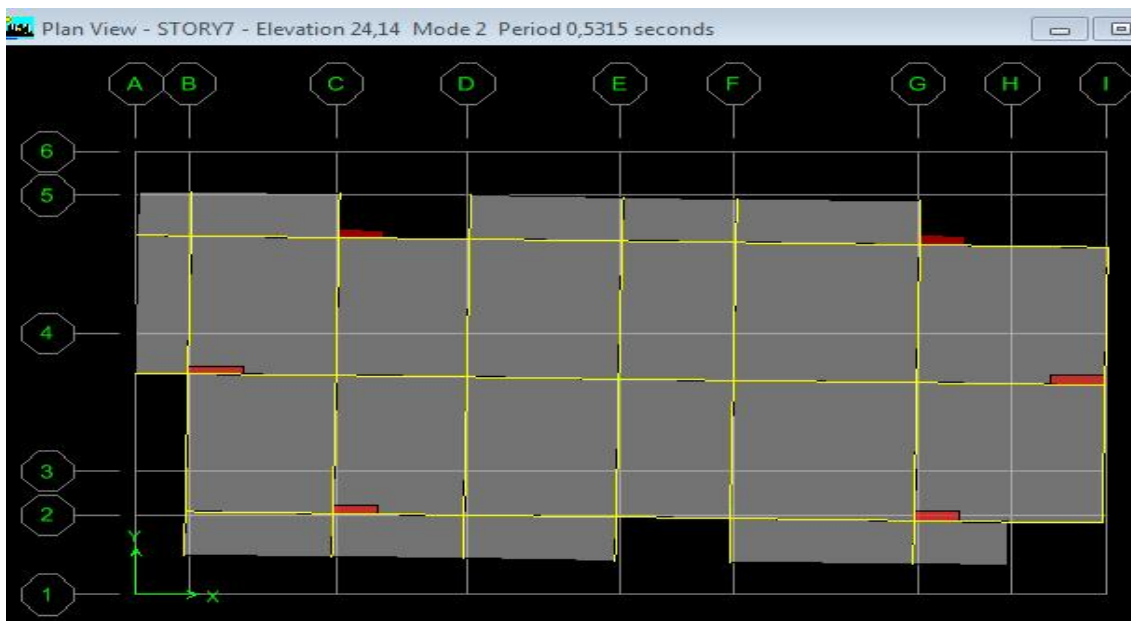
3°/ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

4°/ On doit retenir les 10 premiers modes, pour que le coefficient de participation massique atteigne les 90% (selon le RPA99).

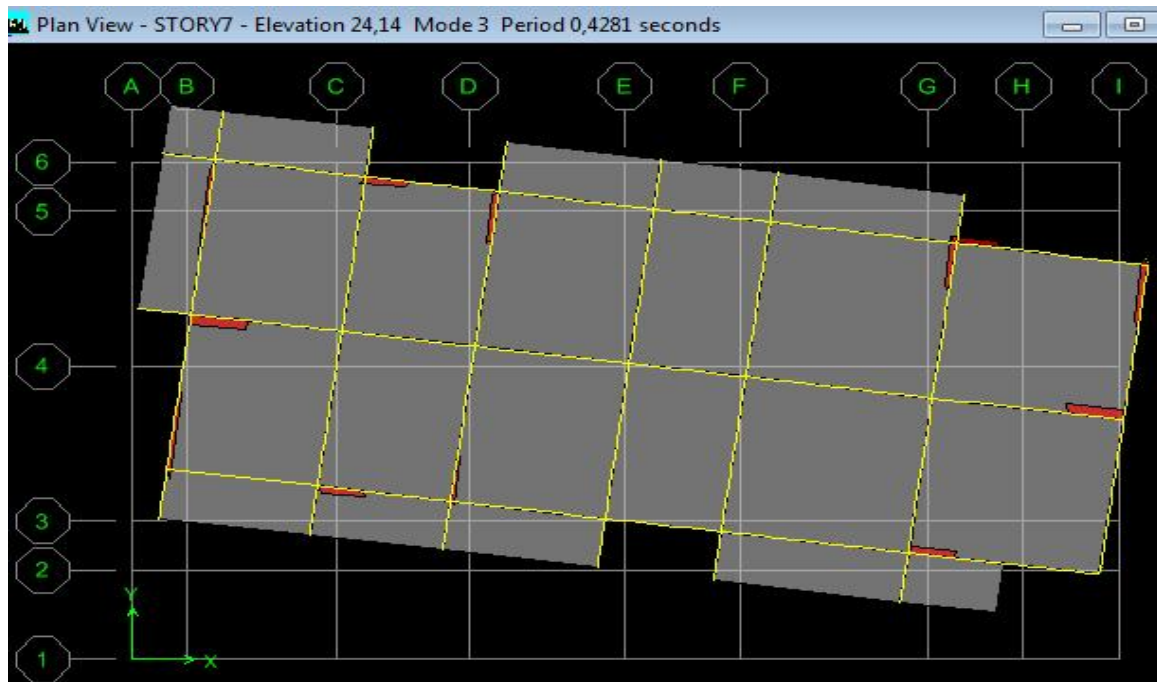
- **1^{er} mode :** c'est un mode de translation suivant l'axe X de période $T_1=0,62s$



- **2^{ème} mode :** c'est un mode de translation suivant l'axe Y de période $T_2=0,889S$



- **3^{ème} mode** : c'est un mode de rotation autour de l'axe Z de période $T_3=0,431s$



IV-3) L'étude sismique:

IV-3-1) Présentation des différentes méthodes de calcul :

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

a- Méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

b- Méthode d'analyse modale spectrale:

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

c- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas 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.

IV-3-2) Choix de la méthode de calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certain nombre des conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

1) Méthode statique équivalente :

• **Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique

2) Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent.

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 :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

-D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

❖ *La période fondamentale de la structure :*

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA99/version2003 par la formule:

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$h_N = 24.14 \text{ m}$

C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplage et est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

$$C_T = 0.05.$$

D'où:

Donc: $T_{RPA} = 0.05 \times (24.14)^{3/4} = 0,54 \text{ s}$

$T_{RPA} = 0,54 \text{ s} \Rightarrow T_{Cal} = 0,62 \text{ s} < 1,3 \times T_{RPA} = 0.7 \text{ s} \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$

Dans notre cas, on peut également utiliser la formule suivante:

$$T = 0,09 h_n / \sqrt{d}$$

d : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

a)- sens longitudinale: $d_x = 22.95 \text{ m}$ $T_x = 0,45 \text{ s}$

b)- sans transversale : $d_y = 13.65 \text{ m}$ $T_y = 0,58 \text{ s}$

D'après RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

Donc: $T_x = 0.45 \text{ s}$

On a: $T_2 = 0,3\text{s}$ $0.3 < T_x < 3\text{s}$ donc $D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$

D'où : $D = 2,5 \times 0,816 (0,5 / 0,45)^{2/3} = 1.736$

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W = 2500.16kN$$

Les conditions d'application la méthode statique équivalente : Cette méthode ne s'applique que si :

- La structure satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes d'usages.

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2..... $H_T \leq 7$ niveaux ou 23..m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

Zone III : Groupe d'usage 2 et 3..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

✓ Notre structure est implantée en Zone IIa et de groupe d'usage 2 mais elle dépasse **23 m**
Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003.

IV-3-3) Classification de l'ouvrage :

- Zone sismique : Zone IIa «M'CHEDALLAH à BOUIRA »
- Groupe d'usage : groupe 2 « bâtiment d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m »
- Site : « Meubles S3 » les valeur de T1 et T2 sont respectivement 0,15s et 0,50s
- Système structurel : voiles-portiques.

IV-3-4) Condition d' RPA99/Version 2003 :

- L'une des vérifications préconisée par le **RPA99** / version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la

base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

- Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport : $r = \frac{0.8V}{V_t}$

IV-3-5) Application la méthode dynamique modale spectrale :

❖ *Spectre de réponse de calcul :*

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

Avec : g : accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone (RPA 99. Tableau 4.1)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe 2} \end{array} \right\} A = 0,15$$

η : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage d'amortissement critique (Quand l'amortissement est différent de 8,5%) égale à :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7$$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0,816 > 0,7$$

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site. (RPA art 4.7)

Dans notre cas : Site 3 $\Rightarrow T_1 = 0,15$ s ; $T_2 = 0,50$ s

Q : facteur de qualité (RPA 99. Tableau44)

❖ *Facteur de qualité :*

Il dépend de certains critères qui sont pénalisants par leur observation ou non observation.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **Q** est satisfait ou non.

Critère Q	Observé (Oui ou Non)	P_q
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05
Redondance en plan	Non	0,05
Régularité en plan	Non	0,05
Régularité en élévation	Non	0,05
Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0

D'où **Q = 1.20**

❖ *Choix de coefficient de comportement :*

Il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges soit verticales ou horizontales entre les portiques et les voiles pour choisir la valeur du coefficient de comportement.

Les tableaux si-dessous représentent la répartition des charge entre les voiles et les portiques à la base :

Charge verticale :

	PORTIQUE	VOILE	% PORTIQUE	% VOILE
<i>E/ SOL</i>	10500,92	12570,39	45,51	54,48

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles (d'après RPA99). Ce qui implique que la structure a un coefficient de comportement **R=3.5**

❖ **Calcul de l'effort tranchant à la base :**

L'effort tranchant pour chaque mode est donnée par la formule suivant : $V_t = \frac{sa}{g} \times w_i \times a_i$

➤ **Sens longitudinal :**

Mode	Période	$\alpha_i(\%)$	Wi(KN)	Sa/g	Vt(KN)
1	0,622548	55,0456	28003,637	0,080	123318,160
2	0,531481	0,0087	28003,637	0,089	21,68321613
3	0,428102	0,0623	28003,637	0,103	179,6965383
4	0,177383	11,8384	28003,637	0,131	43428,89157
5	0,137293	0,0055	28003,637	0,135	20,79270047
6	0,111288	0,8923	28003,637	0,145	3623,208568
7	0,084167	10,792	28003,637	0,155	46843,36383
8	0,068722	0,0833	28003,637	0,161	375,5651769
9	0,061716	7,2072	28003,637	0,164	33099,76126
10	0,047659	7,4196	28003,637	0,169	35114,10768

Tableau IV-3 : L'effort tranchant (Sens longitudinal).

