

N° d'ordre:  
N° de série:



**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la**  
**Recherche Scientifique**



**Université Echahid Hamma Lakhdar d'El-Oued**  
**Faculté de Sciences et de La Technologies : Génie Civil**

**Mémoire de fin d'étude**

Présenté pour l'obtention du diplôme de

**MASTER**

Option: Matériaux en génie civil

**Thème**

**Etude d'un bâtiment (R+4) à usage  
d'habitation contreventé par un système mixte  
(voiles-portiques)**

**Par :**

- ❖ Rehouma sadek
- ❖ Fetthizza ali abdelbari
- ❖ Zid amani

**Devant le jury composé de:**

<b>Mr. Sek lekhdar</b>	<b>MCA</b>	<b>Président</b>
<b>Mr. Logbi abdelaziz</b>	<b>MCA</b>	<b>Examineur</b>
<b>Mr. Labiodh bachir</b>	<b>MCA</b>	<b>Encadreur</b>

**2023-2024**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



# Remerciements

قال الله تعالى في كتابه الكريم: "ومن يشكر فإنما يشكر لنفسه."

وفي بداية كلمتنا لا بدّ لنا من أن نتوجه أولاً بالشكر لله عزّوجلّ. الذي وفقنا اليوم للوصول الى هذه المرحلة العلمية العالية، ومهد لنا الطريق لأن نكون بينكم اليوم لنناقش رسالتنا في الماجستير.

كما أننا نتوجه بالشكر والامتنان لكل من:

الوالدين الكريمين الذين كانوا السند الاول لنا في الوصول الى ما وصلنا اليه الآن

كما نتوجه بالشكر للدكتور لبيّض بشير ، فقد كان لإشرافه ومنحه الكثير من الوقت لنا واليد الأولى في خروج هذه الرسالة العلمية بالشكل الذي ظهرت عليه، كما كان لتوجيهاته ونصائحه دور أساسي في إتمام دراستنا العلمية.

والشكر موصول لأعضاء لجنة المناقشة الكرام على تفضلهم بقبول مناقشة الرسالة العلمية هذه.



## **Résumé**

le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes. Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes sont des phénomènes complexes et fortement endommageant, ils ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices, ce qui nous oblige à le tenir en compte dans la conception et le calcul des structures. L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse. Pendant leurs oscillations, les constructions tendent à résister au déplacement de leur base et à conserver leur immobilité, ce qui donne naissance à des forces d'inerties qui agissent dans le sens opposé au mouvement du sol. Ce travail consiste en une étude d'un bâtiment multi-étage, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux, sur le comportement de la structure.

**Mots clés** : structure, béton armé, action sismique, contreventement mixte.

## الملخص :

يمكن اعتبار تجارة البناء من بين أقدم تجارة يمارسها الإنسان، ويجب الاعتراف بأنه كان عليها أن تتكيف في العقود الأخيرة لمراعاة تطور الإنشاءات، ولكن قبل كل شيء التقنيات الجديدة التي تسمح بأقصى قدر من الموثوقية للهيكل ضد الأخطار الطبيعية مثل الزلازل. إن الزلازل، شأنها شأن غيرها من الكوارث الطبيعية، ظاهرة معقدة ومدمرة للغاية، ولها مظاهر مذهلة ومدمرة، مما يجبرنا على أخذها في الاعتبار عند تصميم وحساب الهياكل. يتناسب العمل الزلزالي الذي يعاني منه الهيكل بشكل مباشر مع التسارع الذي تفرضه الأرض وكتلتها. خلال تذبذباتها، تميل المباني إلى مقاومة تشريد قاعدتها والاحتفاظ بجمودها، مما يؤدي إلى ظهور قوى القصور الذاتي التي تعمل في الاتجاه المعاكس لحركة الأرض. يتكون هذا العمل من دراسة لمبنى متعدد الطوابق، يعارضه نظام مختلط (رواق المظلة) مع تبرير التفاعل مع القوى الرأسية والأفقية، على سلوك الهيكل.

**الكلمات الرئيسية:** الهيكل، الخرسانة المسلحة، العمل الزلزالي، التقويم المختلط.

## **Summary**

The construction trade can be considered one of the oldest human trade, and it must be recognized that in recent decades it has had to adapt to take account of the development of construction, but above all new techniques that allow the most reliable structure against natural hazards such as earthquakes. Earthquakes, like other natural disasters, are a complex and highly destructive phenomenon, with spectacular and devastating manifestations, that compels us to take into account in the design and calculation of structures. The seismic work experienced by the structure is directly proportional to the acceleration imposed by the Earth and its mass. During their volatility, buildings tend to resist displacement of their base and retain their rigidity, resulting in inertial forces operating in the opposite direction of the Earth's movement. This work consists of a study of a multi-storey building, opposed by a mixed system (canopy gallery) while justifying interaction with vertical and horizontal forces, on the structure's behaviour.

**Keywords:** chassis, reinforced concrete, seismic work, mixed calendar.

# ***SOMMAIRE***

<b>SOMMAIRE</b>	<b>page</b>
<b>Remerciements</b>	<b>-</b>
<b>Résumé</b>	<b>-</b>
<b>Sommaire</b>	<b>I</b>
<b>la liste des images</b>	<b>V</b>
<b>liste des tableaux</b>	<b>IV</b>
<b>Liste des abréviations</b>	<b>VII</b>
<b>General Introduction</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE I PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX</b>	
<b>I.1 Introduction</b>	<b>03</b>
<b>I.2 Présentation de l'ouvrage</b>	<b>03</b>
<b>I.3 Description de l'ouvrage</b>	<b>03</b>
<b>I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux</b>	<b>04</b>
<b>I.5 Hypothèses de calcul</b>	<b>7</b>
<b>CHAPITRE II PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS</b>	
<b>II.1 : Introduction</b>	<b>10</b>
<b>II.2:Prédimensionnement des éléments principaux</b>	<b>10</b>
<b>II.3.Prédimensionnement des éléments secondaires</b>	<b>12</b>
<b>II.4. Evaluation des charges et surcharges</b>	<b>20</b>
<b>II.5. Descente de charge</b>	<b>23</b>
<b>II.6. Conclusion</b>	<b>31</b>
<b>CHAPITRE III ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES</b>	
<b>III.1. Calcul des planchers</b>	<b>33</b>
<b>III.2. Dalles pleines</b>	<b>51</b>
<b>III.3. les Escaliers</b>	<b>55</b>
<b>III.4 -Calcul du ferrailage</b>	<b>60</b>

## **SOMMAIRE**

---

<b>III.5. Etude de l'acrotère</b>	<b>62</b>
<b>CHAPITRE IV</b> <b>ETUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE</b>	
<b>IV-1-Introduction</b>	<b>69</b>
<b>IV-2 Choix de la méthode de calcul</b>	<b>69</b>
<b>Conclusion</b>	<b>78</b>
<b>CHAPITRE V</b> <b>Ferraillage des éléments porteurs</b>	
<b>V-1 Introduction:</b>	<b>80</b>
<b>V-2 Ferraillage des poutres</b>	<b>80</b>
<b>V-3 Ferraillage des poteaux</b>	
<b>V-4 Ferraillage des voiles</b>	<b>88</b>
<b>CHAPITRE VI</b> <b>ETUDE DES FONDATION</b>	
<b>VI-1-Introduction</b>	<b>96</b>
<b>VI.2-Dimensionnement de la semelle</b>	<b>96</b>
<b>VI.3-Semelle isolée</b>	<b>96</b>
<b>VI.4.-La semelle filante sous voiles</b>	<b>98</b>
<b>VI.5-Etude de longrine</b>	<b>98</b>
<b>Conclusion générale</b>	<b>101</b>
<b>Bibliographie</b>	<b>103</b>
<b>ANNEXE</b>	<b>105</b>

## la liste des images

images	Page
<b>CHAPITRE I</b>	
<b>PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX</b>	
Figure I.1 : Diagramme contraintes-	06
Figure I. 2: Diagramme contraintes déformation de l'acier type (1, 2, 3)	06
<b>CHAPITRE II</b>	
<b>PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS</b>	
Fig.I.1 coupe de voile en élévation	11
Fig.II.2 COUPE TRANVERSALE SUR UN PLANCHER A CREUX	13
Fig. II.3. Schéma de la disposition des poutrelles	14
Fig.II.4 COUPE TRANVERSALE D UNE POUTRELLE	14
Fig.II.5 COUPE VERTICALE DE L ESCALIER	16
fig. II.6. Escalier à deux volées.	17
Fig. II.7. Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges.	24
Fig. II.8. Poteau « P » de la descente de charges.	25
Fig. II.9. Section brute	29
<b>CHAPITRE III</b>	
<b>ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES</b>	
FIG. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.	33
FIG. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.	33
FIG. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.	34
FIG. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.	34
FIG. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.	35
FIG. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées	35
FIG. III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	51
Figure III .6. Schéma de ferrailage du dalle pleine	55
Figure III.7:section de calcul	57
Figure III.8 :section de calcul	57
Figure III.9: Diagrammes des moments	58
Figure III.10: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU	59
Figure III.11 : Section a ferrailé	60

Figure III.12 : Ferrailage d'escalier	<b>62</b>
Fig. III.13.Coupe transversale de l'acrotère.	<b>63</b>
Fig. III.14.Section à ferrailer.	<b>66</b>
Fig. III.15. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).	<b>67</b>

## **CHAPITRE IV ETUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE**

Figure IV.1 : Vue structure 3D	<b>72</b>
Figure IV.2 : Spectre de réponse	<b>73</b>
Figure IV.3 : Premier mode de vibration	<b>74</b>
Figure IV.4 : Deuxième mode de vibration	<b>74</b>
Figure IV.5 : Troisième mode de vibration	<b>74</b>
Tableau IV.4 : Déplacements relatifs inter étage pour la direction (x-x)	<b>76</b>
Tableau IV.5 : Déplacements relatifs inter étage pour la direction (y-y)	<b>76</b>

## **CHAPITRE V Ferrailage des éléments porteurs**

Figure V.1 : Organigramme de calcul en flexion simple.	<b>81</b>
Figure V.2 : Disposition des armatures sur appuis et en travée.	<b>81</b>
Figure V.3. : Schéma du ferrailage des poutres	<b>85</b>
Figure V.4. : Schéma du ferrailage des poteaux	<b>88</b>
Figure V.5. : Organigramme de calcul en flexion composée	<b>92</b>
Figure V.6 : Schéma de ferrailage de $V_L$	<b>94</b>

## **CHAPITRE VI ETUDE DES FONDATION**

Figure VI.1: Disposition des armatures de longrine	<b>99</b>
--	-----------

**LIST OF TABLES**

<b>TABLEAU</b>	<b>Page</b>
<b>CHAPITRE II</b>	
<b>PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS</b>	
Tableau II.1.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers	20
Tableau II.2. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine	21
Tableau II.3.Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs	22
Tableau II.4.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers	22
Tableau II.5.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 1 et 3	23
Tableau II.6.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 2	23
Tableau II.7.Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P	25
Tableau II.8.La loi de dégression pour le poteau P	26
Tableau II.9.Evaluation des charges « G » pour le poteau P	26
Tableau II.10. L'effort normal ultime « Nu » dans chaque niveau	26
Tableau II.10. L'effort normal ultime « Nu » dans chaque niveau	27
Tableau II.11.Vérification de la résistance (compression simple)	28
Tableau II.12.Vérification au flambement	29
Tableau II.13.Prévérification de l'effort normal réduit	30
<b>CHAPITRE III</b>	
<b>ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES</b>	
Tableau III.1. Les Types de poutrelles	36
Tableau III.2. Combinaisons d'action	37
Tableau III.3 : Les moments isostatiques max en travées	39
Tableau III.4.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 1)	41
Tableau III.5.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type1)	41
Tableau III.6.Sollicitations à l'ELU des poutrelles (type 2)	44
Tableau III.7.Sollicitations à l'ELS des poutrelles (type 2)	44
Tableau III.08.Schémas de ferrailage des différentes poutrelles	50
Tableau III.09.Résultats de ferrailage du dalle	53
Tableau III.10.Charge permanente revenant à l'acrotère	64
Tableau III.11.Combinaisons d'action de l'acrotère	65

**CHAPITRE IV  
ETUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE**

Tableau IV.1: Valeurs des pénalités $P_q$ .	71
Tableau IV.2 : Périodes et facteurs de participation modaux (modélisation initial).	73
Tableau IV.3: Efforts tranchants à chaque niveau	75
Tableau IV.4 : Vérification de la résultante sismique.	75
Tableau IV.5 : Déplacements relatifs inter étage pour la direction (x-x)	76
Tableau IV.6 : Déplacements relatifs inter étage pour la direction (y-y)	76
Tableau IV.7 : Déplacements relatifs inter étage pour les deux directions principales	76
Tableau IV.8 : Vérification de l'effet P-Delta sens longitudinal	77
Tableau IV.9: Vérification de l'effet P-Delta sens transversal	77
Tableau IV.10: Choix des poteaux carrés avec vérification de l'effort normal réduit	77

**CHAPITRE V  
Ferrailage des éléments porteurs**

Tableau V.1 : Armatures à compression centrée	86
Tableau V.2 : Ferrailage longitudinal du poteau	86
Tableau V.3 : Armatures transversales du poteau	87
Tableau V-4 : Zones du ferrailage.	91
Tableau V.5. : Résultats Les effort de M et N	91
Tableau V.6 : Ferrailages des voiles $V_{L1}$	91
Tableau V.7 : Vérification des contraintes de cisaillement.	94

**CHAPITRE VI  
ETUDE DES FONDATION**

Tableau VI.1 : Tableau de ferrailage des semelles	97
Tableau VI.2: Tableau récapitulatif du ferrailage des semelles filantes	98

## List of Abréviations

### Notations :

La signification des notations est suivante :

<b>E</b>	Séisme
<b>G</b>	Charges permanentes
<b>M</b>	Charges d'exploitations à caractère particulier.
<b>Q</b>	Action variables quelconque.
<b>S</b>	Action dues à la neige.
<b>W</b>	Action dues au vent.
<b>A<sub>s</sub></b>	Aire d'un acier.
<b>B</b>	Aire d'une section de béton.
<b>E</b>	Module d'élasticité longitudinal.
<b>E<sub>b</sub></b>	Module de déformation longitudinale du béton.
<b>E<sub>i</sub></b>	Module de déformation instantanée.
<b>E<sub>fl</sub></b>	Module de déformation sous fluage.
<b>E<sub>s</sub></b>	Module d'élasticité de l'acier.
<b>E<sub>v</sub></b>	Module de déformation différée (E <sub>v</sub> pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).
<b>F</b>	Force ou action en général.
<b>I</b>	Moment d'inertie.
<b>L</b>	Longueur ou portée.
<b>M</b>	Moment en général.
<b>M<sub>g</sub></b>	Moment fléchissant développé par les charges permanente.
<b>M<sub>q</sub></b>	Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.
<b>a</b>	Une dimension (en générale longitudinal).
<b>b</b>	Une dimension (largeur d'une section).
<b>b<sub>0</sub></b>	Epaisseur brute de l'âme de la poutre.
<b>d</b>	Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.
<b>d</b>	Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.
<b>e</b>	Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.
<b>f</b>	Flèche.
<b>f<sub>e</sub></b>	Limite d'élasticité.
<b>f<sub>cj</sub></b>	Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge j jours.
<b>F<sub>ti</sub></b>	Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge j jours.
<b>F<sub>c28</sub> et f<sub>t28</sub></b>	Grandeurs précédentes avec j=28j.
<b>g</b>	Densité des charges permanentes.
<b>h<sub>0</sub></b>	Epaisseur d'une membrure de béton.
<b>h</b>	Hauteur totale d'une section.
<b>i</b>	Rayon de giration d'une section de B A.
<b>j</b>	Nombre de jours.
<b>l<sub>f</sub></b>	Longueur de flambement.
<b>l<sub>s</sub></b>	Longueur de scellement.
<b>n</b>	Coefficient d'équivalence acier-béton ;
<b>p</b>	Action unitaire de la pesanteur.
<b>q</b>	Charge variable.
<b>S<sub>t</sub></b>	Espacement des armatures transversales.
<b>x</b>	Coordonnée en général, abscisse en particulier.
<b>σ<sub>bc</sub></b>	Contrainte de compression du béton.