➤ Sens transversal :

Mode	Période	$\alpha_i(\%)$	Wi(KN)	sa/g	V _i (KN)
1	0,622548	0,0368	28003,637	0,080	82,44270733
2	0,531481	55,126	28003,637	0,089	137391,8359
3	0,428102	0,5541	28003,637	0,103	1598,231972
4	0,177383	0,0039	28003,637	0,131	14,30705814
5	0,137293	18,7606	28003,637	0,135	70924,27936
6	0,111288	0,2645	28003,637	0,145	1074,009488
7	0,084167	0,071	28003,637	0,155	308,1800252
8	0,068722	14,7521	28003,637	0,161	66511,105
9	0,061716	0,5324	28003,637	0,164	2445,09836
10	0,047659	0,2207	28003,637	0,169	1044,488054

Tableau IV-4 : L'effort tranchant (Sens transversal).

Combinaison des réponses modales (Art 4,3.5 ; RPA 99) :

a) Les réponses de deux modes de vibration « i » et « j » des périodes T_i et T_j et d'amortissement

$\varepsilon_i, \varepsilon_j$ sont considérées indépendantes si le rapport $r = \frac{T_i}{T_j}$ (avec $T_i \leq T_j$) vérifie la relation

suivante : $r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j})$; avec $\varepsilon_i = \varepsilon_j = 8,5 \%$

b) Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

Avec E : effort de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus (dans ce cas de calcul K = 10)

c) Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes : E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

Vérification de la condition de combinaison des réponses modales dans les deux sens :

Mode	Période	r	10 / (10 + $\sqrt{\epsilon_i \epsilon_j}$)
1	0,622548	0,853	0,540
2	0,531481	0,805	0,540
3	0,428102	0,414	0,540
4	0,177383	0,773	0,540
5	0,137293	0,810	0,540
6	0,111288	0,756	0,540
7	0,084167	0,816	0,540
8	0,068722	0,898	0,540
9	0,061716	0,772	0,540
10	0,047659	0	0,540

Tableau IV-5 : Valeurs des rapports T_i/T_j .

Les modes ne sont pas indépendants 2 à 2 donc :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

$E_x = 2041,549 \text{ KN}$

$E_y = 1990,277 \text{ KN}$

IV-4) Les vérifications :

4-4-1) Vérification des déplacements inter étage :

- *Le déplacement horizontal* à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit : $\delta_K = R \delta_{eK}$ (art 4-19 RPA 2003)

δ_{eK} : Déplacement horizontal du aux forces sismique

R : coefficient de comportement

- *Le déplacement relatif* au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{art 4-20 RPA2003})$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$(\delta_k - \delta_{k-1}) \leq \bar{\Delta} = 0,01h_j \quad \text{Avec : } h_j : \text{ hauteur d'étage (j)}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Niv	δ_{eK}		R	$\delta_k = R\delta_{eK}$		$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$		$h_j(\text{m})$	$0,01h_j(\text{m})$
	$\delta x(\text{m})$	$\delta y(\text{m})$		$R \delta x$	$R \delta y$	$\Delta_x(\text{m})$	$\Delta_y(\text{m})$		
4	0,0105	0,0089	3,5	0,03675	0,03115	0,0056	0,00595	3,06	0,0306
3	0,0089	0,0072	3,5	0,03115	0,0252	0,007	0,00665	3,06	0,0306
2	0,0069	0,0053	3,5	0,02415	0,01855	0,00805	0,00665	3,06	0,0306
1	0,0046	0,0034	3,5	0,0161	0,0119	0,0084	0,0056	3,06	0,0306
RDC	0,0022	0,0018	3,5	0,0077	0,0063	0,0063	0,00455	3,74	0,0374
E/SOL	0,0004	0,0005	3,5	0,0014	0,00175	0,00105	0,00105	4,08	0,0408
E/SOL	0,0001	0,0002	3,5	0,00035	0,0007	0,00035	0,0007	4,08	0,0408

Tableau IV-6 : Déplacement inter-étage.

Conclusion :

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismique sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le RPA, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée.

IV-4-2) Vérification de l'effort normal réduit : (N_{red})

Pour évites la rupture fragile de la section de béton on doit vérifier la formule suivante :

$$N = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{Avec : } N_d : \text{l'effort normal maximal}$$

B_c : l'air de section brute

F_{c_j} : la résistance caractéristique du béton

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Section	N_{rd} (KN)	F_{C28} (MPa)	N_{red} (KN)	Observation
45x45	1396,99	25	0,27	Vérifiée
40x40	806,66	25	0,20	Vérifiée

Tableau IV-7 : L'effort normal réduit.

IV-4-3) Vérification de l'effet P-Delta :

Il faut calculer le coefficient $\theta_K = P_K \Delta_k / V_K h_K$ et le comparer avec le nombre 0,1 tel que :

- Si $\theta_K < 0,10$: les effets de 2^{eme} ordre sont négligés.
- Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1 / (1 - \theta_K)$.
- Si $\theta_K > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 »

h_K : hauteur de l'étage « K »

➤ *Sens longitudinal :*

Niveau	P_k (KN)	Δ_x (m)	V_{kx} (KN)	h_j (m)	θ_k
4	3503,149	0,0056	503,43	3,06	0,0127
3	7075,205	0,007	763,76	3,06	0,0211
2	10698,384	0,00805	998,58	3,06	0,0818
1	14321,563	0,0084	1157,64	3,06	0,0339
RDC	18161,977	0,0063	1290,05	3,74	0,0237
E/SOL	22473,418	0,00105	1376,06	4,08	0,0042
E/SOL	28003,637	0,00035	1481,55	4,08	0,0016

Tableau IV -8: Vérification de l'effet P-Delta sens longitudinal.

➤ *Sens transversal :*

Niveau	P_k (KN)	Δ_y (m)	V_{ky} (KN)	h_j (m)	θ_k
4	3503,149	0,00595	578,05	3,06	0,0117
3	7075,205	0,00665	869,29	3,06	0,0176
2	10698,384	0,00665	1098,82	3,06	0,0211
1	14321,563	0,0056	1292,16	3,06	0,0202
RDC	18161,977	0,00455	1435,66	3,74	0,0153
E/SOL	22473,418	0,00105	1579,04	4,08	0,0036
E/SOL	28003,637	0,0007	1697,46	4,08	0,0280

Tableau IV-9: Vérification de l'effet P-Delta sens transversal.

Conclusion :

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieurs à 0,1.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

V-1) Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL et RPA 99/ Ver2003)

V-2) Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

- **Situation durable et accidentelle :**

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

Tableau V -1: Situation durable et accidentelle.

V-2-1) Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91 :**

ELU 1,35 G + 1,5 Q

ELS G + Q

- **Selon RPA 99 :** (situation accidentelle)

G + Q + E

0,8G + E

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

N_{\max} ; $M_{\text{correspondant}}$

N_{\min} ; $M_{\text{correspondant}}$

M_{\max} ; $N_{\text{correspondant}}$

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable par **ETABS** :

	combi	0.8G+E	ELU	G+Q+E
		Nmin	Nmax	Mmax
ES/SOL-RDC	$N(KN)$	-825.46	-1396.99	-1080.66
	$M_y(KNm)$	15.317	2.092	1.14
	$M_z(KNm)$	6.922	0.643	4.091
N₁-N₄	$N(KN)$	-440.04	-806.66	-641.83
	$M_y(KNm)$	18.242	1.441	19.054
	$M_z(KNm)$	8.183	5.185	9.597

Tableau V-2: Les sollicitations et combinaisons d'actions.

V-2-2) Calcul des armatures longitudinales :

A - Ferrailage minimum d'après le CBA93 :

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

B- Recommandations du «BAEL91 »:

$$\begin{cases} A_{\min} = \max \left(4cm^2 / ml, \frac{2B}{1000} \right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton donc : $B = b \times h$. ($b = h =$ côtes du poteau, $d = 0.425$)

C- Recommandations du RPA 99/version2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.8%** (zone IIa).
- Ferrailage maximum sera de :
 - 4%** en zone courante de section poteaux.
 - 6%** en zone de recouvrement de section poteaux.
- Le diamètre minimum est de 12 mm (RPA99/version2003)
- La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40 ϕ** en zone IIa
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** en zone IIa (RPA99/version2003).

Niveau	Section (cm ²)	BAEL 91		CBA93	RPA99/V2003		
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrement
E/SOL-RDC	45X45	4.05	101.25	2.3	16.2	81	121.5
N₁-N₄	40x40	4.00	80	1.81	12.8	64	96

Tableau V-3 : Ferrailage maximale et minimale.

V-2-3) Exemple de calcul :

1- Ferrailage longitudinal :

Soient un poteaux de (45x45)(cm²) :

C=C'=2.5cm. S=45x45(cm²). L=4,08m. f_{bu}=14,2MPa.

1^{er} cas : $N_{\max} = -1396.99\text{KN}$, $M_{y_{\text{corr}}} = 2.092\text{KN.m}$ et $M_{z_{\text{corr}}} = 0.643\text{KN.m}$.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

(Après exécution).

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; 1 / 250) = \max (2 \text{ cm} ; 1,632 \text{ cm}) \Rightarrow e_a = 2\text{cm}=0,02\text{m}.$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$\Rightarrow e_1 = M_{\text{corr}} / N_{\max} = 0,0015\text{m}.$$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

l_f : longueur de flambement du poteau.

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left(15, \frac{20 \times e_1}{h} \right)$$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 4,08 = 2,856 \text{ m}.$$

$$2,856 \text{ m} < \max (15; 0,066) \dots\dots\dots \text{CV}.$$

La méthode forfaitaire est utilisable.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \phi)$$

$$\alpha = 10(1 - (M_u / 1,5M_s)) = 0.948$$

$$e_2 = 0,021\text{m}.$$

$$e = (e_1 + e_a + e_2) = 0,0015 + 0,02 + 0,021 = 0,0425 \text{ m}.$$

$$e = 0,0425\text{m}.$$

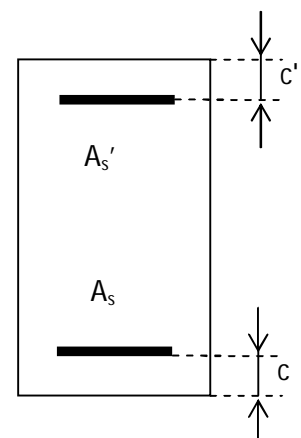


Figure V-.1: la section transversale des poteaux.

$$M_{u \text{ corr}} = N_u \times e = 1396.99 \times 0,0425 = 59.37 \text{ KNm.}$$

Les efforts corrigés seront:

$$N_{\text{max}} = 1396.99 \text{ KN}; M \text{ corrigé} = 59.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M_{u \text{ corr}} + N_u \times (d-h/2) = 59.37 + 1396.99(0.425-0.22) = 345.75 \text{ KNm.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,299$$

$$\mu_{bc} = 0,8 \frac{h}{d} \left(1 - 0,4 \frac{h}{d} \right) = 0,494$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$: Section partiellement comprimis

Donc on a $\mu_{lu} \geq \mu_{bu} \Rightarrow A' = 0.$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.299)}) = 0.457$$

$$Z_b = 0.08(1 - 0.4 * 0.457) = 0.347m$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_u = M_{ua} / Z\sigma_s = 890,53 \times 10 / 0,70 \times 348 = 28.63 \text{ cm}^2.$$

$$A_{fc} = A_u - (N_u / f_{ed}) = 28.63 - (1396.99 \times 10 / 348) = -11.51 \text{ cm}^2.$$

$$A_{fc} < 0$$

La même opération pour 2^{eme} cas

Conclusion :

$$A_{adopté} = \max(A_{Cal}, A_{CNF}, A_{\min(RPA)})$$

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Poteaux	combi	A_{cal} (cm ²)	A_{cnf} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A adoptée/face
E-S/ RDC	P 45	ELU	0,00	2,3	16,2	4T20+4T14
		0.8G+E	0,00			
		G+Q+E	0,00			
1 ^{er} -4	P 40	ELU	0,00	1,81	12,8	4T16+4T14
		0.8G+E	0,00			
		G+Q+E	0,00			

Tableau V-4 : Ferrailage longitudinal.

V-2-4) Armatures transversales :

-Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Maintenir les armatures longitudinales.

❖ Diamètre des aciers :

Selon RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale: $\rho_a = 2.5$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$$\rho_a = 3.75 \text{ si l'élançement géométrique } \lambda_g < 5.$$

t : est l'espacement des armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ est donnée comme suit :

$$0,3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$0,8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre la valeur limites précédentes.(0,65%)

$\lambda_g = l_f/a$ ou l_f/b avec a et b sont les dimensions de la section du poteau.

✓ **Espacement des armateurs :** (selon l'At. 7.4.2.2 du RPA)

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $St \leq \min(10\phi, 15\text{cm})$ en zone IIa
- Dans la zone courante : $St' \leq 15\phi$ en zone IIa

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de 10 cm en zone nodale et 15 cm en zone courante.

Les résultats de calcul sont dans le tableau suivant :

Niveau	Section	V (KN)	l _f (m)	λ _g	ρ _a	zone	S _t (cm)	A _{t cal} (cm ²)	Choix d'armatures
Es-RDC	45×45	36,15	2,85	6,34	2,5	N	10	0,50	4HA8
						C	15	0,75	
1-4	40×40	56,17	2,14	5,35	2,5	N	10	0,87	4HA8
						C	15	1,31	

Tableau V -5 : Ferrailage transversal (Résumé).

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135°; ayant une longueur de 10 φt=10cm.et 8cm

V-2-5) Vérification à l'ELU :

➤ **Vérification de l'effort tranchant** (BAEL 91 Art 7-4-3-1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Niveau	Section	Vu	λ _g	τ _u (KN/m ²)	τ̄ _u (KN/m ²)	Vérification
E-S/ RDC	45x45	36,15	6,34	189,01	3330	CV
1-4	40x40	56,17	5,35	374,46	3330	CV

Tableau V -6 : Vérification de l'effort tranchant.

V-2-6) Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification des contraintes** (BAEL 91 Art 8-2-4-2) :

La fissuration est peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte dans le béton. Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable. σ_b < σ_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 MPa.

$$\sigma_{bc} = K.y = 0.0006 \times 166,9 = 0,1 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

Les résultats de cette vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KNm)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ _{bc} ≤ $\bar{\sigma}_{bc}$
E-S/ RDC	45x45	1014,31	1,515	16,69	231612,45	0,11	15	CV
1-4	40x40	585,77	3,748	14,77	142158,93	0,38	15	CV

Tableau V -7 : Vérification des contraintes.

V-3) Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vert les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'ELU et à l'ELA sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003.

V-3-1) Prescriptions données par RPA99/version 2003 :

- Armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0.5% de toute section.
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 ϕ (zone II).
- Les cadres des nœuds, disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle.

- Armatures transversales :

- La quantité des armatures transversales est de : $A_t = 0.003 \times S \times b$;
- L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de « $h/4, 12\phi$ » ;
 - En dehors de la zone nodale l'espacement doit être de « $s \leq h/2$ ».

V-3-2) Exemple de calcul :

On fera les mêmes étapes des calculs pour les poutres longitudinales et poutres transversales.

a) Calcul des armatures longitudinales :

a-1) Poutre principal (poutres porteuses) :

❖ **Exemple de calcul :** la poutre (40x30)

a-1-1) Ferrailage à L'ELU :

• **Ferrailage en travée :**

$M_{tu} = 36.447 \text{ KN.m}; M_{t_{ser}} = 26.132 \text{ KNm} \quad ; d = 0.375 \text{ m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{36.447 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.375)^2 \times 14.2} = 0,06$$

$\mu_{bu} \leq \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$ (Pas d'armature comprimée)

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.06)}) = 0.077$

$Z_b = 0.375(1 - 0.4 * 0.077) = 0.363 \text{ m}$

$A_u = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{36.447 \times 10}{0.363 \times 348} = 2.89 \text{ cm}^2$

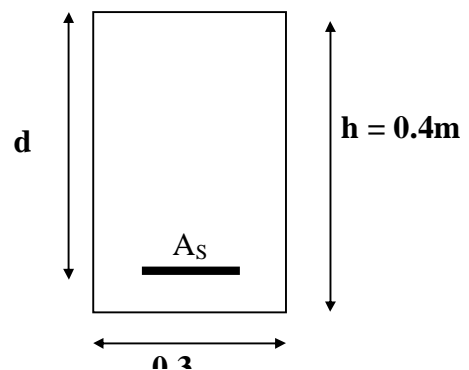


Figure 5-2: La section des poutres transversales.

- **Ferraillage au niveau des appuis :**

$$M_{a \max} = 78.999 \text{ KN.m} ; M_{a \text{ ser}} = 57.326 \text{ KNm} \quad d=0.375 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{78.999 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.375)^2 \times 14.2} = 0.132$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.132)}) = 0.177$$

$$Z_b = 0.375(1 - 0.4 * 0.177) = 0.348 \text{ m}$$

$$A_{au} = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{78.999 \times 10}{0.348 \times 348} = 6.54 \text{ cm}^2$$

a-1-2) ferraillage sous les combinaisons sismiques : (G + Q ± E et 0.8G ± E)

- **Ferraillage en travée :**

$$M_{t \max} = 26.693 \text{ KN.m} ; M_{t \text{ ser}} = 26.132 \text{ KNm} ; \quad d=0.375 \text{ m} ;$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{26.693 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.375)^2 \times 21.74} = 0.029$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.029)}) = 0.036$$

$$Z_b = 0.375(1 - 0.4 * 0.036) = 0.369 \text{ m}$$

$$A_{ta} = \frac{M_{t \max}}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{26.693 \times 10}{0.369 \times 400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage au niveau des appuis :**

$$M_{a \max} = 69.084 \text{ KN.m} ; M_{a \text{ ser}} = 57.326 \text{ KNm} \quad d=0.375 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_{a \max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{69.084 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.375)^2 \times 21.74} = 0.075$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.075)}) = 0.097$$

$$Z_b = 0.375(1 - 0.4 * 0.097) = 0.36 \text{ m}$$

$$A_{aa} = \frac{M_{a \max}}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{69.084 \times 10}{0.36 \times 400} = 4.80 \text{ cm}^2$$

a-1-3) Pourcentage minimale exigé par RPA99/version 2003 :

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 < A_s \text{ calculée}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

a-1-4) Condition de non fragilité (BAEL91) :

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.375 \times 2.1}{400} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte les sections des armatures suivantes :

- **En travée:** $A_s = \max (A_{t_u}, A_{t_a}) = \max (2.89, 2.09) \Rightarrow A_s = 2.89 \text{ cm}^2$
- **Sur appui :** $A_s = \max (A_{a_u}, A_{a_a}) = \max (6.54, 5.66) \Rightarrow A_s = 6.54 \text{ cm}^2$

a-1-5) Choit des bars :

- **En travée :** 3T16 de section $A_s = 6.03 \text{ cm}^2$, tel que :

$$(A_{s \text{ RPA min}} = 6 \text{ cm}^2, A_{\text{BAEL min}} = 1.35 \text{ cm}^2) < A_s < A_{s \text{ RPA max}} = 48 \text{ cm}^2 : \text{ la condition est vérifiée}$$

- **Sur appui :** 3T16+3T12 de section $A_s = 9.42 \text{ cm}^2$, tel que :

$$(A_{s \text{ RPA min}} = 6 \text{ cm}^2, A_{\text{BAEL min}} = 1.35 \text{ cm}^2) < A_s < A_{s \text{ RPA max}} = 48 \text{ cm}^2 : \text{ la condition est vérifiée}$$

On fait les mêmes étapes de calcul pour les poutres secondaires et on résume les résultats de calcul dans le tableau suivant, avec les conventions des signes suivants :

$M_{t \max 1}$: le moment maximum en travée obtenue par la combinaison (1.35G + 1.5 Q).

$M_{t \max 2}$: le moment maximum en travée obtenue par les combinaisons sismiques.

$M_{a \max 1}$: le moment maximum en appui obtenu par la combinaison (1.35G + 1.5 Q₁)

$M_{a \max 2}$: le moment maximum en appui obtenu par la combinaison sismique.

$A_s \text{ calculée}$: la section des armatures qui on la calculée.

$A_{s\ RPA\ min}$: la section des armatures minimales exigée par RPA/version 2003.

A_{min} : la section des armatures minimales de condition de non fragilité.

A_s : la section des armatures choisie.

$A_{s\ adoptée}$: la section des armatures a adoptée.