# **Introduction Générale**

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et trèsnombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

L'intensité des forces sismique agissant sur un bâtiment lors d'un séisme est conditionnée nonseulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée. Le choix d'un système de contreventement est en fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règles parasismiques.

Le projet qui nous été confié porte sur l'étude d'un bâtiment R+4, il est contreventé par un système mixte (voile + portiques). Pour cela nous allons suivre le plan de travail suivant :

Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.

Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux del'ouvrage,

Le troisième chapitre calcul des éléments secondaire.

Le quatrième chapitre, pour la modalisation et l'étude sismique.

Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.

Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Conclusion générale

**CHAPITRE I**  
**PRESENTATION DE L'OUVRAGE**  
**ET CARACTERISTIQUES DES**  
**MATERIAUX**

## I.1 Introduction

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels et structuraux, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- Les conditions économiques.

On propose dans ce projet, la conception et le calcul des éléments structuraux et non structuraux d'un bâtiment à usage d'habitation, pour cela nous allons utiliser dans nos calculs les règles parasismiques algériennes *RPA99 version 2003*, et les règles de calcul (*BAEL 91 modifiées 99*).

## I.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage que nous allons étudier dans ce mémoire de fin d'étude est situé dans la commune de timzret (Wilaya de BOUMERDES) d'après l'*RPA99 (version 2003)*.

Cette commune est classé dans la (zone II) (zone de moyenne sismicité).

Le bâtiment est a usage d'habitation alors elle peut être classé d'après l'RPA en groupe d'usage 2 est classification dans site s3

## I.3 Description de l'ouvrage

### I.3.1 Caractéristiques géométriques

- Hauteur d'étage RDC et étage courant 1<sup>ère</sup> 2<sup>ème</sup> 3<sup>ème</sup> ..... 3,06 m.
- Hauteur d'étage courant 4<sup>ème</sup> ..... 2,76 m.
- Longueur en plan ..... 29,65 m.
- Largeur en plan ..... 16.7 m.

### I.3.2 Ossature de l'ouvrage

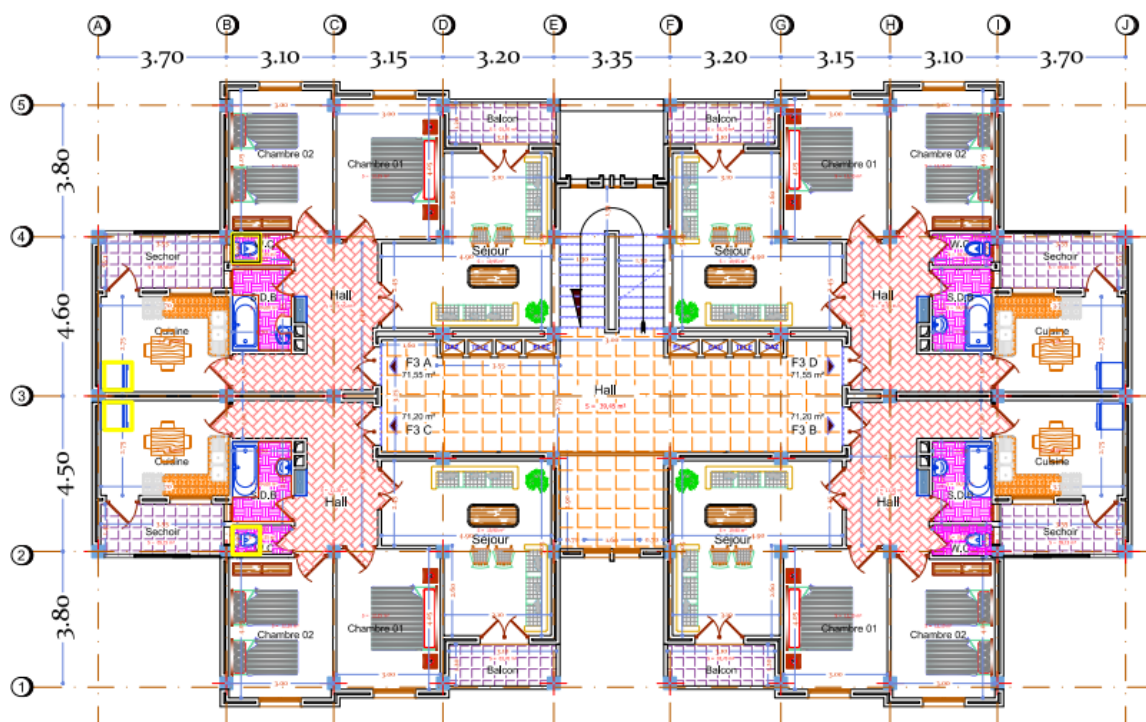
Le système de contreventement de la structure est assuré par un ensemble de portiques (poteau, poutre) et des voiles en béton armé suivant les deux sens.

### I.3.3 Planchers :

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leur dimension. Les planchers sont constitués par deux types :

- planchers en corps creux
- planchers en dalles pleines

Le plancher terrasse est inaccessible.



Plan Etage Courant ECHELLE 1/50

### I.3.4 Maçonnerie

- Mur extérieur : façade en double cloison d'épaisseur 30 cm avec une l'âme d'air de 5 cm séparant les briques creuses de 15 cm et de 10 cm.
- Mur intérieur : à simple cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

### I.3.5 Escaliers

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usages.

## I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL) et à la réglementation en vigueur en Algérie.

### I.4.1 Le Béton

Le béton est une pierre artificielle composée de granulats (sable + gravier), Liant (Ciment) et d'eau, selon des proportions bien déterminées. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

- **Granulas** : pour un béton normal les dimensions des granulats sont compris entre :  $0,2 \text{ mm} < C_g < 25\text{mm}$ .
- **Liants** : le liant le plus couramment utilisé pour un béton normal est le ciment portland artificiel de classe 325 (CPA325).
- **L'eau** : l'eau utilisée dans le béton doit être une eau potable filtrée de toute impureté de matière organique.

a) Dosage du béton : le dosage d'un mètre cube de béton normal est de : → 350 Kg de ciment CPA325.

→ 800 litres de graviers. → 400 litres de sables.

→ 175 litres d'eau.

b) Résistance à la compression

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (spécifiée) notée  $f_{C28}$  elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm (section 200 cm<sup>2</sup>) et de hauteur 32cm.

Pour :  $j < 28$  jours :  $f_{cj} = 0,658 \times f_{C28} \times \text{Log}_{10}(j +$

1)  $j > 28$  jours :  $f_{cj} = f_{C28}$

$j \gg 28$  jours :  $f_{cj} = 1,1 \times f_{C28}$

Pour le cas de notre structure  $f_{C28}$  est prise égale à : 25 MPa.

a) Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée par  $f_{ij}$  est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \text{ (MPa)}$$

Pour le cas de notre structure  $f_{ij}$  est prise égale à : 2,1 MPa.

b) Module de déformation longitudinale du béton

d-1) Déformation instantanée : Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures qu'à l'âge de j jours, le module de

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

déformation longitudinale instantanée du béton :

D'ou :  $E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$

d-2) Déformation différée : les déformation différées comprennent le retrait et le fluage, à défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application le module de déformation différée du béton est :

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} \text{ (MPa)}$$

D'ou :  $E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$

**c) Coefficient de Poisson**

Le coefficient de Poisson exprime le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de poisson est pris égale à :

- $\gamma = 0,2$  Pour les justifications aux états limites de services.
- $\gamma = 0$  Dans le cas des états limites ultimes.

**d) Les contraintes limites de calcul f-1) États Limites Ultime (ELU)**

La contrainte ultime de béton en compression  $\sigma_{bc}$  est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_t}$$

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité pour le Béton, il est pris égal à :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 & \dots \dots \dots \text{Situation accidentelle.} \\ 1,5 & \dots \dots \dots \text{Situation durable.} \end{cases}$$

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.

0,85 : Coefficient de minoration qui à pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

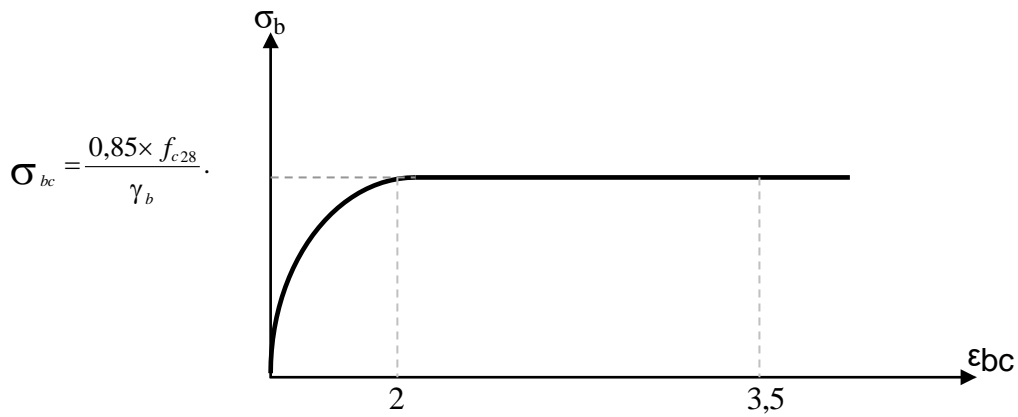


Figure I.1 : Diagramme contraintes-

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci après :

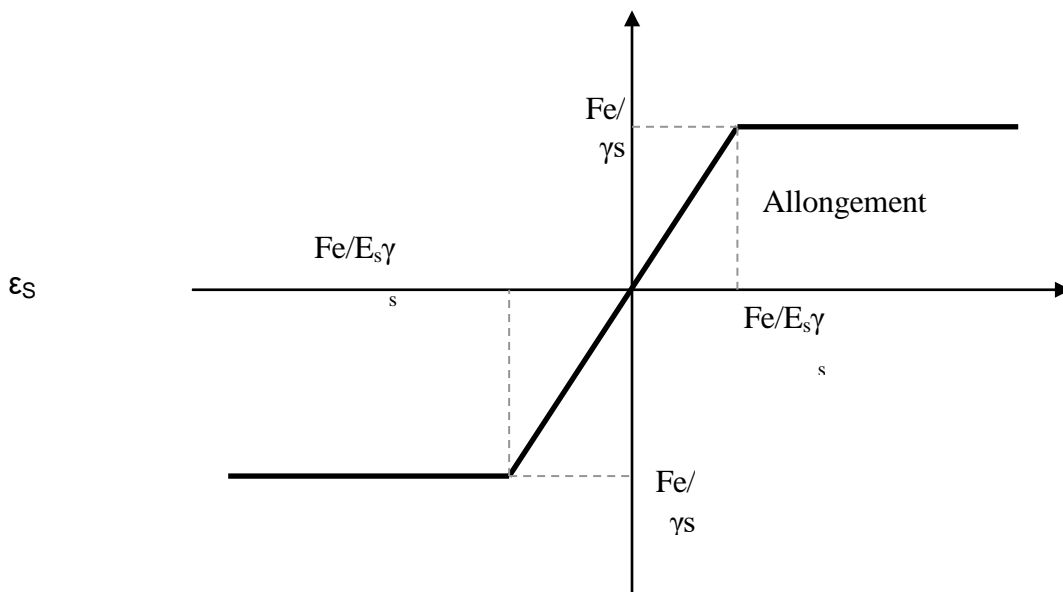


Figure I. 2: Diagramme contraintes déformation de l'acier type (1, 2, 3)

$\sigma_s$  : Contrainte de l'Acier.

La contrainte limite de l'acier adopté est la suivante :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :  $\gamma_s = \begin{cases} 1.15. . \text{Situation durable.} \\ 1.5 \text{ Situation accidentelle} \end{cases}$

$\epsilon_s$ : Allongement relatif de l'acier :

$$\epsilon_s = \Delta L/L$$

a) État Limite de Service (ELS)

→ Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

→ Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{bc} = \min (1/2 f_e ; 110\eta)$ .

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration, il a pour valeur :  $\eta =$

1,0..... Acier rond lisse

$\eta = 1,6$ ..... Acier à haute adhérence.

### **I.1 Hypothèses de calcul**

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

#### **I.1.1 État limite ultime (ELU)**

- Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de BERNOUILLI).
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10 ‰.

### **I.5.2 État limite de service (ELS)**

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Conservation des sections planes.
- Par convention, le coefficient d'équivalence est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

# ***CHAPITRE II***

## ***PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS***

---

**II.1 : Introduction :**

L'objectif du Prédimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Prédimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

**II.2:Prédimensionnement des éléments principaux :**

**II.2.1. Les poutres :**

**II.2.1.1. Les poutres principales :** elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

Selon le BAEL91 le prédimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10}$$

On suppose des poteaux de (45×45) cm<sup>2</sup>.

1. h : hauteur de la poutre

2. L<sub>max</sub> : distance maximale entre nus d'appuis (L<sub>max</sub> = 460-45 = 415 cm)

Doù:

$$L_{max} = 415\text{cm.} \Rightarrow 27.6\text{cm} \leq h \leq 41.5\text{cm}$$

On prend :

**h =45 cm**

**b =40 cm**

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA qui sont les suivantes :

- b ≤20cm condition vérifiée
- h ≤30cm condition vérifiée.
- h/b = 45/40 = 1.12 < 4 condition vérifiée.

**II.2.1.2 : les poutres secondaires** : elles sont parallèles aux poutrelles.

L<sub>max</sub>: portée maximale entre nus d'appuis (L<sub>max</sub>= 415-30 =385cm)

$$L_{max}: 385\text{cm} \Rightarrow 25.6\text{cm} \leq h \leq 38.5\text{cm}$$

**On prend:** h =45 cm      b =40 cm

Les dimensions vérifient les exigences du RPA.

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

**Poutres principales** : b\*h = (40, 45) cm<sup>2</sup>

**Poutres secondaires** : b\*h = (40,45) cm<sup>2</sup>

**II.2.2. Poteaux :**

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, le prédimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

Pour des poteaux carrés:

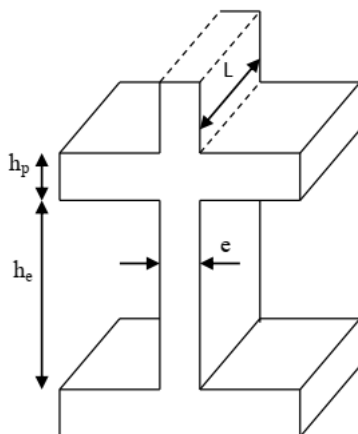
**R.D.C, 1<sup>er</sup> étage, 2<sup>eme</sup>:** (b,h) = (50,50) cm<sup>2</sup>.

**3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup> étage:** (b,h) = (45,45) cm<sup>2</sup>

**II.2.3. Les voiles :**

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :



**Fig. II.1.Coupe de voile en élévation.**

- $e > 15 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$
- $e > h_e / 20 \dots\dots\dots(2)$ . RPA (article 7.7.1)
- $L > 4 e \dots\dots\dots(3)$ .
- $h_e$  : Hauteur libre d'étage.

Dans notre projet la hauteur libre de l'étage est la même dans tous les étages donc :

- $h_e=336-20= 316\text{cm}$
- $e$  : Epaisseur du voile
- $L$  : Longueur du voile.
- $e \geq 15 \text{ cm}$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de:

$$e= 17\text{cm}$$

### **II.3.Prédimensionnement des éléments secondaires :**

#### **II.3.1.les planchers :**

**Définition** : Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :

- Les surcharges d'exploitation (meublier, véhicule, personnes...).
- Les charges permanentes (cloisons, revêtements,...). Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

Dans notre projet on trouve :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalles pleine pour les balcons.

#### **a). Plancher à corps creux :**

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{22.5} \quad \text{CBA (article B.6.8.4.2.4).}$$

Avec :

$l_{max}$ : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

$h_t$ : Hauteur totale du plancher.

$$l_{max} = 370 - 45 = 325\text{cm} \Rightarrow h_t = \frac{325}{22.5} = 14.44\text{cm}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ( $h_t = h_{cc} + h_{dac} = 16 + 4$ ) = 20cm.

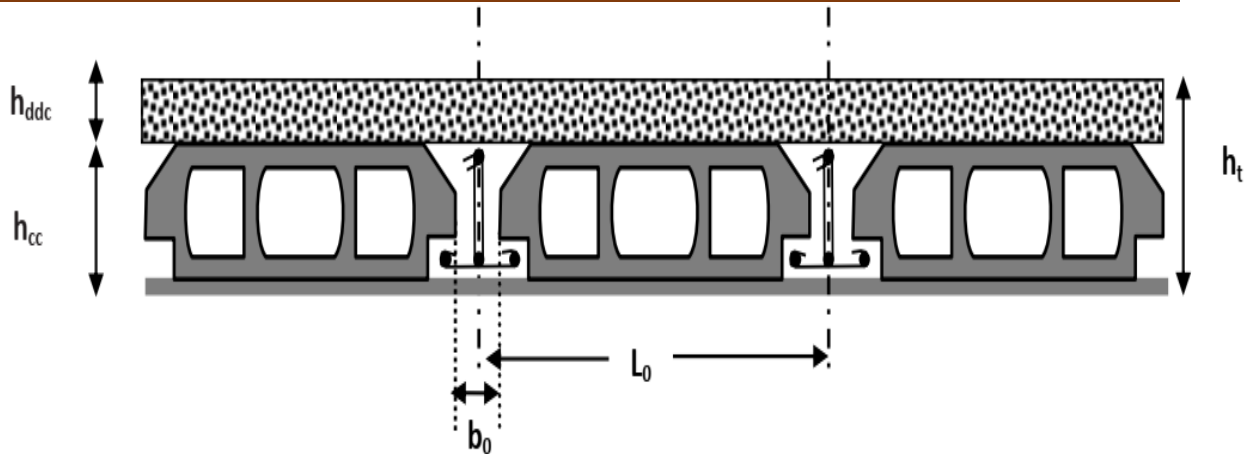


Fig. II.2. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

$L_0$  : distance entre axe des poutrelles.

$b_0$  : largeur de la nervure.

- **Les poutrelles :**

- **Définition:**

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

- **Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure (fig. II.3).

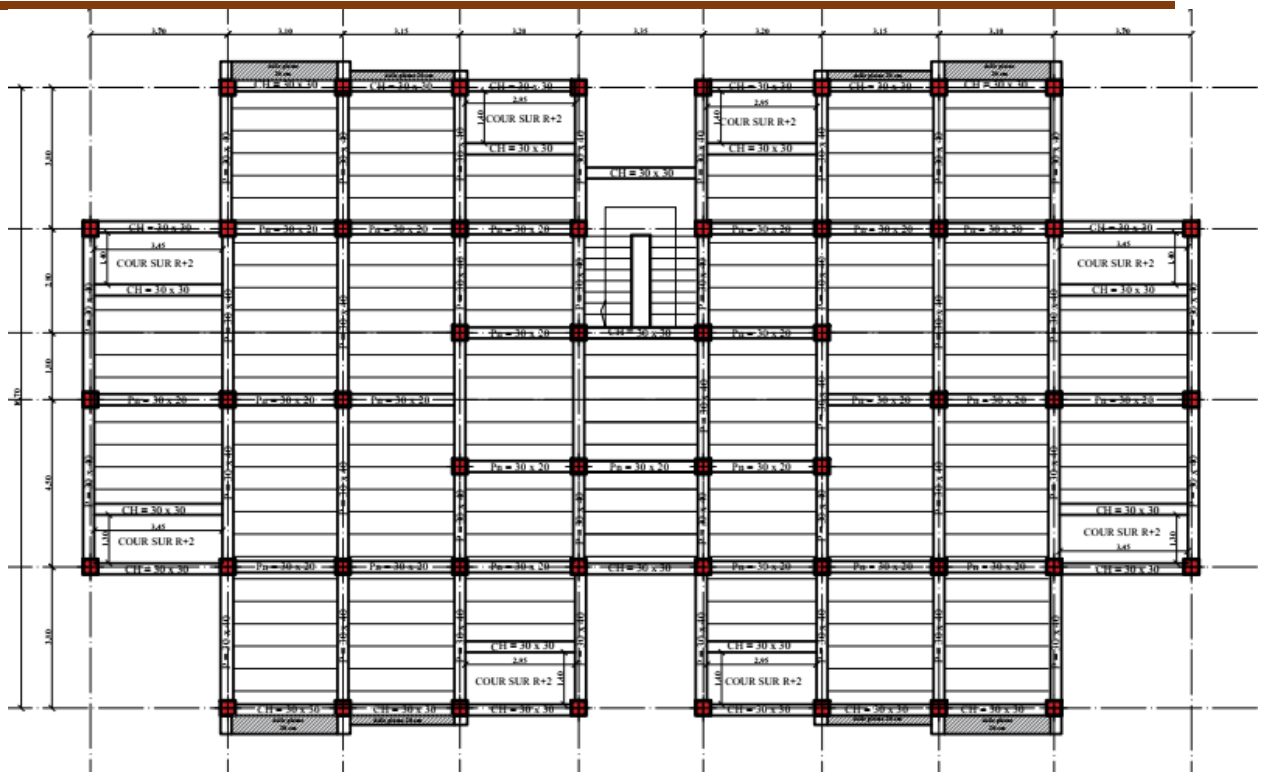


Fig. II.3. Schéma de la disposition des poutrelles.

- Dimensionnement des poutrelles :
- Détermination de la largeur de la table de compression

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{lx}{2}; \frac{ly}{10}\right)$$

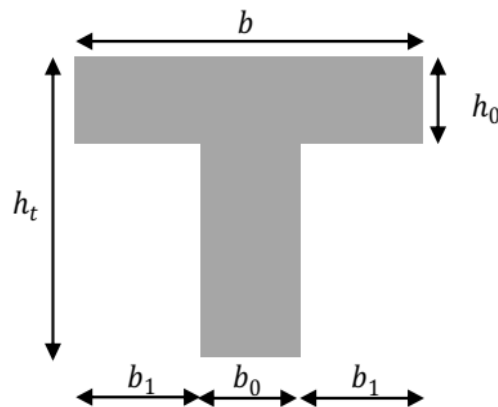


Fig. II.4. Coupe transversale d'une poutrelle.

$b$  : Largeur de la table de compression.

$lx$  : distance entre nus des deux poutrelles.

$lx = 65 - 12 = 53$  cm.

$ly$  : la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$L_y = 205 - 40 = 165 \text{ cm}$$

Donc :

$$L_x = 53 \text{ cm}, L_y = 165 \text{ cm}.$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}; \frac{165}{10}\right)$$

$$\rightarrow b_1 \leq \min(26.5; 16.5)$$

Soit :  $b = 16.5 \text{ cm}$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_1 = 2 \times 16.5 + 12 = 45 \text{ cm}$$

Soit :  **$b = 45 \text{ cm}$**

### **b). Plancher en dalle pleine :**

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

- **Critère de résistance :**

$$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul ou deux appuis}$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow \text{Pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0.4$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow \text{Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec } \rho \geq 0.4$$

- **Coupe-feu :**

Notre projet comporte deux types de dalle pleine :

$$\text{Dalle sur 2 appuis} \rightarrow e \geq \frac{165}{20} \Rightarrow e \geq 8.25$$

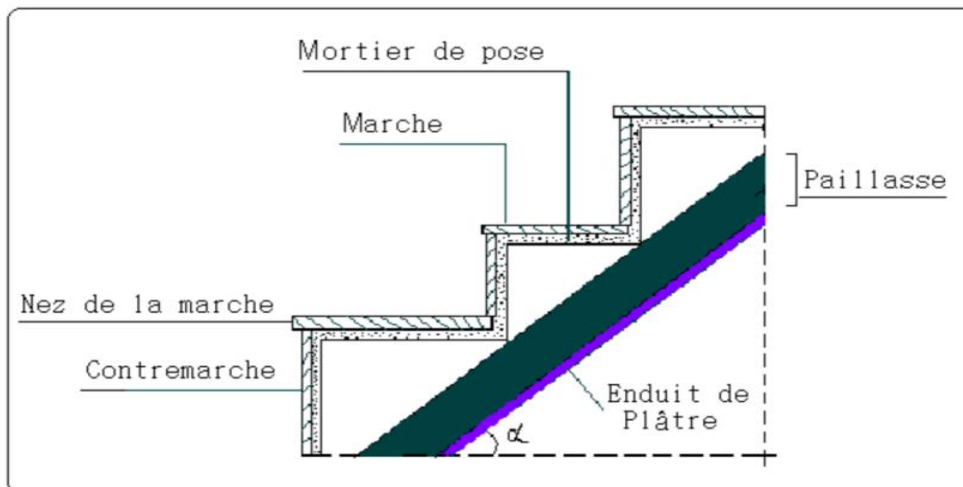
$$\text{Dalle sur quatre appuis } \rho = \frac{4.80}{4.90} = 0.97 > 0.4 \rightarrow \frac{480}{45} \leq \frac{480}{40} \Rightarrow 10.66 \leq e \leq 12 \text{ (dalle de$$

l'ascenseur)

**c). Les escaliers**

**c.1). Terminologie :**

- ✓ **La marche** est la partie horizontale, là où l'on marche
- ✓ **La contremarche** est la partie verticale, contre la marche.
- ✓ **L'embranchement** est la longueur utile de chaque marche
- ✓ **Le giron** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- ✓ **La paillasse** supporte les marches.
- ✓ **Volée** c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.



**Fig. II.5. Coupe verticale de l'escalier.**

**c.2). types d'escaliers :**

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier : escalier à deux volées.

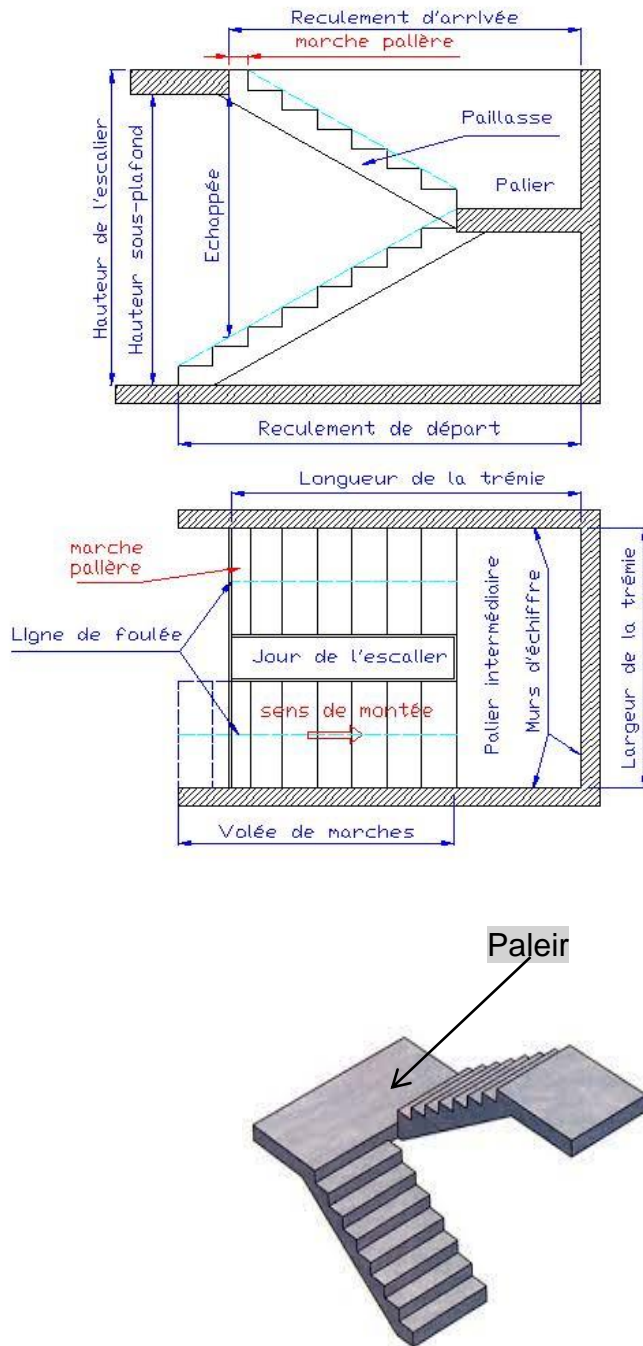


fig. II.6. Escalier à deux volées.