A)-Armatures longitudinales :

Zone de calcul		Moments (kN .m)	$A_{s\ cal}$ (cm ²)	$A_{s\ cal}$ (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	Choix des bars	$A_{s\ adoptée}$ (cm ²)
Poutre Principale (30x40)	<i>travées</i>	$M_{t\ max\ 1}$ 36.447	2.89	2.89	6	1.35	6	3T16	6.03
		$M_{t\ max\ 2}$ 26.693	1.81						
	<i>appuis</i>	$M_{a\ max\ 1}$ 78.999	6.54	6.54	6	1.35	6.54	3T16+3T12	9.42
		$M_{a\ max\ 2}$ 69.084	4.80						
Poutre Secondaire (30x40)	<i>travées</i>	$M_{t\ max\ 1}$ 17.359	1.35	5.78	6	1.35	6	3T16	6.03
		$M_{t\ max\ 2}$ 70.522	5.78						
	<i>appuis</i>	$M_{a\ max\ 1}$ 49.974	4.01	6.60	6	1.35	6.60	3T16+3T12	9.42
		$M_{a\ max\ 2}$ 79.783	6.60						

Tableau V -8 : Armatures longitudinales des poutres.

a-2) Poutres sur voiles :

Zone de calcul		Moment (kN .m)	A _{s cal} (cm ²)	A _{s cal} (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	Choit des barres	A _s adoptée (cm ²)
Poutre Principale (30x40)	<i>travées</i>	M _{tmax1} 31.684	2.5	7.48	6	1.35	7.48	3T16+2T12	9.42
		M _{tmax2} 105.151	7.48						
		M _{a max} 62.536	5.08						
	<i>appuis</i>	M _{a max 2} 121.403	8.74	8.74	6	1.35	8.74	/	/
	Poutre secondaire (30x40)	<i>travées</i>	M _{tmax1} 44.425	3.55	7.36	6	1.35	7.36	3T16+3T14
M _{t max2} 103.592			7.36						
M _{a max 1} 65.3			5.32						
<i>appuis</i>		M _{amax2} 141.107	10.30	10.30	6	1.35	10.30	/	/

Tableau V -9: Armatures longitudinales des poutres sur voile.

B)- Calcul des armatures transversales :

1)-Selon le BAEL91 :

la section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq 0,4. b. St / f_e$

b : largeur de la poutre ;

St : l'espacement des cours d'armatures transversales

- St ≤ min (0,9d ; 40 cm) ;

On adopte les espacements suivants : St = 20cm ;

Donc: At ≥ 0,4 x 0,3x 0,20 / 400 ⇒ At ≥ 0,6cm²

2)-Diamètre des armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l_{min}} \right\}$$

-Pour les poutres principales :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right\} = 1,2 \text{ cm}$$

-Pour les poutres secondaires :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right\} = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

3) Les espacements des armatures transversales :

D'après le RPA99version2003 :

La section minimale At doit vérifier : At = 0.003 x St x b

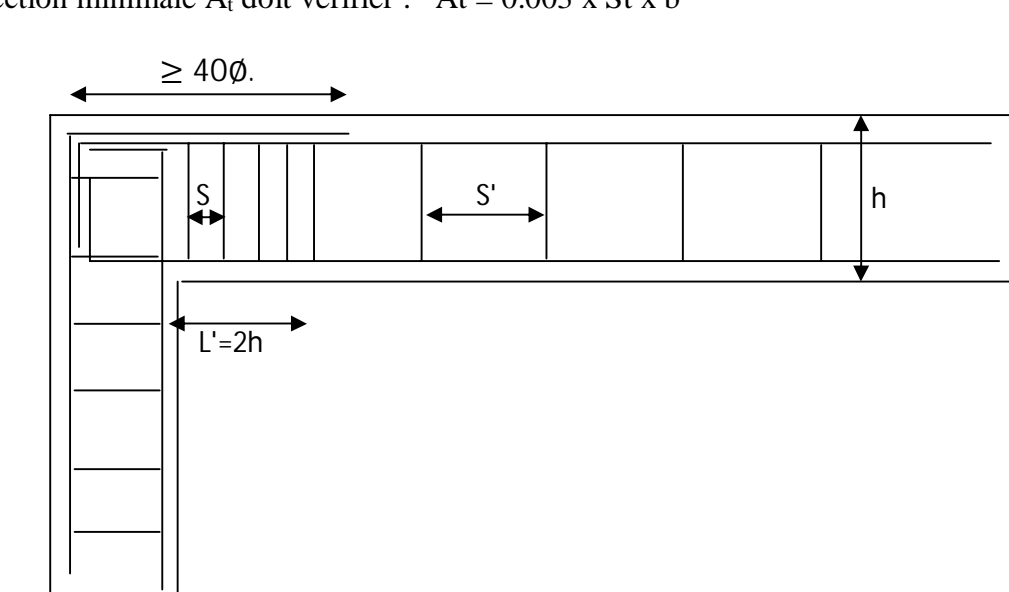


Figure V-3 : Dispositions constructives.

➤ L'espacement maximal (p,p) :a)-La poutre (40x30) :

- En zone nodale :

La longueur en zone nodale est: $L'=2h=2 \times 0.4 = 0.8 \text{ m}$

$$St \leq \min (h/4; 12 \phi_L ; 30 \text{ cm}) = \min (10, 14.4, 30) = \mathbf{10 \text{ cm}} \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

- En zone courante : $St \leq h/2 = 20 \text{ cm} \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$ b)-Les poutres (40x30) :

- En zone nodale :

la longueur de zone nodale est: $L'=2h=2 \times 0.4 = 0.8 \text{ m}$

$$St \leq \min (h/4; 12 \phi_L ; 30 \text{ cm}) = \min (10, 14.4, 30) = \mathbf{10 \text{ cm}} \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

- En zone courante : $St \leq h/2 = 20 \text{ cm} \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$ ➤ L'espacement maximal (poutre secondaire) :

- En zone nodale :

la longueur de zone nodale est: $L'=2h=2 \times 0.4 = 0.8 \text{ m}$

$$St \leq \min (h/4 ; 12 \phi_L ; 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} ;$$

- En zone courante : $St \leq h/2 ; St = 20 \text{ cm}$ *On adopte les espacements suivants :*- En zone nodale : **St = 10cm ;**- En zone courante : **St = 20cm***On aura alors pour les Poutres Principales:*

$$At = 0.003 \times St \times b = 1.8 \text{ cm}^2 > 0.6 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : **4Φ8** **At = 2.01cm²**

Et pour les **Poutres secondaires** :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.8 \text{ cm}^2 > 0.6 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : $4\Phi 8$. **$A_t = 2.01 \text{ cm}^2$**

$$S_t \text{ (adopté)} = \text{Min} \{S_{tB.A.E.L.}, S_{tR.P.A.}\} = 10 \text{ cm}$$

On aura un cadre et un étrier de diamètre « $\Phi 8$ »

➤ **La longueur minimale de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement en zone IIa est: $L=40 \phi$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Diamètre ϕ (mm)	Longueur L (cm)= 40ϕ
$\phi 12$	48
$\phi 14$	56
$\phi 16$	64
$\phi 20$	80

Tableau V -10: Longueurs de recouvrement.

C-) Vérification D'ABOUT :

- **Vérification des contraintes tangentielles conventionnelles :**

1)- **la poutre (40,30) :** $V_u = 91.17 \text{ MN}$, $M_{u \text{ corr}} = 43.724 \text{ MN.m}$

Il faut vérifier que $\tau_{u \text{ max}} < \bar{\tau}$ tel que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{91.17 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.375} = 0.81 \text{ MPa} \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau} = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau} = \min(0.15 \times 25, 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \quad \bar{\tau} > \tau_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

2)-Les résultats pour les autres poutres est dans le tableau suivant :

la poutre	V_u	τ_u	$\bar{\tau}MPa$	Observation
p, p(40,30)	91.17	0.81	3.33	vérifiée
p, s(40,30)	57.11	0.51	3.33	vérifiée
p, p(40,30) sur voile	92.38	0.82	3.33	vérifiée
p, s(40,30) sur voile	58.91	0.52	3.33	vérifiée

Tableau V -11: Vérification des contraintes tangentielles.

3)-Vérification à l'ELS :

La vérification des poutres à l'ELS est effectuée comme suit:

Il faut que les contraintes de compression du béton vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Les résultats de calculs sont indiquée dans le tableau suivant :

La nature des Poutres	Zone	A_s (cm ²)	M_{ser} (KN)	Y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	($\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$)
Poutre Principale (40x30)	<i>Travée</i>	6.03	26.132	12.32	105217.97	2.46	15	vérifiée
	<i>appui</i>	9.42	57.326	14.66		7.33	15	vérifiée
Poutre Secondaire (40x30) sur voile	<i>Travée</i>	6.03	12.577	12.32	105217.97	1.23	15	vérifiée
	<i>appui</i>	9.42	26.344	14.66		2.93	15	vérifiée
Poutre Principale (40x30 sur voile)	<i>Travée</i>	9.42	22.736	14.89	105217.97	3.21	15	vérifiée
	<i>appui</i>	9.42	45.635	14.89		6.45	15	vérifiée
Poutre Secondaire (40x30) sur voile	<i>Travée</i>	10.65	32.259	15.35	114544.99	4.32	15	vérifiée
	<i>appui</i>	10.65	47.454	15.35		6.36	15	vérifiée

Tableau V -12 : Vérification des contraintes à l'ELS.

V-4) Ferrailage des voiles :

V-4-1) Introduction :

Dans une structure, les voiles de contreventement, outre leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales, sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales grâce à leur rigidité importante dans ce plan.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques

Ainsi les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant sous les combinaisons des efforts dus aux charges verticales et horizontales ($G; Q$ et E).

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en 02 zones :

1. les niveaux (Entre sol1-2-RDC) zone I
2. les niveaux (1-4) zone II

Les voiles seront calculées en flexion composée ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

V-4-2) Les combinaisons d'action:

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci après:

La réglementation en vigueur BAEL et RPA99/ V2003 exige les combinaisons ci-contre

- **Etat limite ultime :**

Situation durable et transitoire : $1,35 G + 1,5 Q$

- Situation accidentelle : $G + Q \pm E$, $0,8G \pm E$
- Etat limite de service : $G + Q$

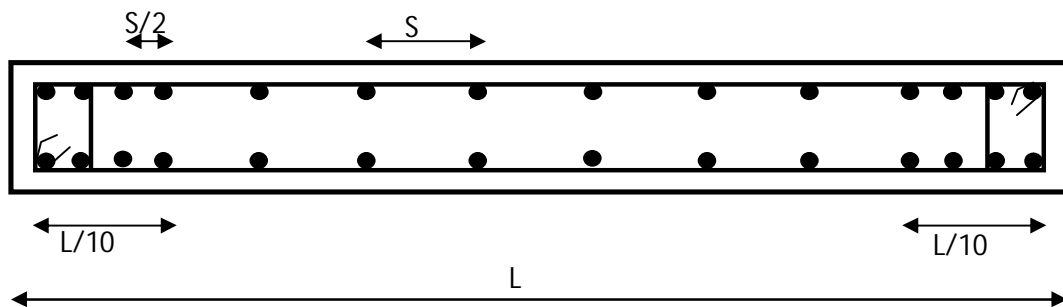
V-4-3) Recommandations de RPA :

a- Armatures verticales :

Sont destinés à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de 20%.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligature par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur de voile.
- L'espacement des barres verticales doit être réduit par à la moitié sur une longueur de $l/10$ dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15 cm.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.



b- armatures horizontales:

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le **RPA 99V2003** préconise les règles

Suivantes :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1.5a$ (a : épaisseur du voile).
 - $S \leq 30\text{cm}$.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe. les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile .
- Les longueurs de recouvrement doivent être à 40ϕ pour les barres situées dans la zone 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 possible des charges

D'après le BAEL:
$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

c- Armatures transversales :

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre de quatre au moins par mètre carrée.

d- Armature de potelet:

on doit prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par barres verticales, dont la section est supérieure ou égale à 4HA10

e- Armature de couture :

Le long de joint de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures dont la section est donnée par la formule suivant :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec } T=1.4V_U$$

V_U : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit être s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

Règle communes :

- Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile est égale à 0.15% de la section
- En zone courante égale a 0.10% de la section

V-4 -3) Ferrailage des voiles :

On procédé par la méthode des tronçons, (la méthode de RDM) qui se fait pour une bonde de largeur **d**.