**c.3).Prédimensionnement des escaliers :**

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- ❖ la hauteur  $h$  des contremarches entre 14 et 18 cm.
- ❖ la largeur  $g$  (giron) entre 25 et 32 cm.
- ❖ La formule empirique de **BLONDEL**:  $60\text{ cm} \leq 2h + g \leq 65\text{ cm}$ .

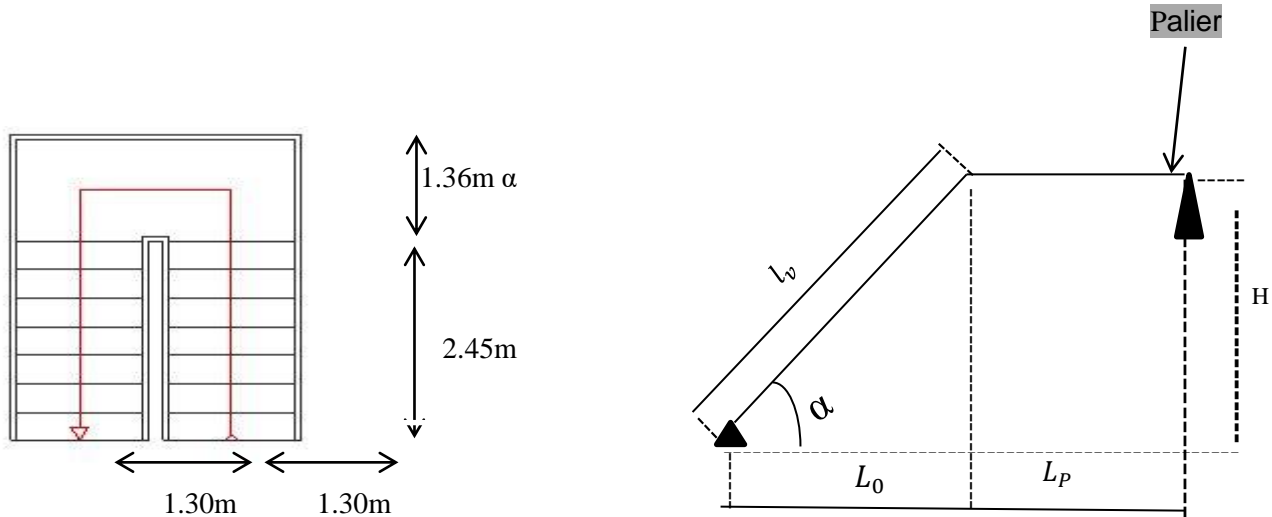
❖  $g = \frac{l_0}{n-1}$  et  $h = \frac{H}{N}$

H : hauteur de la volée.

$L_0$  : longueur projetée de la volée.

Avec :  $n - 1$ : Nombre de marche ;  $L$  : longueur de la volée ;  $n$  : nombre de contre marche.

**A). Escalier du RDC et étages courants:**



**RDC et étages courant**

Première et deuxième volée :

**- Epaisseur de la pailasse :**

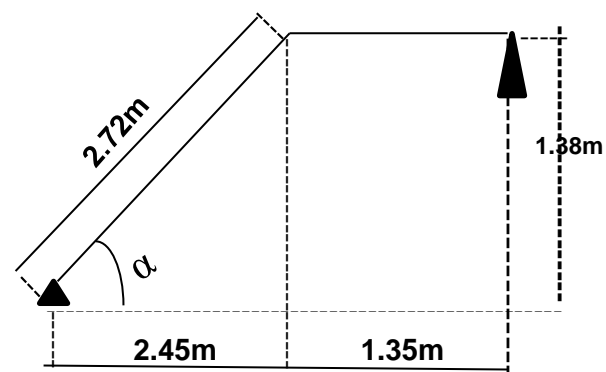
La longueur développée est :  $L = L_v + L_p + L'_p$ .

$l_v$  : longueur de la volée

$L_p$  : longueur du palier du départ.

$$L = L_v + L_p \Rightarrow$$

$$L = 2.72 + 1.35 = 4.07\text{m}$$



$$\left\{ \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{407}{30} \leq e \leq \frac{407}{20} \Rightarrow 13.56\text{cm} \leq e \leq 20.35\text{cm} \right.$$

On prend :  $e = 17\text{ cm}$ .

**- Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a :  $L_0 = 245\text{cm}$  ;  $H = 138\text{ cm}$

$$64n^2 - 64n - L_0n - 2H_N + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + L_0 + 2H)n + 2H = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **n = 6.**

Le nombre de marche est : **n - 1 = 5.**

**- Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

$$g = \frac{l_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{245}{5} \Rightarrow g = 30.6 \text{ cm}$$

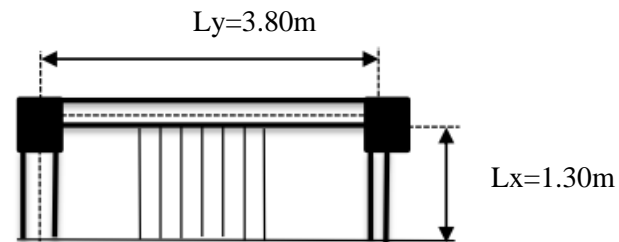
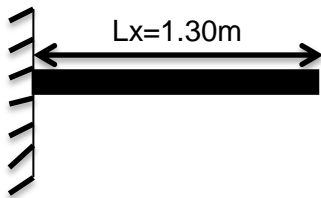
$$h = \frac{H}{N} \Rightarrow h = \frac{138}{9} \Rightarrow h = 15 \text{ cm}$$

Donc : Le giron d'une marche est :  $g = 30 \text{ cm}$ .

La hauteur d'une contremarche est  $h = 17 \text{ cm}$ .

**• Deuxième volée :**

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée).



**- Epaisseur de la paillasse :**

$$\begin{cases} e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{130}{20} \Rightarrow e \geq 65 \text{ cm} \\ e \geq 10 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend : **e = 12 cm**

**- Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a :  $L_0 = 245 \text{ cm}$  ;  $H = 138 \text{ cm}$ .

Le nombre de contre marche est : **n = 6.**

Le nombre de marche est : **n - 1 = 5.**

**- Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

$$g = \frac{l_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{245}{5} \Rightarrow g = 30.6 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{N} \Rightarrow h = \frac{138}{9} \Rightarrow h = 15 \text{ cm}$$

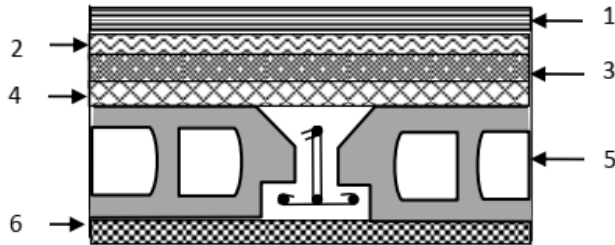
Donc : Le giron d'une marche est :  $g = 30 \text{ cm}$ .

La hauteur d'une contremarche est  $h = 17 \text{ cm}$ .

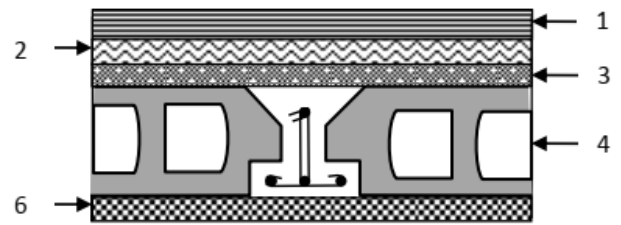
**II.4. Evaluation des charges et surcharges :**

**II.4.1. Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers :**

**II.4.1.1. Plancher terrasse et plancher courant :**



**Coupe transversale dans  
le plancher terrasse inaccessible.**

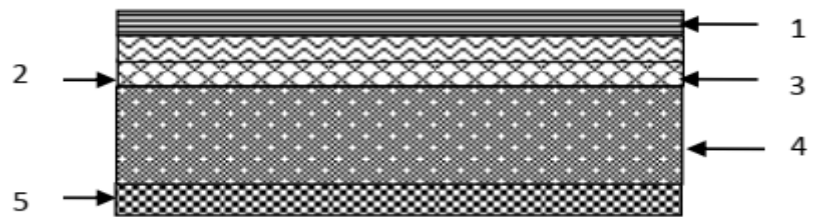


**Coupe transversale dans  
le plancher étage courant.**

**Tableau II.1. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers :**

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Terrasse inaccessible</b>	<b>1</b>	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	<b>1</b>
	<b>2</b>	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	<b>3</b>	Forme de pente	22	0.065	1.43	
	<b>4</b>	Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	<b>5</b>	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	<b>6</b>	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>5.75</b>	<b>1</b>
<b>Plancher Courant et RDC à usage d'habitation</b>	<b>1</b>	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	<b>1.5</b>
	<b>2</b>	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	<b>3</b>	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	<b>4</b>	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	<b>5</b>	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
	<b>6</b>	Cloison de distribution	10	0.1	1	
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>5.33</b>	<b>1.5</b>

**II.4.1.2. plancher à dalle pleine :**



**.Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine**

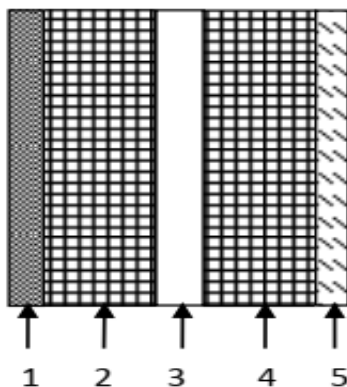
**Tableau II.2. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine :**

Plancher	référent	désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine (balcons)	1	Revêtement carrelage	22	0.02	0.44	3.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Dalle pleine	25	0.12	3	
	5	Enduit en plâtre	14	0.02	0.28	
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>4.48</b>	<b>3.5</b>

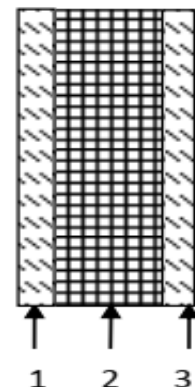
Avec : Q : charges d'exploitations

G : charges permanentes.

**II.4.2. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs:**



**Murs extérieurs.**



**Murs intérieurs.**

**Tableau II.3.Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs :**

Type de murs	Référent	Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Murs extérieurs</b>	1	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	2	Brique creuse	9	0.15	1.35
	3	Lame d'aire	/	0.05	/
	4	Brique creuse	9	0.1	0.9
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>2.93</b>
<b>Murs intérieurs</b>	1	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	2	Brique creuse	9	0.1	0.9
	3	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>1.46</b>

**II.4.3. Evaluation des charges et des surcharges des escaliers :**

**II.4.3.1.les paliers :**

**Tableau II.4.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers:**

Désignation	Poids volumique (KN /m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Palier</b>	25	0.18	4.5	<b>2.5</b>
<b>Carrelage</b>	22	0.02	0.44	
<b>Mortier de pose</b>	20	0.02	0.4	
<b>Lit de sable</b>	18	0.02	0.36	
<b>Enduit de plâtre</b>	14	0.02	0.28	
<b>Total</b>	/	/	<b>5.98</b>	<b>2.5</b>

**II.4.3.2. Les volées:**

**II.4.3.2.1: La volée 1 et 3 :**

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Poids de la paille et de la couche d'enduit :  $\gamma.e/\cos\alpha$
- Poids d'une marche :  $\gamma.h/2$
- Poids du revêtement et du mortier de pose : Horizontal:  $\gamma.e$ . Vertical:  $\gamma.e. (h/g)$ .

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau II.5.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 1 et 3 :**

Désignation		Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse		25	0.18	5.44	2.5
Les marches		22	/	1.87	
Carrelage	horizontal	22	0.02	0.44	
	Vertical	22	/	0.25	
	Total			0.69	
Mortier de pose	horizontal	20	0.02	0.40	
	vertical	20	/	0.22	
	total	/	/	0.62	
Enduit de plâtre		18	0.015	0.32	
Total		/	/	<b>8.94</b>	

**II.4.3.2.2.La volée 2 :**

**Tableau II.6.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 2 :**

Désignation		Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse		25	0.12	3.63	2.5
Les marches		22	/	1.87	
Carrelage	horizontal	22	0.02	0.44	
	Vertical	22	/	0.25	
	Total			0.69	
Mortier de pose	horizontal	20	0.02	0.40	
	vertical	20	/	0.22	
	total	/	/	0.62	
Enduit de plâtre		18	0.015	0.32	
Total		/	/	<b>8.44</b>	

**II.5. Descente de charge :**

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

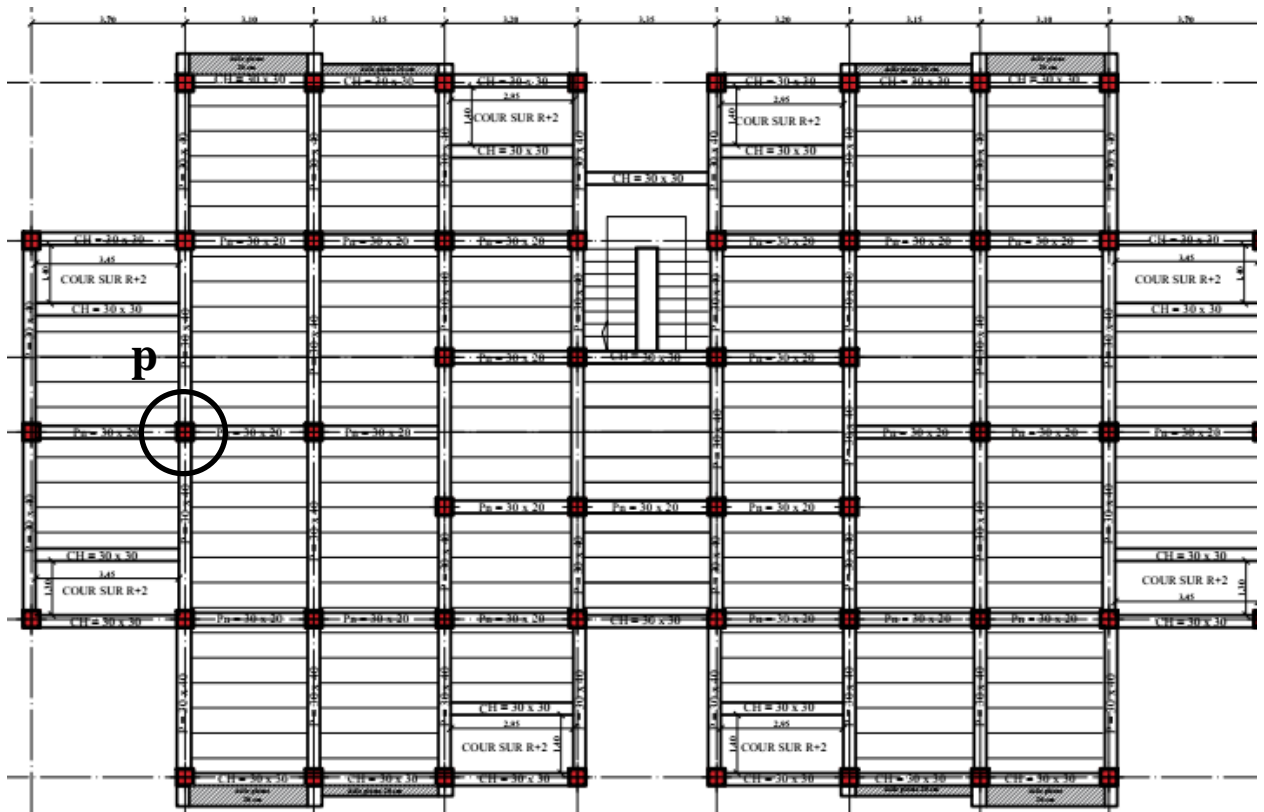
**•La loi de dégression des charges d'exploitation :**