V- 4 -3-1) Exposé de la méthode:

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (formule de RDM).

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B} \pm \frac{M.y}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

B : Section transversale du voile.

y : bras de levier $y = \frac{L_{voile}}{2}$

I : l'inertie de voile

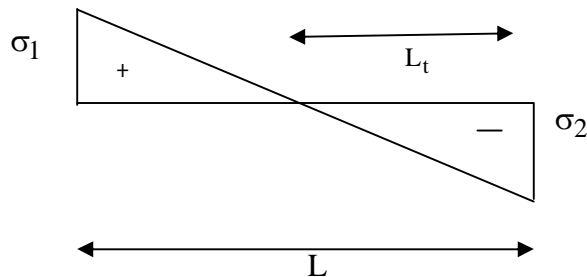
Avec

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L$$

L_t : Longueur tendue

$$F = \frac{\sigma_2 * L_t}{2} b$$

$$A_v = \frac{F}{f_e}$$



➤ **Armatures minimales selon le BAEL:**

Section partiellement comprimée

$$A_{\min} \geq \max \left(0.23B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}, 0.005B \right)$$

➤ **Vérification :****- Vérification à l'ELS:**Pour cet état, on considère $N_{\text{ser}}=G+Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq 0.6f_{c28}=15\text{MPa}$$

Avec:

N: effort normal appliqué (N_{ser}).**B:** section de béton , **A:** section d'armature adoptée**- Vérification de la contrainte de cisaillement :**

- D'après le RPA :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

$$\text{ou : } \tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \text{avec : } V=1.4V_u \text{ calcul}$$

 b_0 : épaisseur de voile d : hauteur utile =0.9.h h : hauteur totale de la section brute

- D'après le BAEL 91:

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \text{avec } \tau : \text{contrainte de cisaillement.}$$

$$\text{On à aussi } \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right)$$

V-4-3-2) Exemple de calcul:

(voile V₁) :

Caractéristiques géométriques :

$$L=1.30 \text{ m} \quad e = 0.2\text{m} \quad B= 0.26 \text{ m}^2 \quad I = 0.03661666\text{m}^4 \quad y =0.65 \text{ m}$$

$$\text{Sollicitations : } N = 586.19 \text{ KN} \quad M = 476.497\text{KN.m}$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M.y}{I} = 10713.10 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M.y}{I} = -6203.95 \text{ KN/m}^2$$

La section est partiellement comprimée :

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = 0.48 \text{ m}$$

Calcul de la sollicitation équivalente :

$$A_v = 20.16 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armature verticale :

- Selon RPA :

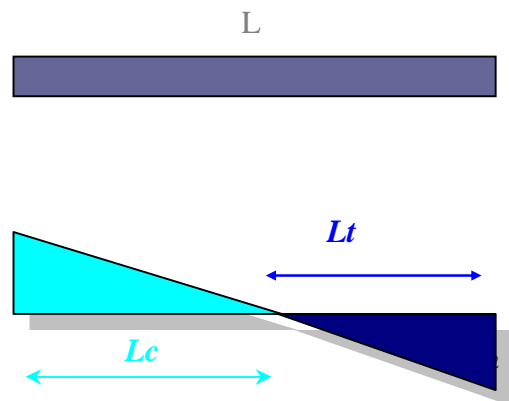
$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.2\% b L_t$$

b : épaisseur du voile.

L_t : longueur de la section tendue.

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.2 \cdot 20 \cdot 0.48 / 100 = 1.92$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 1.92 \text{ cm}^2$$



- Selon le BAEL :

$$A_{\min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e} = \frac{20 \times 130 \times 2.1}{400} = 13.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_{\min \text{ RPA}}; A_v \text{ calcul}; A_{\min \text{ BAEL}}) = (1.92; 20.16; 13.65)$$

$$A_{\text{adopté}} = 20.16 \text{ cm}^2 / \text{deux nappes}$$

- La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99V2003 :

$$\text{Zone d'about : } (130/10) = 13 \text{ cm.} \quad \text{avec} \quad St = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante } 1.04 \text{ m.} \quad \text{avec} \quad St = 20 \text{ cm}$$

Nous adoptons alors le même type de ferrailage sur toute la surface du voile

$$\text{Soit : } 18\text{HA}12 = 20.36 \text{ cm}^2$$

2)-Armatures horizontales :

- Selon RPA :

Globalement dans la section du voile:

$$A_H = 0,15\% b.h = 0,15 \times 306 \times 20/100 = 9,18 \text{ cm}^2$$

$$A_H = 0,15\% b.h = 0,15 \times 408 \times 20/100 = 12,24 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_H = 0,10\% b.h = 0,10 \times 306 \times 20/100 = 6,12 \text{ cm}^2$$

- Selon le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{20,36}{4} = 5,09 \text{ cm}^2$$

Armature transversale:

D'après l'RPA 99 les deux nappes armatures doivent être reliées entre elles avec au moins 4 épingles en mètre carré, soit : 4 HA8.

Armature verticale :

Zone I :

voiles	L (m)	M (KNm)	N (KN)	A _{Vcal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{BAEL} (cm ²)	Zone nodale		Zone courante		A _{adop} (cm ²)
							Choix des barres	St (cm)	Choix des barres	St (cm)	
V 7 V8	1.30	476.497	586.19	20.16	1.92	13.65	8T12	10	10T12	20	20.36
V 1 V2 V11 V13	1.3	1.323	105179	26.2	5.2	13.65	8T14	10	10T14	20	26.64
V 5 V10	1.80	1121.463	744.15	37.42	2.88	18.9	12T14	10	14T14	20	40.02
V6 V9	2.30	1389.703	1032.69	32.4	3.28	24.15	12T12	10	18T12	20	33.92
V 3 V4 V14 V12	1.05	562.797	570.86	32.04	1.72	11.02	8T16	10	8T16	20	32.16

Tableau V -13 : Ferrailage verticale des voiles (Zone I).

Zone II :

voiles	L (m)	M (KNm)	N (KN)	A _{vcal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{BAEL} (cm ²)	Zone nodale		Zone courante		A _{adop} (cm ²)
							Choix des barres	St (cm)	Choix des barres	St (cm)	
V 7 V8	1.30	13.107	455.81	11.30	5.2	13.65	8T12	10	10T12	20	20.36
V 1 V2 V11 V13	1.3	19.91	641.53	15.94	5.2	13.65	8T12	10	10T12	20	20.36
V 5 V10	1.80	464.624	366.67	14.78	2.76	18.9	12T12	10	14T12	20	29.4
V6 V9	2.30	9.325	862.84	21.4	10	24.15	12T12	10	18T12	20	33.92
V 3 V4 V14 V12	1.05	11.67	501.23	12.46	4.2	11.02	8T12	10	8T12	20	18.10

Tableau V-14 : Ferrailage verticale des voiles (Zone II).

Armature horizontale:

Zone I :

voiles	L (m)	M (KNm)	N (KN)	$A_{RPA \text{ min}}$ (cm ²)	$A_{H \text{ BAEL}}$ (cm ²)	Choix des barres	$A_{H \text{ adop}}$ (cm ²)
V 7 V8	1.3	476.497	586.19	12.24	5.09	16T10	12.57
V 1 V2 V11 V13	1.3	1.323	105179	12.24	6.66	16T10	12.57
V 5 V10	1.8	1121.463	744.15	12.24	10	16T10	12.57
V6 V9	2.3	1389.703	1032.69	12.24	8.48	16T10	12.57
V 3 V4 V12 V14	1.05	562.797	570.86	12.24	8.04	16T10	12.57

Tableau V -15 : Ferrailage horizontale des voiles (Zone I).

Zone II :

voiles	L (m)	M (KNm)	N (KN)	$A_{RPA \text{ min}}$ (cm ²)	$A_{H \text{ BAEL}}$ (cm ²)	Choix des barres	$A_{H \text{ adop}}$ (cm ²)
V 7 V8	1.3	13.107	455.81	9.18	5.09	12T10	9.42
V 1 V2 V11 V13	1.3	19.91	641.53	9.18	5.09	12T10	9.42
V 5 V10	1.8	464.624	366.67	9.18	7.35	12T10	9.42
V6 V9	2.3	9.325	862.84	9.18	8.48	12T10	9.42
V 3 V4 V12 V14	1.05	11.67	501.23	9.18	4.52	12T10	9.42

Tableau V -16: Ferrailage horizontale des voiles (Zone II).

➤ Vérification de contrainte de cisaillement:

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le **RPA99** [art 7.7.2] à :

$$\tau_{adm} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

D'après les résultats obtenues des analyses on a $V_{max} = 38.46 \text{ KN}$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b.d} = 1.4 \frac{38.46 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.275} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\tau < \tau_{adm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Selon le BAEL: $\tau_b = \frac{V}{b.d} = \frac{38.46 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.275} = 0.15 \text{ MPa}$

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Vérification à L'ELS:

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A}$$

Avec: B : section du béton

A : section d'armatures

Ns : effort normal de service (sous G + Q).