Soit  $Q_0$  la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..... n

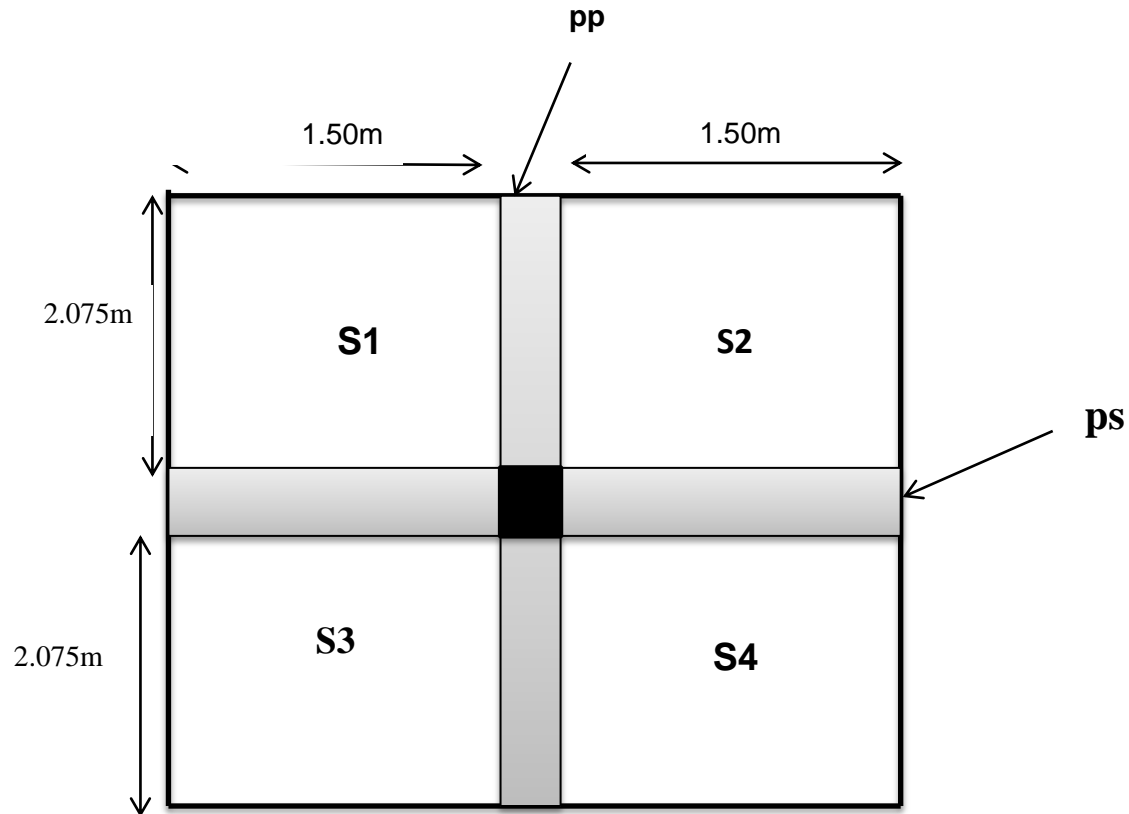
numérotés à partir du sommet du bâtiment. Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse :..... $Q_0$ .
- Sous le dernier étage :..... $Q_0+Q_1$ .
- Sous l'étage immédiatement inférieur :..... $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$ .
- Sous l'étage immédiatement inférieur :..... $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$ .
- Pour  $n \geq 5$  :..... $Q_0+ (3+n/2n) \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+.....+Q_n)$ .



**Fig. II.7. Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges.**

**A) Poteau « P » au niveau de la cage d'escalier :**



**Fig. II.8. Poteau « P » de la descente de charges.**

- Poutres principales (40×45)

- Poutres secondaires (40×45).

- Surface afférente :  $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$
- Surface des poutres :  $S_{\text{poutres}} = S_{\text{pp}} + S_{\text{ps}}$
- Surface totale :  $S_{\text{totale}} = S_{\text{afférente}} + S_{\text{poutres}}$

**• Evaluation des charges « Q » pour le poteau d'escalier P :**

- Surcharge sur terrasse:

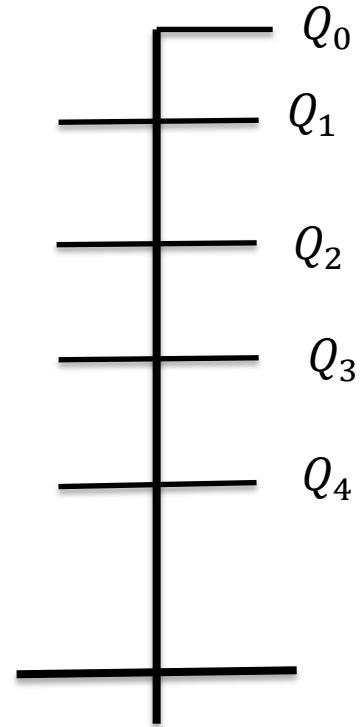
$Q_t = q_t \times S_t \text{ totale}$

Les résultats de calcul des surcharges « Q » pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :  
**Tableau II.7. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P :**

Niveau	q (t/m <sup>2</sup> )	Q (t)
Terrasse	0.10	1.245
ETAGE 3 <sup>ème</sup> ; 4 <sup>ème</sup> étage	0.15	1.868
RDC et 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>em</sup> étage	0.15	1.868

Tableau II.8.La loi de dégression pour le poteau P :

$Q_i$	Q(t)
$Q_0$	1.245
$Q_1$	3.103
$Q_2$	4.775
$Q_3$	9.437
$Q_4$	17.004



Evaluation des charges « G » pour le poteau P :

Tableau II.9.Evaluation des charges « G » pour le poteau P :

$G_i$	désignation	Section (m2)	G total (t)
$G_0$	plancher de terrasse	12.45	71.587
	Poids des poutres	0.40*0.45	3.397
	Poids des poteau	0.45*0.45	1.549
	<b>total</b>	/	76.533
$G_1$	■ Venant de $G_0$	/	76.533
	■ plancher de Etage	12.45	66.358
	■ Poids des poutres	0.40*0.45	3.397
	■ Poids des poteau	0.45*0.45	1.549
	<b>total</b>	/	147.837
$G_2$	■ Venant de $G_1$	/	147.837
	■ plancher de Etage	12.45	66.358
	■ Poids des poutres	0.40*0.45	3.397
	■ Poids des poteau	0.45*0.45	1.549
	<b>total</b>	/	219.141
$G_3$	■ Venant de $G_2$	/	219.141
	■ plancher de Etage	12.45	66.358
	■ Poids des poutres	0.40*0.45	3.397

	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Poids des poteau</li> </ul>	0.45*0.45	1.549
	<b>total</b>	/	290.445
<b>G<sub>4</sub></b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Venant de G<sub>3</sub></li> </ul>	/	290.445
	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ plancher de Etage</li> </ul>	12.45	66.358
	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Poids des poutres</li> </ul>	0.40*0.45	3.397
	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Poids des poteau</li> </ul>	0.50*0.50	2.1
	<b>Total</b>	/	362.3

A la base :  $G=362.3t$  } Pour le poteau P  
 $Q=17.004t$  }

Les calculs montrent que le poteau « P » est le plus sollicité sous charges verticales

$$G_{total}=362.3t, Q_{total}=17.004t$$

• **Calcul de l'effort normal ultime Nu:** Nu est calculé comme suit : **Nu= 1.35 G + 1.5 Q**

**Tableau II.10. L'effort normal ultime « Nu » dans chaque niveau :**

Niveau	G (t)	Q(t)	Nu(t)
<b>N<sub>1</sub></b>	76.533	1.245	105.187
<b>N<sub>2</sub></b>	147.837	3.103	204.234
<b>N<sub>3</sub></b>	219.141	4.775	303.002
<b>N<sub>4</sub></b>	290.445	9.437	417.606
<b>N<sub>5</sub>(base)</b>	362.3	17.004	514.611

**II.5.1. Vérifications :**

L'effort normal ultime :

$$N_u=1.35G+1.5Q=(1.35*362.3)+(1.5*17.004)= 514.611 t$$

Selon le **CBA93** (article B.8.11) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime Nu a 10%, telle que :  $N_u=1.1(1.35G+1.5Q)$

L'effort normal maximum  $N_u=514.611t$

Donc :  $N_u=1.1 \times 514.611=566.072t$

Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec:  $\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$

B : section du béton

$$B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{5660.72 * 10^{-3}}{14.2} = 0.399 \text{ m}^2$$

$$B \geq 0.399 \text{ m}^2$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

**Tableau II.11. Vérification de la résistance (compression simple) :**

Niveau	$N_u$ (MN)	B (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
RDC+1 <sup>er</sup> +2 <sup>em</sup>	<b>5660.72 * 10<sup>-3</sup></b>	<b>2500*10<sup>-4</sup></b>	<b>14.187</b>	Vérifiée
3 <sup>em</sup> et 4 <sup>em</sup>	<b>1701.81*10<sup>-3</sup></b>	<b>2025*10<sup>-4</sup></b>	<b>8.404</b>	Vérifiée

• **Vérification des conditions du RPA :**

$$\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{1}{4} \leq h_1/b_1 \leq 4 \dots\dots\dots (3)$$

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

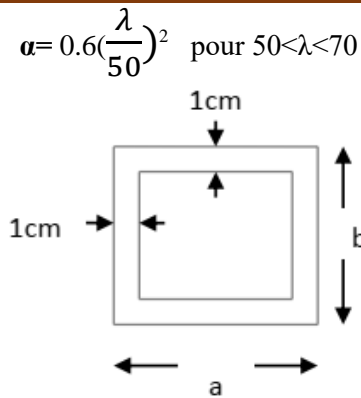
• **Vérification au flambement**

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$N_u \leq \overline{N}_u = \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

$\alpha$ : Coefficient tenant compte de l'élanement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50$$



**Fig. II.9. Section brute**

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton = 1.5

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15

$\lambda = \frac{l_f}{i}$  avec  $l_f = 0.7 * l_0$  : la longueur de flambement.

$i$  : Rayon de giration  $i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{B * h^3}{12}$

$AS \geq 0.8\% \times Br$

On prend  $As = 1\% \times Br$ .

$B_{rcal} \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$

**BAEL 91(7-4-2)**

$Br = (a-2) \times (b-2)$

Il faut vérifier que :  $Br \geq B_{rcal}$

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

**Tableau II.12. Vérification au flambement :**

Type de poteau	B (cm <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (cm)	L <sub>f</sub> (cm)	$\lambda$	$\alpha$	Br (cm <sup>2</sup> )	Nu (KN)	B <sub>rcal</sub>
50*50	2500	336	235.2	13.87	0.824	2304	5660.72	1313.19
45*45	2025	306	214.2	15.45	0.818	1849	1701.8	960.49

D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

• **Pré vérification de l'effort normal réduit :**

Selon le RPA (article.7.1.3.3) il faut vérifier :

$$v = \frac{N_D}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Ce tableau résume les vérifications de l'effort normal réduit :

**Tableau II.13. Pré vérification de l'effort normal réduit :**

Niveau	Type de poteau	B (cm <sup>2</sup> )	Nu (KN)	v	Observation
RDC et 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>em</sup> étage	50*50	2500	5660.72	0.38	v
3 <sup>em</sup> et 4 <sup>em</sup> étage	45*45	2025	1701.8	0.34	v

**II.6. Conclusion :**

Après que nous avons fini le prédimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- Poutres principales :  $40 \times 45 \text{ cm}^2$ .
- Poutres secondaires :  $40 \times 45 \text{ cm}^2$ .
- Poteaux du RDC, étage 1<sup>er</sup> et 2<sup>em</sup> ,:  $50 \times 50 \text{ cm}^2$
- Poteaux des étages 3 et 4 :  $45 \times 45 \text{ cm}^2$

# ***CHAPITRE III***

## **ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES**

**III.1. Calcul des planchers :**

### **III.1.1. Introduction:**

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- Rôle de résistance, supporter les charges appliquées.
- Rôle d'isolation thermique et phonique.
- transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine
- Plancher champignons et /ou plancher dalle.

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations administratifs,...).il est constitué de corps creux qui ne sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher.

### **III.1.2. Etude des poutrelles :**

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

#### **❖ Méthode de calcul :**

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot

#### **a) Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :**

##### **1. Domaine d'application (B.6.210) :**

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode

forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- plancher à surcharge modérée ( $Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$ ).
- le rapport entre deux travées successives :  $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$ .
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

2. Application de la méthode :

• Valeurs des moments :

Les valeurs des moments en travée  $M_t$  et aux appuis  $M_g$  et  $M_d$  doivent vérifier :

a)  $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha)M_0)$

b)  $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2$  dans une travée intermédiaire

$M_t \geq (1.2+0.3\alpha) M_0 / 2$  dans une travée de rive.

C) La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6 M_0$  pour une poutre à deux travées.
- $0.5M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

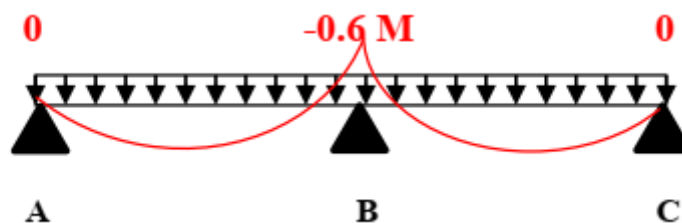


FIG. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.