Les résultats de calcul sont regroupés dans les tableaux ci-après :

voiles		Vérification de contrainte de cisaillement						Vérification à L'ELS			
		V (KN)	τ (MPa)	τ_b (MPa)	$\tau < \tau_{adm}$	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$	N_s (KN)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$
V 7	Zone I	38.46	0.21	0.15	OK	5	OK	364.7	1.193	15	OK
V8	Zone II	22.13	0.11	0.08	OK	5	OK	332.82	1.088	15	OK
V 1	Zone I	88.55	0.49	0.35	OK	5	OK	764.54	1.912	15	OK
V2	Zone II	49.33	0.27	0.19	OK	5	OK	467.02	1.527	15	OK
V11 V13											
V 5	Zone I	44.28	0.17	0.12	OK	5	OK	369.33	0.614	15	OK
V10	Zone II	38.41	0.15	0.11	OK	5	OK	318.07	0.721	15	OK
V 6	Zone I	34.38	0.11	0.07	OK	5	OK	756.72	1.486	15	OK
V9	Zone II	49.69	0.15	0.11	OK	5	OK	628	1.233	15	OK
V3	Zone I	15.69	0.11	0.08	OK	5	OK	599.48	1.242	15	OK
V4	Zone II	30.28	0.21	0.15	OK	5	OK	364.8	1.342	15	OK
V12 V14											

Tableau V.17: Vérification des contraintes.

Remarque : il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion éventuelle de l'action sismique.

VI - Etude de l'infrastructure

VI-1) Introduction :

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol, leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage on distingue deux types de fondations :

-Fondation superficielles : elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

-Fondations profondes : elles sont utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

VI-2) Etude de sol :

Soit à partir des résultats de sondage effectué au laboratoire de mécanique des sols. Une étude préalable du sol à donner une contrainte admissible (σ_{sol}) de 0.15 MPa.

VI-3) Etude des fondations :

3-1) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Ce choix doit satisfaire deux critères essentiels à savoir :

- Stabilité totale de l'ouvrage
- Solution facile à réaliser et économique

En ce qui concerne notre ouvrage, On a le choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous murs)
- Radier général

3-2)- Semelles filantes :

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$N_u = 23071.3 \text{ kN} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{sol} = 1.5 \text{ bars} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow S \geq \frac{23071.3 \times 10^{-3}}{0.15} = 153.80 \text{ m}^2$$

La surface d'emprise du bâtiment est : $S_{\text{bât}} = 266.91 \text{ m}^2$

Le (%) de la surface des semelles par rapport à la surface d'emprise de l'ouvrage est :
 $(153.8/266.91) \times 100 = 58\%$

Conclusion :

La surface totale des semelles occupe plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage, on est donc amené à opter pour le radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages:

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

3-3) Etude du radier général :

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appui.

3-3-1) Pré dimensionnement du radier :**a)-L'épaisseur du radier :**

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a-1)- Condition forfaitaire:

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 4.45\text{m}$: plus grande distance entre deux points d'appuis.

D'où : $55.63\text{cm} \leq h_r \leq 89\text{cm}$ (1)

a-2)- condition de rigidité :

$$L_e = \frac{2L_{\max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{Avec} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux points d'appuis.

L_e : longueur élastique.

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164195 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface

Pour un sol moyen ; $K=40000 \text{ KN/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h > 0.62 \text{ m} \dots\dots\dots(2)$$

Finalement : d'après (1), (2) on opte pour : $h_r = 65 \text{ cm}$

b) La surface minimale du radier :

Pour la détermination de la surface de radier il faut vérifier la condition suivante:

$$\frac{N_{ser}}{S_{\min}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{\min} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

On a: $N_{ser} = 32071.3 \text{ KN}$ $\bar{\sigma}_{adm} = 1.5 \text{ bars} = 150 \text{ KN /m}^2$.

$$S_{\min} = \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{32071.3}{150} = 153.8 \text{ m}^2$$

- La surface d'emprise du bâtiment est égale à : $S_{\text{bât}} = 266.91\text{m}^2$, est donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier. A cet effet, nous avons prévu un débord (**D**) minimum.

Calcul de D (débordement) :

$$D \geq \max (h/2, 30\text{cm}) \implies D \geq \max (65/2; 30\text{cm})= 32.5\text{cm} \implies \mathbf{D = 50\text{ cm}}$$

$$S_{\text{radier}} = 266.91 + S_{\text{débord}} \implies \mathbf{S_{\text{Déb}} = D \cdot P_B} \quad \text{Avec : } P_B = \text{périmètre de l'immeuble}$$

$$S_{\text{Déb}} = 0.5 \times 68 = 34 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{S_{\text{radier}} = 266.91 + 34 = 300.91 \text{ m}^2}$$

c)- Détermination des efforts :

➤ **Détermination des charges et des surcharges :**

-Superstructure : $\mathbf{G = 39224.67\text{KN}} \quad ; \quad \mathbf{Q = 6917.94 \text{ KN}}$

-Infrastructure :

- Poids du radier :

$$G_{\text{rad}} = S_r \times h_r \times 2.5 = 300.91 \times 0.65 \times 2.5 = 4889.79\text{KN}$$

- $G_{\text{infrastructures}} = 4889.79\text{KN}$

$$\implies \mathbf{G_{\text{TOTAL}} = 44114.46\text{KN}} \quad ; \quad \mathbf{Q_{\text{TOTAL}} = 6917.94\text{KN}}$$

➤ **Sollicitations :**

- *ELU* : $N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q \implies N_U = 69931.43 \text{ KN}$

- *ELS* : $N_S = N_G + N_Q \implies N_S = 51032.4 \text{ KN}$

3-3-2)- Vérifications :

3-3-2-1)- Condition de résistance au cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier. D'après le règlement CBA93 (art. A.5.1).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0.07 f_{cj} / \gamma_b = 1.16\text{MPa} \dots\dots\dots \text{BAEL 91 Page (357)}$$

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis a vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1.5 \quad ; \quad d = 0.9 h \quad ; \quad b = 1m.$$

L_{max} : la plus grande portée de la dalle = 6.08m.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} ; d = 0,9 h_r . \\ V_u = \frac{q L_{max}}{2} ; \\ q = \frac{N}{S_{radier}} . \end{array} \right.$$

$$N_U = 69931.43 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } q_u = \frac{69931.43}{300.91} = 232.39$$

$$V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = 517.09 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.88 < 1.16 \quad \tau_u \leq \overline{\tau_u} \dots\dots\dots \text{CV}$$

3-3-2-2) Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que : $W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$ avec :

- W : poids total du bâtiment à la base du radier :

$$W = W_{radier} + W_{bâtiment}$$

$$W = 4889.79 + 39224.67 = 44114.79 \text{ KN}$$

- F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $F_s = 1,5$.

- γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{KN} / \text{m}^3$).

- Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 1.5 \text{ m}$).

- S : surface du radier ($S = 300.91 \text{ m}$).

$$\Rightarrow F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 10 \times 1,5 \times 300.91 = 6770.48 \text{ KN}$$

Donc : $W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$ Condition vérifiée.

3-3-2-3) Vérification au poinçonnement :

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, La vérification se fait par la formule suivante : (art A.5.2.4) CBA93.

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b \dots\dots\dots \text{BAEL 91 Page (358)}$$

• **Sous poteau :**

N_u : la charge de calcul vis a vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité

$$N_u = 1041.31 \text{ KN}$$

μ_c : périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 4(a + h) = 4(0.45 + 0.65) = 4.4 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

$$N_u = 1.041 \leq 0.045 \cdot 4.4 \cdot 0.65 \cdot 25 / 1.5 = 2.145 \dots \text{C.V}$$

Ou bien :

$$N_u \leq 0.045 (1.8 + 4 h) h \times f_{c28} / \gamma_b$$

$$4500h^2 + 2025h - 1521.46 \geq 0 \quad \Rightarrow h = 0.39 \text{ m} < 0.65 \text{ m} \dots \text{C.V}$$

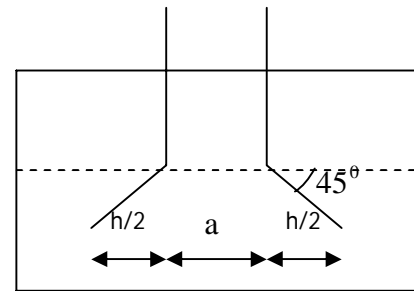


Schéma de transmission des charges

• **Sous voile :**

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité (V13) de longueur L=1.3m.

$$N_u = 764.54 \text{ KN}$$

μ_c : périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 2(e + b + 2 h) = 2(0.2 + 1.3 + 2 \cdot 0.65) = 5.6$$

$$N_u = 0.7645 \text{ MN} \leq 0.045 \mu_c h f_{c28} / \gamma_b = 2.73 \text{ MN} \dots\dots \text{C.V}$$

Ou bien $h = 0.21 \text{ m} < 0.65 \text{ m} \dots\dots\dots \text{C.V}$

L'épaisseur de radier $h_r = 0.65 \text{ m}$ est vérifiée vis-à-vis du risque de rupture par poinçonnement

Conclusion :

Pour satisfaire a toute les conditions précédentes on prend comme hauteur de radier **h=65cm** Vue que la hauteur est importante en opte un radier .

3-3-3) Caractéristiques géométriques :

➤ **du radier :**

1)- **Centre de masse du radier :**

$$(X_r ; Y_r) = (11.975 ; 6.65) \text{ m}$$

2)- **Inertie du radier :**

$$I_{xx} = 4695.47 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 15226.04 \text{ m}^4$$

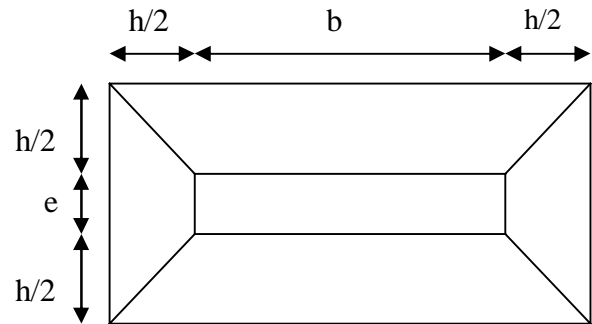


Schéma de transmission des charges

➤ **De la structure :**

- centre de masse de la structure :

$$(X_G ; Y_G) = (11.475 ; 6.15) \text{ m}$$

3-3-4) Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA :

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant. :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique a la base.

T_0 : L'effort tranchant a la base.

h : profondeur de l'infrastructure $\Rightarrow h = 1.5 \text{ m}$

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

D'après le RPA99 VERSION 2003(art 10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{l}{4} \quad (e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales.})$$

- Aux contraintes de traction avec la combinaison $0,8G \pm E$;
- Aux contraintes de (compression) maximales avec la combinaison $G + Q + E$

	0,8G+E		0,8G-E		G+Q+E	
	Long	Trans	Long	Trans	Long	Trans
N (KN)	23894.83	23894.83	23894.83	23894.83	31276.26	31276.26
M_{st} (KN.m)	670.47	874.96	665.205	902.409	673.59	863.205
M_{rd}(KN.m)	12617.885	12822.375	12612.62	12849.824	16311.72	16501.335
e(m)	0.53	0.54	0.53	0.54	0.52	0.53
l/4(m)	5.98	3.33	5.98	3.33	5.98	3.33
La condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau VI-1: Vérification de renversement.