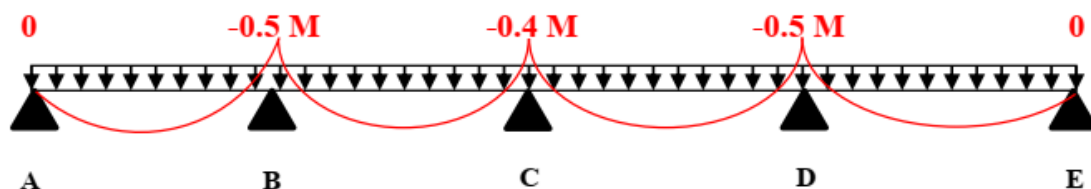


FIG. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.

Avec  $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et  $\alpha = Q / (G+Q)$

le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

**Remarque :** Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :  $-0.15M_0$ . tel que  $M_0 = \text{Max}(M_0^1, M_0^n)$

• **Evaluation de l'effort tranchant :**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$  de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

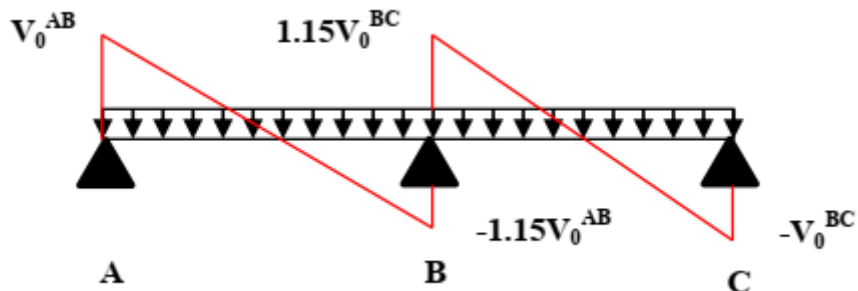


FIG. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

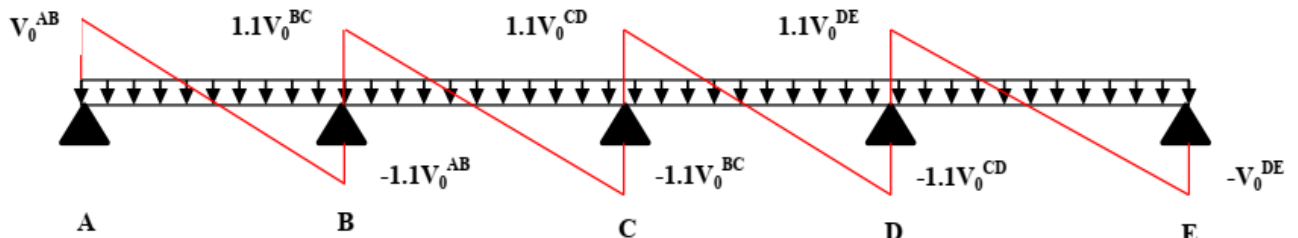


FIG. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

b) **Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :**

Si le plancher à surcharge élevée ( $Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$ ), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✚ La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✚ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

• **Calcul des moments :**

**a).Moment en travée :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l} ; M_0(x) = \frac{P_U \times x}{2} \times (l - X) ; x = \frac{l_i}{2} \frac{M_g - M_d}{P_U - l_i}$$

**b).En appuis :**

$$M_a = - \frac{P_g \times l_g^3 + p_g \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} \quad (\text{BAEL. Art. L.III,3})$$

Tel que :

- ❖  $L_g$  et  $L_d$  : longueurs fictives.
- ❖  $q_g$  et  $q_d$  : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.
- ❖  $l = \begin{cases} 0.8 l : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$

**L'effort tranchant :**


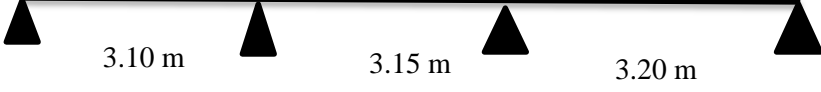

$$V = \frac{P_U \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{L_i}$$

**NB :** Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

**Les Différents types de poutrelles :** On a 3 types de poutrelles.

**Tableau III.1. Les Types de poutrelles :**

Types	Schéma statique
-------	-----------------

1 <sup>er</sup> type	
2 <sup>ème</sup> type	
3 <sup>ème</sup> type	

• Calcul des charges revenant aux poutrelles :

A l'ELU :  $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$  et  $p_u = 0.65 \times q_u$

A l'ELS :  $q_s = G + Q$  et  $P_s = 0.65 \times q_s$

▪ Plancher terrasse inaccessible :

$G = 5.75 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$p_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5.75 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6.02 \text{ KN/ml}$

$P_s = (G + Q) \times 0.65 = (5.75 + 1) \times 0,65 = 4.39 \text{ KN/ml}$ .

▪ Plancher étage courant :

$G = 5,33 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1,35 \times 5,33 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6.14 \text{ KN/ml}$

$P_s = (5,33 + 1,5) \times 0,65 = 4.44 \text{ KN/ml}$ .

• Combinaisons d'actions et calculs des charges :

Tableau III.2. Combinaisons d'action :

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.75	1.0	9.26	6.02	6.75	4.39

Plancher Etage couran	5.33	1.5	9.44	6.14	6.83	4.44
--------------------------	------	-----	------	------	------	------

Des conditions de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites que pour le type 1.

Le rapport ( $l_i / l_{i+1}$ ) n'est pas vérifié pour les autres types, donc la méthode forfaitaire ne peut être appliquée.

**Exemples de calcul :**

• **Application de la méthode forfaitaire pour le premier type de plancher terrasse :**

Etude d'une poutrelle à 2 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 1).

**a. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

✓  $Q \leq \text{Min} (2 \times 5.33, 5\text{KN/m}^2) = 5\text{KN/m}^2$  .....

.....vérifiée.

✓  $l = \text{constant}$

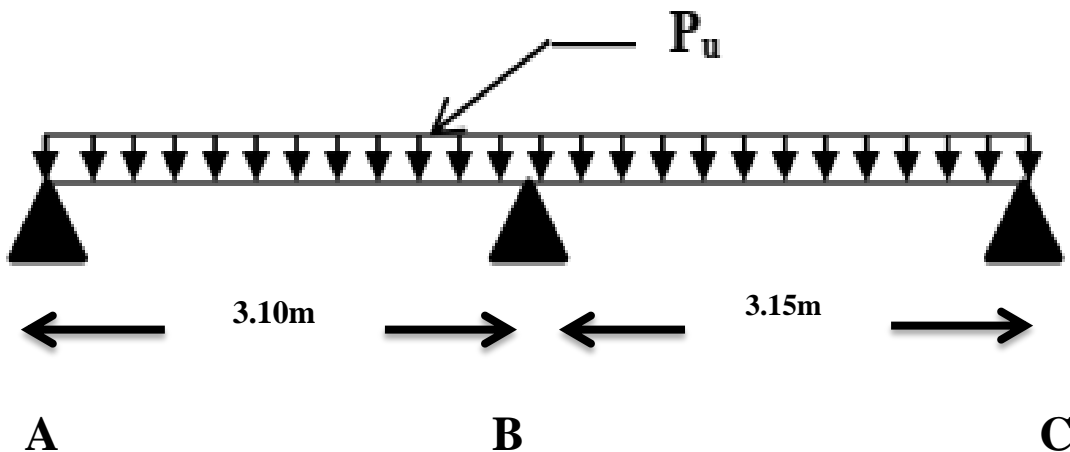
.....vérifiée.

✓  $l_i / l_{i+1} = 3.10 / 3.15 = 0.984$  compris entre 0.8 et 1.25

.....vérifiée.

✓ F.P.N .....vérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul.



**b. calcule des sollicitations :**

À l'ELU :

$$p_u = 6.02 \text{ KN /m}^2$$

À l'ELS :

$$P_s = 4.39 \text{ KN/m}^2$$

$P_u$  : la charge transmise à la poutrelle a L'ELU

$P_s$  : la charge transmise à la poutrelle a L'ELS

**• Calcul des moments isostatique :**

À l'ELU :

$M_0$  : Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8}$$

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{6.02 \times (3.10)^2}{8} = 7.23 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{6.02 \times (3.15)^2}{8} = 7.46 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{4.39 \times (3.10)^2}{8} = 5.27 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{4.39 \times (3.15)^2}{8} = 5.44 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.3 : Les moments isostatiques max en travées :**

Travée	$M_0$ (ELU) (KN.m)	$M_0$ (ELS) (KN.m)
A-B	7.23	5.27
B-C	7.46	5.44

**• Moments aux appuis :**

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $0.15 \times M$

À l'LEU :

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(7.23; 7.46) = -4.476 \text{ KN.m}$$

**À l'LES :**

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(5.27; 5.44) = -3.264 \text{ KN.m}$$

• **Les moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5.75} = 0.148$$

$$(1+0.3 \alpha) = 1 + 0.3 \times 0.148 = 1.04$$

$$\frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2+0.3 \times 0.148}{2} = 0.622$$

**A l'ELU :**

**Travée AB :**

$$M_t + \frac{0+4.476}{2} \geq 1.05 \times 7.23 \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.148}{2} \times 7.23 \dots\dots\dots(2)$$

$$M_t \geq 5.35 \text{ KN m} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t \geq 4.49 \text{ KN m} \dots\dots\dots(2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(5.35, 4.49) \text{ KN m}$$

$$M_t = 5.35 \text{ KN m}$$

**Travée BC :**

$$M_t + \frac{0+4.476}{2} \geq 1.05 \times 7.46 \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.148}{2} \times 7.46 \dots\dots\dots(2)$$

$$M_t \geq 5.59 \text{ KN m} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t \geq 4.64 \text{ KN m} \dots\dots\dots(2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(5.59, 4.64) \text{ KN m}$$

$$M_t = 5.59 \text{ KN m}$$

**À l'LES :**

**Travée AB :**

$$M_t + \frac{0+4.476}{2} \geq 1.05 \times 5.27 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.148}{2} \times 5.27 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 3.29 \text{ KN m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 6.44 \text{ KN m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(3.29, 6.44) \text{ KN m}$$

$$M_t = 6.44 \text{ KN m}$$

**Travée BC :**

$$M_t + \frac{0+4.476}{2} \geq 1.05 \times 5.44 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.148}{2} \times 5.44 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 3.474 \text{ KN m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 6.64 \text{ KN m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(3.474, 6.64) \text{ KN m}$$

$$M_t = 6.64 \text{ KN m}$$

**• Calcul des efforts tranchants :**

L'effort tranchant isostatique a l'ELU :

$$V_0 = \frac{P \times l}{2}$$

On calcul V0 pour chaque travée :

**Travée AB :**

$$V_A = \frac{P_U \times l}{2} = \frac{6.02 \times 3.10}{2} = 9.331 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \frac{P_U \times l}{2} = -1.15 \frac{6.02 \times 3.15}{2} = -10.9 \text{ KN}$$

**Travée BC :**

$$V_B = 1.15 \frac{P_U \times l}{2} = 1.15 \frac{6.02 \times 3.15}{2} = 10.90 \text{ KN}$$

$$V_3 = - \frac{P_U \times l}{2} = - \frac{6.02 \times 3.15}{2} = 9.48 \text{ KN}$$

Les résultats des calculs a l'ELU et a l'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

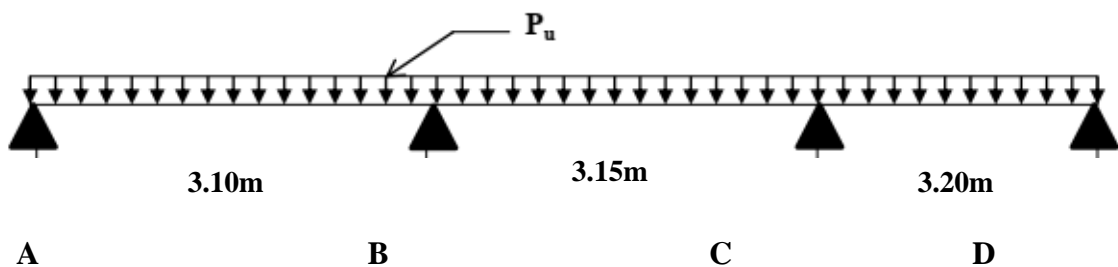
Tableau III.4.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	Pu (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
Type 1	AB	3.10	6.02	7.23	0	3.264	5.35	9.331	10.9
	BC	3.15	6.14	7.46	4.476	0	5.59	10.90	9.48

Tableau III.5.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	Ps (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 1	AB	3.10	4.39	5.27	0	4.476	6.44
	BC	3.15	4.44	5.44	4.476	0	6.64

- Application de la méthode de Caquot pour le deuxième type:



$L_i / L_{i+1} = 3.10 / 3.15 = 0.98 \notin [0.8; 1.25]$  ..... *Codition non vérifiée.*

- Calcul:

$$G' = \frac{2}{3} G$$

$$G' = \frac{2}{3} \times 5.75$$

$$G' = 3.83 \text{ KN/m}$$

$$P_u = (1.35 G' + 1.5Q) \times 0.65 = 4.33 \text{ KN/m}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0.65 = 3.14 \text{ KN/m}$$

**A l'ELU :**

**• Moments aux appuis :**

$$M_A = M_D = 0 \text{ KN. M}$$

$$M_B = - \frac{P_G \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g'^3 + l_d'^3)}$$

$$M_B = - 4.2 \text{ KN.m}$$

**De la même manière que nous calculons  $M_C$**

$$M_C = -4.28 \text{ KN.m}$$

**• Moments en travée :**

**Travée AB :**

$$X = 1.32 \text{ m}$$

$$M_0(X) = 7.06 \text{ KN.m}$$

$$M(X) = 15.28 \text{ KN.m}$$

**Travée BC :**

$$X = 1.55 \text{ m}$$

$$M_0(X) = 7.5 \text{ KN.m}$$

$$M(X) = 3.62 \text{ KN.m}$$

**Travée CD :**

$$X = 1.82 \text{ m}$$

$$M_0(X) = 7.59 \text{ KN.m}$$

$$M(X) = 5.51 \text{ KN.m}$$

**• Effort tranchant :**

Type de									
---------	--	--	--	--	--	--	--	--	--

$$V_A = \frac{P_U \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

**Travée AB :**

$$V_A = - \frac{6.02 \times 3.10}{2} + \frac{-4.2 - 0}{3.10}$$

$$V_A = 8.08 \text{ KN}$$

$$V_B = - 10.52 \text{ KN}$$

**Travée BC:**

$$V_B = 9.48 \text{ KN}$$

$$V_C = 9.86 \text{ KN}$$

**Travée CD:**

$$V_C = 10.96 \text{ KN}$$

$$V_D = -7.2 \text{ KN}$$

**Tableau III.6.Sollicitations à l'ELU des poutrelles (type 2) :**

poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>U</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>D</sub> (KN)
Type 2	AB	3.10	6.02	7.23	0	-4.2	15.28	8.08	10.58
	BC	3.15	6.02	7.46	-4.2	-4.28	3.62	9.46	9.86
	CD	3.20	6.02	7.7	-4.28	0	5.51	10.96	7.2

- De la même manière, nous calculons la complétion du tableau.

A l'ELS :

Tableau III.7.Sollicitations à l'ELS des poutrelles (type 2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>U</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	X(m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 2	AB	3.10	4.39	5.27	0	-3.89	1.11	5.11
	BC	3.15	4.39	5.44	-3.89	-2.06	1.4	5.21
	CD	3.20	4.39	5.6	-2.06	0	1.52	5.78

Ferraillage des poutrelles:

Par exemple:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 15.28 \text{ KN.m} \\ M_a^{int} = -4.2 \text{ KN.m} \\ M_a^r = -0.15 \max(M_0^1, M_0^2, M_0^3) = -1.08 \\ V = 10.58 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Maintenant

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

✓ Si  $M_u \leq M_{tu}$  la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcule une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

✓ Si  $M_u > M_{tu}$  On calcule une section en T.

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left( d - \frac{h}{2} \right) = 0.45 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 40.89 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu}$  ►►► Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ( $b \times h$ )

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{15.28 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.07 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.09$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0$$

$$Z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.09)$$

$$Z = 0.173 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{15.28 \times 10^{-3}}{0.173 \times 347.82}$$

► si :  $A_t = 2.53 \text{ cm}^2$

**Vérification du premier cas (non fragile):**

$$A_{min} = (0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}) / f_e \dots\dots\dots (\text{Art A.4.2.1 [1]}).$$

$$A_{min} = 0.23 \times 0.45 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 1 \text{ cm}^2$$

►

On opte pour 3HA10 avec  $A = 2.53 \text{ cm}^2$

• **Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires :**

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ).

$$M_u = 4.2 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{4.2 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.07$$

$$\mu_{bu} \leq 0.186 \dots\dots \text{►► Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \dots\dots \text{►► } F_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.07}) = 0.09$$

$$Z=0.18(1-0.4 \times 0.09)$$

$$Z = 0.173 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} \quad A_a = \frac{4.2 \times 10^{-3}}{0.173 \times 348} = 0.7 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_a \dots\dots\dots \text{Enquêteur sur la condition}$$

On opte pour 1HA12+1HA10 avec  $A=1.92 \text{ cm}^2$

• **Calcul de l'armature aux appuis de rive:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1.08 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.019$$

$$\mu_{bu} \leq 0.186 \dots\dots \blacktriangleright \blacktriangleright \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\text{‰} \dots\dots \blacktriangleright \blacktriangleright F_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.019}) = 0.023$$

$$Z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.023) = 0.178 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{1.08 \times 10^{-3}}{0.178 \times 348} = 0.17 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_a \dots\dots\dots \text{Enquêteur sur la condition}$$

On opte pour 1HA8 avec  $A=0.5 \text{ cm}^2$ .

**à ELU :**

**Vérification au cisaillement :**

Tout d'abord, il faut veiller à ce qui suit :

$$\tau_U = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$V_{\max} = 10.58 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{10.58 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18}$$

$$\tau_U = 0.489 \text{ MPA}$$

$$\tau_U \leq \overline{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Enquêteur sur la condition}$$

(S'il n'y a pas de risque de forces de cisaillement)

• **Ferrailage transversal :**

$$\Phi t \leq \min \left[ \frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi L \right]$$

$$(\Phi L = 8mm)$$

$$\Phi t \leq \min \left[ \frac{200}{35}; \frac{12}{10}; 8 \right] = 5.71mm$$

Si on prend le  $\Phi 6$ .

Donc la section d'armatures transversales sera :  $A_t = 2\Phi 6 = 0.57cm^2$ .

**Espacement  $S_t$  :**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions Suivantes:

$$1). S_t \leq \min (0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 16.2cm$$

$$2). S_t \leq A_t \frac{0.8f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3f_{tj}K)} \dots \dots \dots (III - 9) (Art A. 5.1.2.2) [4]$$

{ Flexion simple  
Fissuration peut nuisible **K=1**  
Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^\circ$  (Armatures droites.)

$$S_t \leq A_t \frac{0.8f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3f_{tj}K)} \Rightarrow S_t = 0.57 \frac{0.8 \times 400}{12(0.489 - 0.3 \times 2.1)} = 38.31 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 38.31 \text{ cm}$$

$$2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t = \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 12} = 47 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 16.2cm$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure:**

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots (Art A.5.3.2 [1])$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{0.265 \times 10.58 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.45 \times 0.04} = 0.96 \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ Enquêteur sur la condition}$$

• **Vérifier le renforcement longitudinal**

**Appuis de rive :**

$$A_s \geq 1.15 \times V_u / f \dots \dots \dots (Art A.5.1.3.1.2 [1]).$$

$$A_s = 2.86 \text{ cm}^2$$

$$1.15 \times 10.58 \times 10^{-3} / 400 = 0.30 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq 1.15 \times V_u / f \dots \dots \dots$  Enquêteur sur la condition

**Appuis intermédiaire :**

$$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d) \dots \dots \dots (Art A.5.1.3.2.1 [1]).$$

$$A_s = 4.39 \text{ cm}^2$$

$$1.15 / 400 (10.58 - 4.2 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.18) = 0.61 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d) \dots \dots \dots$  Enquêteur sur la condition

• □ Vérification de l'effort tranchant dans le béton :

$$Vu \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

(Art A.6.1.3 [1])

.....

**aussi :  $a_{max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$**

$Vu = 0.01058 \text{ MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.12 \times 25 = 0.129 \text{ MN}$  ..... Enquêteur sur la condition

à l'ELS:

- a) état limite d'ouverture des fissures.
- b) état limite de déformation.

on a trouvé  $A' = 0$ ..... on prend  $A' = 0.50 \text{ cm}^2$ .

• □ Etat limite d'ouverture des fissures:

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{SER}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \dots \dots \dots \text{(Art A.4.5.2 [1])}$$

**En travée :**

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A (d - h_0)$$

$$H = 0.45 \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04) = 2.1 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$H > 0$  (alors l'axe neutre passe par la table de compression) calcule comme une section rectangulaire  $b \times h$ .

**Calcul de y :**  $\frac{b}{2} y^2 + 15A_{sc} (y-d) - 15A_{st}(d-y) = 0$

$$22.5y^2 + 42.9 y - 652.2 = 0 \dots \dots \dots (1)$$

La résolution de cette équation est :  $y = 4.51 \text{ cm}$

**Calcul de I:**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{sc} (y-d)^2 - 15A_{st}(d-y)^2$$

$$I = 5259.51 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{SER}}{I} y = \frac{20.67 \times 10^{-3}}{5259.51 \times 10^{-8}} \times 0.0451 = 17.73 \text{ MPA}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**En appuis intermédiaires :**

Calcul de  $y$  :  $\frac{b_0}{2} \times y^2 - 15A_{ST} (d-y) = 0$   
 $6y^2 + 24.36y - 438.48 = 0 \dots\dots\dots (2)$   
 Après résolution de l'équation (2) :  $y = 6.75 \text{ cm}$

**Calcul de I :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{st}(d-y) = 0$$

$$I = 11298.55 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{SER}}{I} y = \frac{6.99 \times 10^{-3}}{11298.55 \times 10^{-8}} \times 0.0675 = 4.1 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**Etat limite de déformation : (Art A.4.6.1 [1])**

Tout élément fléchit doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

✓  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$

✓  $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$

✓  $\frac{A}{b_0} \geq \frac{3.5}{f_e}$

$h$  : Hauteur de la poutrelle

$L$  : Longueur de la travée

$M_t$  : Moment en travée

$M_0$  : Moment isostatique de cette travée  $A$  : Section des armatures choisies

On a :  $\frac{h}{l} = \frac{9.45}{490} = 0.02 < \frac{1}{22.5} = 0.045 \dots\dots\dots \text{cv}$

• **Calcul des déformations  $E_i$  et  $E_v$  :**

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3} \dots\dots\dots$  Module de déformation longitudinale instantanée du béton

$E_i = 23164.20 \text{ MPa}$ .

$E_v = 1/3 \times E_i \dots\dots\dots$  Module de déformation longitudinale différée du béton.

$E_v = 10721.40 \text{ MPa}$ .

• **Contraintes :**

$\sigma_s$  : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jSER} \times (d-y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gSER} \times (d-y)}{I}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pSER} \times (d-y)}{I}$$

• **□ Inerties fictives ( $I_f$ ) :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}}$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}}$$

Si  $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$i_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times u_j}$$

$$i_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times u_g}$$

$$i_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times u_p}$$

$$i_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times u_g}$$

• **Evaluation des flèches :**

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.85 = 2.502 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.33 = 3.464 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.33 + 1.5) = 4.440 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = 4.59 \text{ KN . m}$$

$$M_{gser} = 7.14 \text{ KN . m}$$

$$M_{pser} = 9.77 \text{ KN . m}$$

$$y = 7.44 \text{ cm}$$

$$I_0 = 20213.29 \text{ cm}^4$$

$$I = 13092.53 \text{ m}^4$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.011$$

$$\lambda_i = 3.62$$

$$\lambda_v = 1.49$$

$$\sigma_{sf} = 52.36 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{SG} = 86.82 \text{ MPA}$$

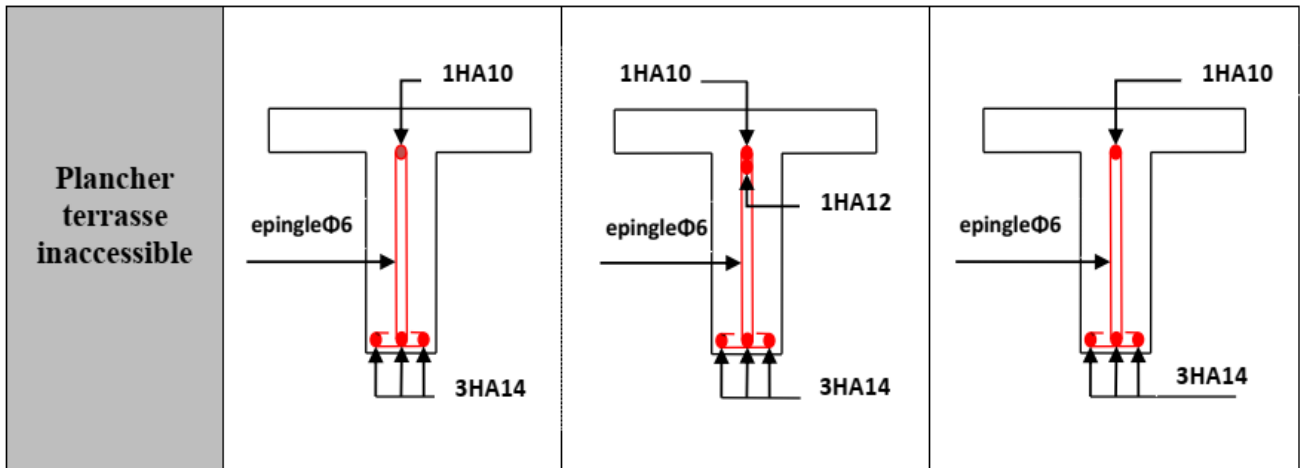
$$\sigma_{SP} = 112.20 \text{ MPA}$$

$$I_{fj} = 14203.21 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = 1513.71 \text{ cm}^4$$

On augmente la section d'acier  $\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 2HA12 + 1HA14 = 3.80 \text{ cm}^2 \\ A_a = 1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

**Tableau III.08. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles :**



❖ **Ferrailage de la dalle de compression :**

On utilise des ronds lisses de nuance  
 $f_e = 235\text{MPa}$

**Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$A^\perp = \frac{4 \times b}{f_e} = 1.1 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$

• **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$A^\parallel = A^\perp / 2 = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$

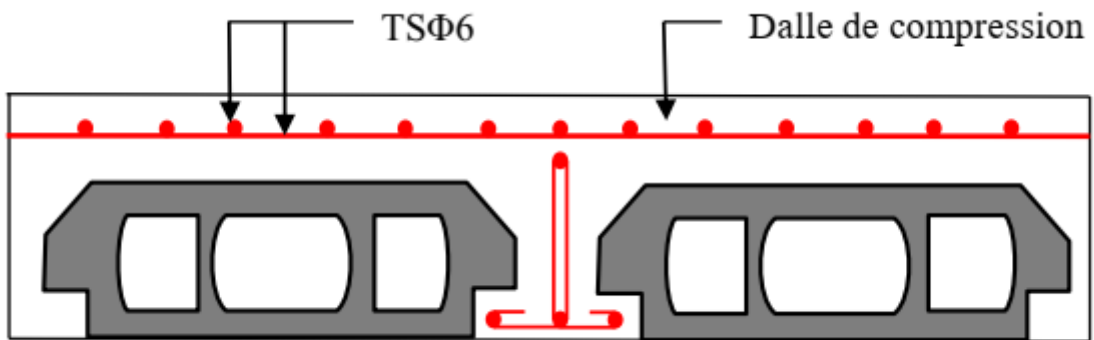


FIG. III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage courant			

### III.2. Dalles pleines :

#### III.2.1. Introduction :

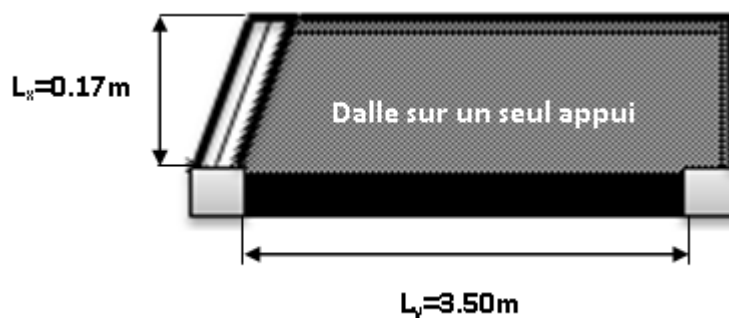
Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis et même des dalles pleines en porte à faux (console).

•**Rappel:**

Notre projet contient le premier type le dalle sur seul appui

$L_x$  : la plus petite dimension du panneau.

$L_y$  : la plus grande dimension du panneau.



Ce type de dalle se calcule comme une console soumise à la flexion simple.

$$G = 4.48 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

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

#### Calcul des sollicitations :

##### A l'ELU :

$$Pu = (1.35 G + 1.5 Q)$$

$$Pu = (1.35 \times 4.48 + 0.17 \times 3.5) = 11.998 \text{ KN/m}$$

$$Mu = [(11.998 \times 0.17^2) / 2] + 1.35 \times 1 \times 0.17 = 0.40 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (0.40 \times 1.50) + 1 \times 1,35 = 1.55 \text{ KN}$$

- **Le calcul se fait à la flexion simple :**

$$\mu_{bu} = \frac{0.40 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10^2 \times 14.2} = 0.0028$$

$$\alpha = 0.137 \dots Z =$$

$$\alpha = 0.023$$

$$Z = 0.178 \text{ m}$$

$$A_s = (11.998 \times 10^{-3} / 0.00178 \times 348) = 0.019 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times b_0 \times f_{t28} / f_e = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{min} > A_s$$

On choisit 4HA10/ml

- **Les armatures de répartition :**

$$A_y = (A_t / 3) = (2.53 / 3) = 0.84 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On choisit 3HA6/ml = 0.85 cm<sup>2</sup>/ml.