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens

3-3-5) Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leurs diagramme est triangulaire ou trapézoïdale. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5 \sigma_{adm} \quad \text{Avec} \quad \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

-N : Effort normal dus aux charges verticales.

-M : Moment d'excentricité dus aux charges verticales : $M = N \times e$

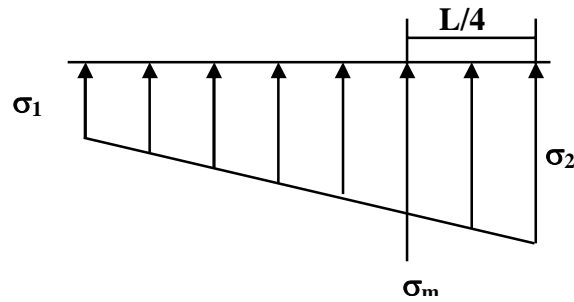


Figure VI-1 : Diagramme des contraintes.

	0,8G+E		0,8G-E		G+Q+E	
	Long	Trans	Long	Trans	Long	Trans
N (KN)	23894.83	23894.83	23894.83	23894.83	31276.26	31276.26
M (KN.m)	12618.055	12822.105	12612.62	12849.824	16311.72	16501.335
V (m)	11.975	6.65	11.975	6.65	11.975	6.65
I (m⁴)	4695.47	15226.04	4695.47	15226.04	4695.47	15226.04
σ_1(KN/m²)	111.58	85.00	111.57	85.00	145.54	111.14
σ_2(KN/m²)	47.22	73.79	47.23	73.79	62.34	96.733
σ_{moy}(MPa)	95.49	82.19	95.48	82.19	124.74	107.54
σ_{adm}(MPa)	225	225	225	225	225	225
La condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau VI-2 : Vérification des contraintes.

VI-4) Ferrailage du radier :

VI-4-1) Méthode de calcul :

Le radier est assimilé à un plancher renversé chargé par la réaction uniforme du sol, il est composé de plusieurs panneaux simplement appuyés sur 4 cotés.

Le calcul se fera en flexion simple, en considérant la fissuration préjudiciable.

Les moments isostatiques seront déterminés à partir de la méthode proposée par les règles de BAEL 91.

a)-Détermination des moments isostatiques :

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas : $0 < \alpha < 0.4 \Rightarrow$ la dalle porte sur un sens. Avec : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

$0.4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ la dalle porte sur deux sens.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

-si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire) :

Moment en travée : $(M_{tx}=0,75.M_x ; M_{ty}=0,75.M_y)$

Moment sur appuis : $(M_{ax}=0,5.M_x ; M_{ay}=-0,5.M_x)$

- si le panneau considéré est un panneau de rive :

Moment en travée : $(M_{tx}=0,85.M_x ; M_{ty}=0,85.M_y)$

-Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement. Ce dernier a les dimensions montrées dans la figure ci-jointe, où L_x est la plus petite dimension.

Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension doit être supérieur à 0,40

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0 \dots\dots\dots \text{BAEL 91 Page (355)}$$

Les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Notre panneau est intermédiaire donc il est encastré aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

✓ Dans le sens de la petite portée :

En travée : $M_{tx} = 0.75M_x$

En appuis : $M_{ax} = -0.5M_x$

✓ Dans le sens de la grande portée :

En travée : $M_{ty} = 0.75M_y$

En appuis : $M_{ay} = -0.5M_x$

b) Evaluation des charges et surcharges :

ELU : $q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = \frac{69931.43}{300.91} = 232.39 \text{ kN/m}^2$

ELS : $q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{51032.4}{300.91} = 169.59 \text{ kN/m}^2$

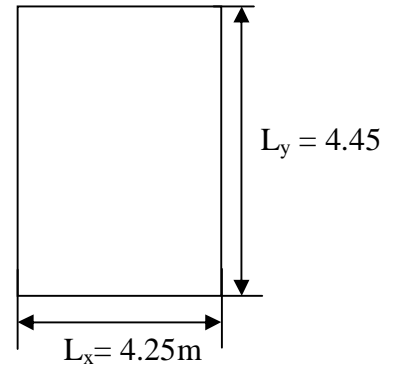


Figure VI-2 : Le panneau le plus sollicité

c) Calcul du ferrailage longitudinale :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.25}{4.45} = 0.95 \quad \alpha > 0,40$$

❖ **Les efforts à L'ELU :**

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0.0410 \times 232.39 \times 4.25^2 = 172.1 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.8875 \times 172.1 = 152.7 \text{ kN.m}$$

❖ **Les efforts à L'ELS :**

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0.0483 \times 169.59 \times 4.25^2 = 147.95 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.92336 \times 147.95 = 136.64 \text{ kN.m}$$

Donc les moments en travée et en appuis sont :

A l'ELU :

✓ Dans le sens XX :

En travée : $M_{tx} = 0.75M_x = 129.075 \text{ kN.m}$

En appuis : $M_{ax} = -0.5M_x = -86.05 \text{ kN.m}$

Etude d'un bâtiment R+4+deux entre sol

✓ Dans le sens YY :

En travée : $M_{ty} = 0.75M_y = 114.525 \text{ kN.m}$

En appuis : $M_{ay} = -0.5M_x = -76.35 \text{ kN.m}$

A l'ELS :

✓ Dans le sens XX :

En travée : $M_{tx} = 0.75M_x = 110.96 \text{ kN.m}$

En appuis : $M_{ax} = -0.5M_x = -73.97 \text{ kN.m}$

✓ Dans le sens YY :

En travée : $M_{ty} = 0.75M_y = 102.48 \text{ kN.m}$

En appuis : $M_{ay} = -0.5M_x = -68.32 \text{ kN.m}$

	ELS		ELU	
	SENS XX	SENS YY	SENS XX	SENS YY
μ	0.0483	0.9236	0.0410	0.8875
M(KN.m)	147.95	136.64	172.1	152.7
M_t(KN.m)	110.96	102.48	129.075	114.525
M_a(KN.m)	73.97	68.32	86.05	76.35

Tableau VI-3 : Moments en travée et appuis.

d) Ferrailage :

➤ **Pourcentage minimal :**

Suivant le petit coté : $A_{x \min} \geq 0.0008 \times 100 \times 65 [(3-0.95)/2] = 5.33 \text{ cm}^2$

Suivant le grand coté : $A_{y \min} \geq 0.0008 \times 100 \times 65 = 5.2 \text{ cm}^2 \dots$ BAEL 91 Page (359)

➤ **Espacement maximal :**

$S_{tx} \leq \min (33 \text{ cm}, 3hr) \Rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm}$

$S_{ty} \leq \min (45 \text{ cm}, 4hr) \Rightarrow S_{ty} = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots$ BAEL 91 Pages (360)

• **Calcul des armatures à L'ELU :**

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire dans les deux sens avec:

$b = 100 \text{ cm}$, $h = 65 \text{ cm}$, $d = 0.9h = 58.5 \text{ cm}$.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens transversal		Sens longitudinal	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M_u (KN.m)	129.075	86.05	114.525	76.35
μ_b	0.02642	0.01775	0.02362	0.01575
A_s (cm ² /ml)	6.43	4.27	5.7	3.78
$A_{s \text{ min}}$ (cm ² /ml)	5.33	5.33	5.2	5.2
Choix des Ø	5HA14	5HA14	5HA14	5HA14
A_s adopté (cm ²)	7.7	7.7	7.7	7.7

Tableau VI-4: Le ferrailage du radier.

• **Vérifications des contraintes :**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Sens transversal :

Zone	M_{SER} (KN.m)	Aadopté (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Appuis	110.96	7.7	10.52	304698.7	3.79	15	CV
travée	73.97	7.7	10.52	304698.7	2.55	15	CV

Tableau VI-5: Vérification des contraintes Sens x-x.

Sens longitudinal :

Zone	M _{SER} (KN.m)	Aadopté (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	OBS
Appuis	102.48	7.7	10.52	304698.7	3.58	15	CV
Travée	68.32	7.7	10.52	304698.7	2.35	15	CV

Tableau VI-6: Vérification des contraintes Sens y-y.

e) Ferrailage des débords :

Le débord du radier est assimilé à une consol de largeur l=0.5m ; le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur b=1m

$$h = 0.65 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 0.9 h = 58.5 \text{ cm}$$

$$L=0.5 \text{ m}$$

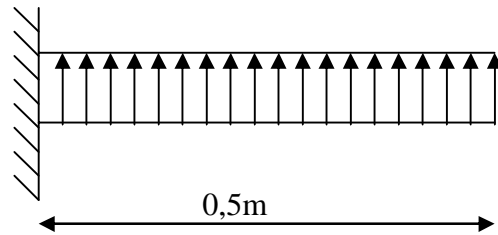


Figure VI-3: Schéma statique du débord.

$$M_u = \frac{QL^2}{2} = \frac{232.39 \times 0.5^2}{2} = 29.04 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{QL^2}{2} = \frac{169.59 \times 0.5^2}{2} = 21.19 \text{ kN.m}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

M _u (KN.m)	μ _{bu}	A _s (cm ²)	Aadopté (cm ²)	Choix	S _t (cm)
29.04	0.01198	1.44	5.65	5HA14	20

Tableau 6-7 : Le ferrailage de débord.

- **Vérfications des contraintes :**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

M_{SER} (KN.m)	Aadopté (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
21.19	7.7	10.52	304698.7	0.73	15	CV

Tableau VI-8: Vérification des contraintes.

VI-5) Etude de voile périphérique :

VI-5-1) Introduction :

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réalisée l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurent la liaison avec le sol et repartissent les efforts.
- Elles jouent un rôle d'appuis.
- Limitée les tassements différentielle a une valeur acceptable.

VI-5-2) Voile périphérique :

Un voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau du plancher RDC, d'après le (RPA99/V2003), le voile périphérique doit avoir la caractéristique minimale ci dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15 cm.
- Les armateurs sont constitués des nappes, le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Dimensionnement :

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

- épaisseur de 20 cm
- hauteur de 3.68m
- longueur de 43.40m

VI-5-3) Ferrailage :

a) Calcul des armatures :

Le ferrailage des voiles périphériques, sera calculé comme étant une dalle encastrée sur quatre côtes.

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

b) Armatures longitudinales:

- Les armatures longitudinales ont une section $A_L \geq 0,10\%$ (pour les deux nappes) dans les deux sens de la section transversal du béton avec un recouvrement de 40ϕ pour le renforcement des angles.
- $A_L \geq (0,10 * b * L) / 100 = (0,10 * 20 * 100) / 100 = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. Le voile périphérique est sollicitée en flexion simple (d'après A. Fuentes).

Données du projet

$h = 3.68\text{m}$

ϕ : L'angle du frottement de remblai.

$\phi = 25^\circ$

γ_d : poids spécifique du remblai.

$\gamma_d = 1.8\text{t/m}^3$.

K_0 : coefficient de poussée (surface horizontal). e

$K_0 = \text{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\phi}{2} \right) \right] = 0.406$

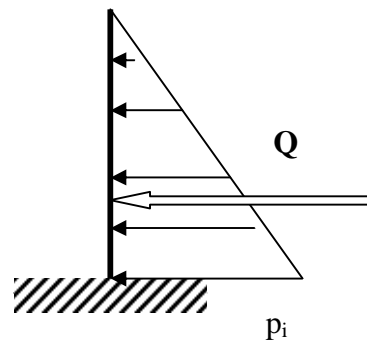


Schéma statique

c) Calcul de la force de poussée :

- Détermination du coefficient de poussée :

$P_i = (1/2) K_0 \cdot \gamma_d \cdot (H)^2$

$P_i = 0.5 * (3.68)^2 * 0.406 * 18$

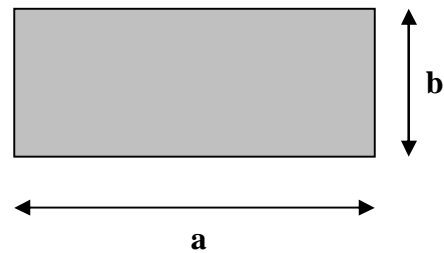
$P_i = 49.48 \text{ KN/ml}$.

d) Evaluation des sollicitations :

Le ferrailage étant pour la dalle la plus superficielle et pour une bande de 1m de largeur.

$$a = 3.95 \text{ m}; \quad b = 3.68 \text{ m} \Rightarrow$$

$$\alpha = \frac{b}{a} = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.68}{3.95} = 0.93$$



Alors, la dalle porte dans les deux sens

et μ_x, μ_y sont données en fonction de $\alpha = l_x / l_y$

e) Calcul du ferrailage vertical :

l'ELU :

Sens x-x

$$\mu_x = 0.0428$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times (l_x)^2$$

$$M_x = 0.0428 \times (3.68)^2 \times 49.48 = 28.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 21.50 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0.5 \times M_x = 14.33 \text{ KN.m}$$

Sens y-y

$$\mu_y = 0.8450$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_y = 0.8450 \times 28.67 = 24.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y = 18.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_x = 12.11 \text{ KN.m}$$

l'ELS :

Sens x-x

$$\mu_x = 0.0500$$

$$M_x = 0.0500 \times (3.68)^2 \times 49.48 = 33.50 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 25.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0,5 \times M_x = 16.75 \text{ KN.m}$$

Sens y-y

$$\mu_y = 0.8939$$

$$M_y = 0.8939 \times 33.5 = 29.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y = 22.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_x = 14.97 \text{ KN.m}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

❖ **Sens (x-x) :**

Zone	M_u (KN.m)	μ_u	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Aadoptée (cm ²)	St (cm)
Appuis	14.33	0.006	2.3	1.65	5HA12	20
travée	21.50	0.008	3.45	1.65	5HA12	20

Tableau VI-9 : Le ferrailage du voile (sens x-x).

❖ **Sens (y-y) :**

Zone	M_u (KN.m)	μ_u	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Aadoptée (cm ²)	St (cm)
Appuis	12.11	0.005	1.94	1.60	5HA12	20
travée	18.16	0.007	2.91	1.60	5HA12	20

Tableau VI-10: Le ferrailage du voile (sens y-y).

VI-5-4) Condition de non fragilité :

$b_0 = 1\text{ml} \quad ; \quad h = 0.20 \text{ m} \quad ; \quad d = 0.9h = 0.18 \text{ m}$

Suivant le petit coté : $A_{x \min} \geq 0.0008 \times 100 \times 20 [(3-0.93)/2] = 1.65 \text{cm}^2$

Suivant le grand coté : $A_{y \min} \geq 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2 \dots$ BAEL 91 Page (359)

VI-5-5) Vérification d'effort tranchant :

$\tau_u \leq 0.07 f_{c28} / \gamma_b$: selon (l'Article A.5.2.2 du CBA 93)

$\gamma_b = 1.5$

$\tau_u = V_u / b_0 d$

$V_u = P_u \times L / 2 = 49.48 \times 3.68 / 2 = 91.04 \text{KN}$

$\tau_u = 91.04 \times 10^{-3} / 1 \times 0.18 = 0.51 \text{ MPa}$

$0.07 f_{c28} / \gamma_b = 0.07 \times 25 / 1.5 = 1.16 \text{ MPa}$

D'où : $\tau_u \leq 0.07 f_{c28} / \gamma_b \dots\dots\dots$ Condition vérifié

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- Vérifications des contraintes à l'ELS :**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Sens x-x :

Zone	M _{SER} (KN.m)	Aadopté (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
Appuis	16.75	5.65	4.74	15451.26	5.13	15	CV
travée	25.12	5.65	4.74	15451.26	7.70	15	CV

Tableau VI-11: Vérifications des contraintes à l'ELS (sens x-x).

Sens y-y :

Zone	M_{SER} (KN.m)	Aadopté (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Appuis	14.97	5.65	4.74	15451.26	4.59	15	CV
Travée	22.45	5.65	4.74	15451.26	6.88	15	CV

Tableau VI-12: Vérifications des contraintes à l'ELS (sens y-y).

Schéma de ferrailage du voile périphérique :

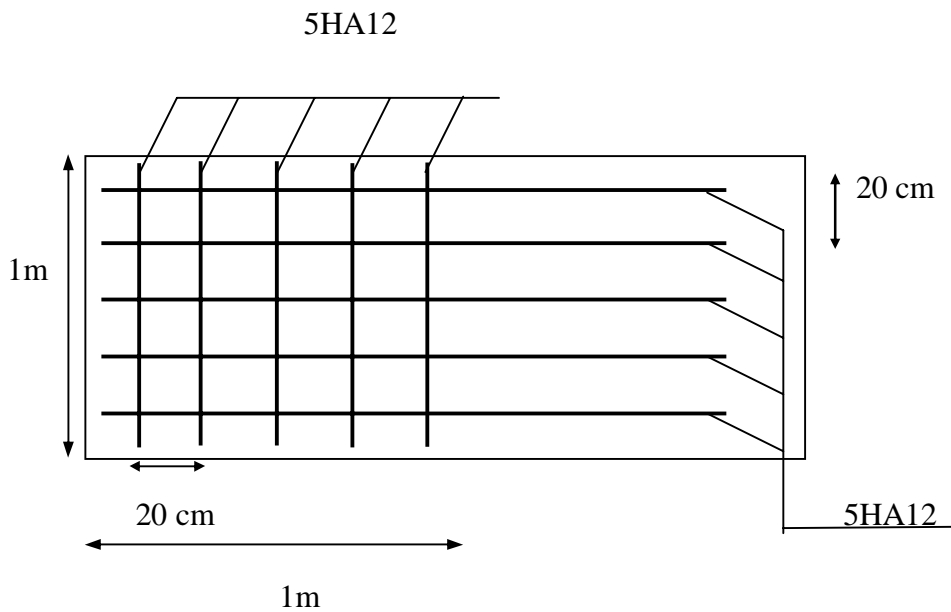


Figure VI-4 : Schéma de ferrailage du voile.

CONCLUSION

La compréhension des facteurs influant sur le comportement dynamique d'une structure, nécessite l'analyse de plusieurs configurations du système structural, une bonne distribution des voiles peut réduire considérablement les effets des modes de torsion, induisant des efforts supplémentaires, et améliore le comportement de la structure durant le séisme.

La justification de l'interaction portique voile permet de quantifier la part de l'effort tranchant repris par les voiles et celle reprise par les portiques, donc son but est beaucoup plus résistance qu'économique.

D'autre part, cette présente étude nous a permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation et de les enrichir par l'utilisation des logiciels de calcul des structures.

Le connaissance théorique reste nécessaire mais loin d'être suffisant, car il faut tenir de sa concordance avec le côté pratique.

En fin, nous espérons que se modeste travail pourra être utile aux prochaines promotions.

BIBLIOGRAPHIE

Documentations :

- 1 ♦ COURS DE BETON ARME (B.A.E.L 91) Béton Armé à l'état limite.

JEAN-PIERRE MOUGIN.

France-PARIS EYROLLES. 1992.

- 2 ♦ PRATIQUE DU B.A.E.L 91 cours avec exercices corrigés.

JEAN PERCHAT- JEAN ROUX.

France-PARIS EYROLLES. APPLICABLES DEPUIS 1-06-1992.

- 3 ♦ COURS DE L'UNIVERSITE.

- 4 ♦ CONCEPTION ET CALCUL DES STRUCTURES DE BATIMENT (T2).

HENRY-THONIER.

France ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES 1999.

- 5 ♦ CALCUL DYNAMIQUE DES STRUCTURES EN ZONE SISMIQUE.

ALAIN CAPRA et VICTOR DAVIOVICI.

- 6 ♦ CALCUL DES OUVRAGES EN BETON ARME

M^R BELAZOUGUI.

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE.

- 7 ♦ REGLES B.A.E.L.91 MODIFIER 99.

France-PARIS EYROLLES. 2002.

- 8 ♦ FORMULAIRE DE BETON ARME

VICTOR DAVIDOVICI.

France.

- 9 ♦ REGLES B.A.E.L. EUROCODE 2.

- 10 ♦ MEMOIRES DE FIND'ETUDES :

- Kountar-Rezgui.2007

- Bouamra & Merchichi 2008

Règlements utilisés :

- 11 ♦ DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIR

D.T.R.- BC 22 : Charges et surcharge.

- 12 ♦ REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIEN

D.T.R.- BC 2.48 RPA 2003.

13 ♦ CODE DE BETON ARME

CBA 93.

Logiciels utilisés :

14 ♦ ETABS (9.V7).

15 ♦ AOTOCAD

16 ♦ SOCOTEC

17 ♦ RDM6