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.09. Résultats de ferrailage du dalle :**

$M_u(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z \text{ (m)}$	$A \text{ calculée (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A \text{ adoptée (cm}^2\text{)}$
0.40	0.0028	0.023	0.178	0.019	0.65	<b>4HA10/ml = 0.79</b>

• **Vérification de l'espacement :**

$$S_t \leq \min(2,5h, 25\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(2.5 \times 12, 25\text{cm}) \quad S_t \leq 25\text{cm}$$

On a choisi 4HT12, soit  $S_t = 100/4 = 25\text{cm}$  donc c'est vérifiée.

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.55 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.0155 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPA}$$

$\tau_u < \tau_u \Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**A PELS :**

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (4.48+3.5) = 7,98 \text{ KN/m}$$

$$M_s = [(7,98 \times 0.17^2) / 2] + 1 \times 1.50 = 1.61 \text{ KN. M}$$

• Vérification de  $\sigma_{bc}$ :

Calcul de y :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$\frac{100}{2}y^2 + (15 \times 0.019)y - (15 \times 0.019 \times 10) = 0$$

$$50y^2 + 0.285y - 2.85$$

$$y = 0.24 \text{ cm}$$

Calcul de I

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2$$

$$I = \frac{100}{3}0.24^3 + 15 \times 0.019(10 - 0.24)^2$$

$$I = 27.60 \text{ cm}^4$$

• Calcul de  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{12.45 \times 10^{-3} \times 0.0024}{27.60 \times 10^{-8}} = 108.26 \text{ MPA} > 15 \text{ MPA}$$

• Vérification de  $\sigma_{st}$  :

$$\sigma_{st} = 15 \times [M_{ser} \times (d_x - y)] / I$$

$$\sigma_{st} = 15 \times [12.45 \times 10^{-3} \times (0.1 - 0.0024)] / 27.60 \times 10^{-8} = 6.60 \times 10^4 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma_{st}} \leq \min\left(\frac{2}{3}f_e ; \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPA}$$

AVEC  $\eta = 1.6$

$\sigma_{st} > \overline{\sigma_{st}}$  ..... Condition non vérifiée, donc on va redimensionner la section des aciers.

$$A_{st} = \frac{M_{SER}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \overline{\sigma_{st}}}$$

$$\alpha = \sqrt{90 \times \beta \times \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}}$$

$$\beta = \frac{M_{SER}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_{st}}}$$

$$\beta = \frac{12.45 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1^2 \times 201.66} = 6.17 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve  $\alpha = 0.34$

$$A_{st} = 6,16 \text{ cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est :  $A_{tx} = 4\text{HA}14 = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

• **La flèche :**

- 1-  $\frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{0.17} = 0.71 > \max \left\{ \frac{3}{80}; \frac{1}{20} \right\} = 0.05$  ..... Condition vérifiée
- 2-  $\frac{A_s}{b \times d} = \frac{0.019}{1 \times 0.1} = 0.19 > \frac{2}{f_e} = 0.005$  ..... Condition n est pas vérifiée

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

• **Vérification de la flèche :** Avec le logiciel **SOCOTEC**, on trouve les résultats suivants :

Calcul des flèches pour une console de section rectangulaire

**Données saisies :**

Portée de la console : **0.17m**

- Largeur de la section : **1.00 m**

- Hauteur de la section : **0,12m**

- Position du centre de gravité des armatures tendues : **0,02m**

- Position du centre de gravité des armatures comprimées : **0,02 m**

- Section des armatures tendues : **6,16cm<sup>2</sup>**

- Section des armatures comprimées : **0cm<sup>2</sup>**

- Contrainte du béton : **25MPa**

- Moment dû aux charges permanentes avant mise en place des cloisons (Mj) :  
**3.375KN.m**

- Moment dû aux charges permanentes et aux charges d'exploitation (Mp)  
:**10,47KN.m**

**Résultats de calcul :**

- Flèche due aux charges permanentes (fgv) : **2,63mm**

- Flèche due aux charges totales (fgq) : **4,03mm**

- Flèche totale : **3,7mm**

- Flèche totale admissible : **6 mm**

La vérification de flèche totale est satisfaisante.

- Schéma de ferrailage :

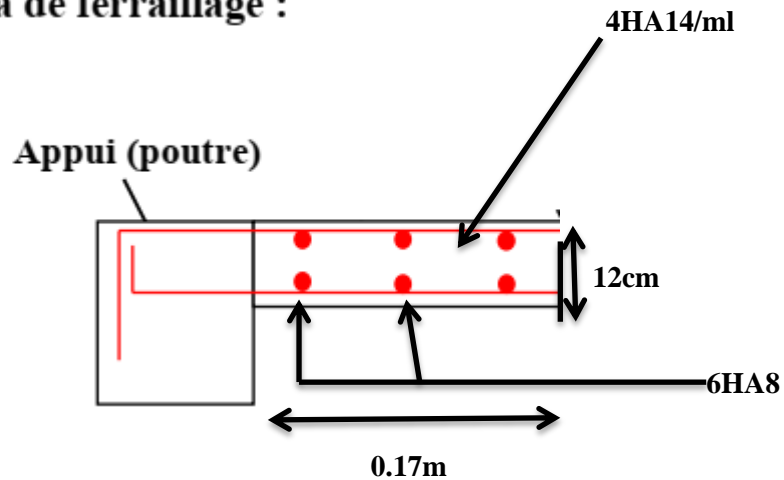


Figure III .6. Schéma de ferrailage du dalle pleine

### III.3. les Escaliers :

#### III.3.1.Définition :

Les escaliers sont une série d'étapes qui permettent le passage d'un niveau à l'autre, il peut

en béton armé, en acier ou en bois.

- Rappel :

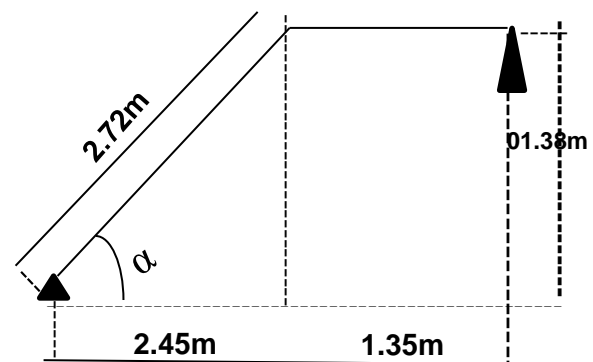
Dans notre structure, nous avons seulement un type de deux vols identiques pour tous les étages.

- La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\begin{cases} G = 10.25KN/m^2. \\ Q = 2.50 KN/m^2. \end{cases}$$

- La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$\begin{cases} G = 10.25KN/m^2. \\ Q = 2.50 KN/m^2. \end{cases}$$



Calcul à l'ELU:

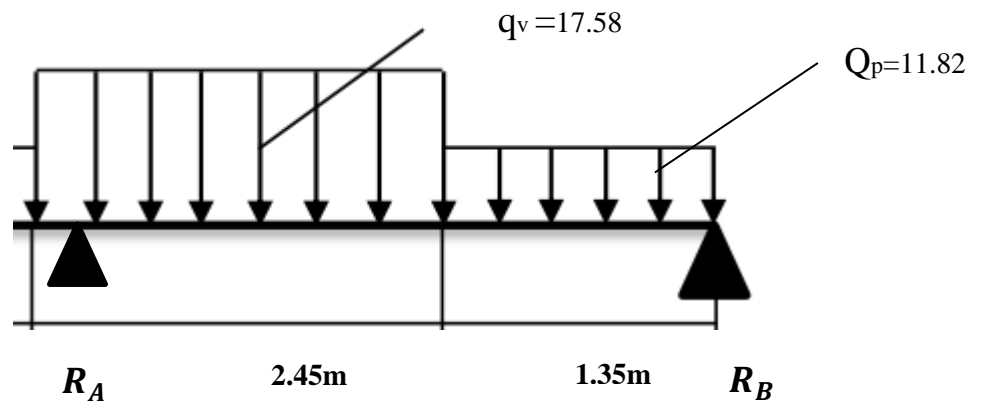
- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 10.25) + (1.5 \times 2.5) = 17.58 \text{ KN/ml.}$$

- □ La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.98) + (1.5 \times 2.5) = 11.82 \text{ KN/ml.}$$

- Schema statique:



$$\sum F_V = 0 \rightarrow R_A + R_B = (q_u \text{ volée} \times 2.45 + q_u \text{ palier} \times 1.35) = 59.03 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 59.03$$

$$\sum F/B = 0 \rightarrow R_A = \frac{(q_u \text{ palier} \times 1.35)(1.35/2 + 2.45) + (q_u \text{ volée} \times 2.45^2/2)}{2.45 + 1.35} = 27.01 \text{ KN}$$

$$\sum F/A = 0 \rightarrow R_B = \frac{(q_u \text{ volée} \times 2.45)(2.45/2 + 2.45) + (q_u \text{ palier} \times 1.35^2/2)}{2.45 + 1.35} = 44.30 \text{ KN}$$

Finalement :

$$R_A = 27.01 \text{ KN}$$

$$R_B = 44.03 \text{ KN}$$

**Moment fléchissant et efforts tranchants :**

**1er tronçon :  $0 \leq x \leq 1.35\text{m}$**

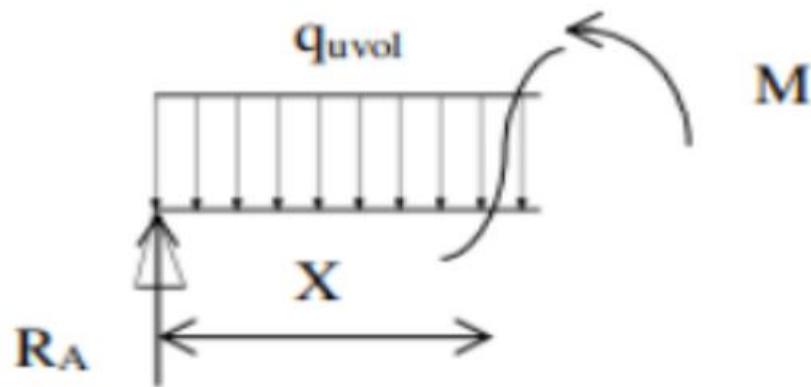


Figure III.7:section de calcul

$$T(x) = R_A - (q_u \text{ vol} \times x)$$

$$M(x) = R_{AX} - (q_u \text{ vol} \frac{x^2}{2})$$

$$\begin{cases} X = 0 \rightarrow T = 27.01 \\ X = 2.45 \rightarrow T = -16.06 \end{cases}$$

$$\begin{cases} X = 0 \rightarrow M = 0 \\ X = 2.45 \rightarrow T = 13.41 \end{cases}$$

2<sup>er</sup> tronçon :  $2.45 \leq x \leq 3.8\text{m}$

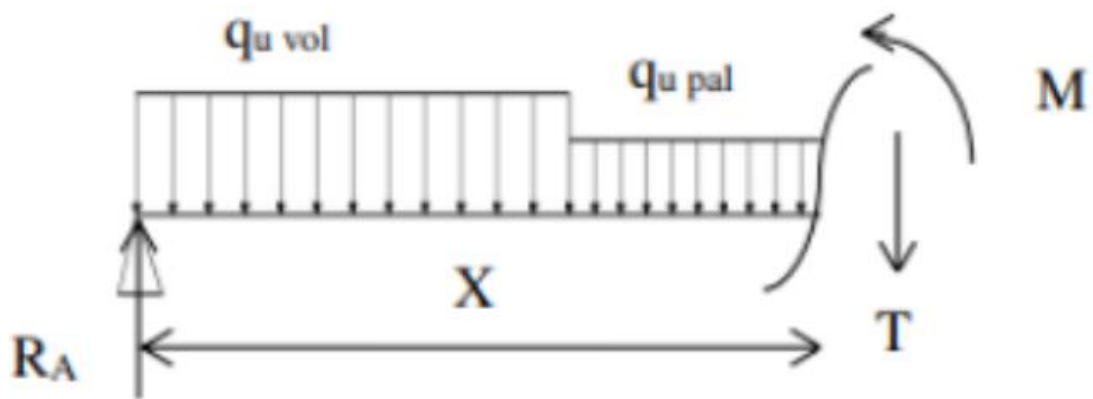


Figure III.8 :section de calcul

$$T(x) = R_A - 2.45q_u \text{ vol} - q_u \text{ palier} \times (x - 2.45)$$

$$M(x) = R_{AX} - 2.45 \left(x - \frac{2.45}{2}\right) q_u \text{ vol} - \frac{(x-2.45)^2}{2} q_u \text{ palier}$$

$$\begin{cases} X = 2.45 \rightarrow T = -16.06KN \\ X = 3.8 \rightarrow T = -32.01KN \end{cases}$$

$$\begin{cases} X = 2.45 \rightarrow M = 13.41KN \\ X = 3.8 \rightarrow M = -19.04KN \end{cases}$$

**Calcul du moment fléchissant maximum :**

$$T = 0 \rightarrow R_A - (q_{uvol} \times x) = 0 \rightarrow x = 1.536m$$

$$M_{max} = R_{AX} - (q_{uvol} \frac{x^2}{2}) = 20.75 KN.m$$

$$M_{max} = 20.75 KN.m$$

**• Remarque**

Pour tenir compte de l'encastrement partiel, on multiplie le moment en travée et aux appuis par des coefficients réducteurs :

- Aux appuis :  $M_a = -0,2M_{max}$

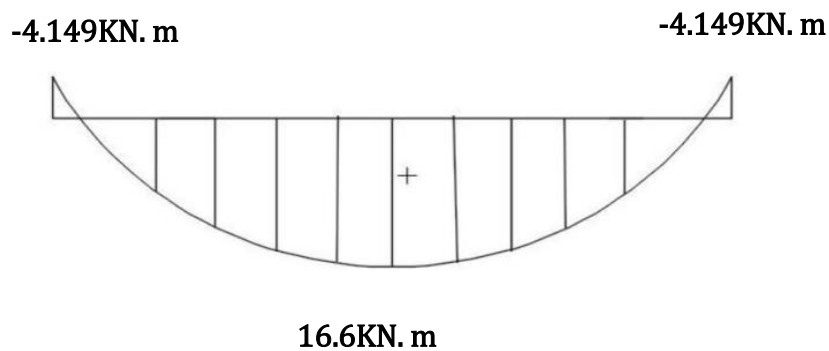
- En travée :  $M_t = 0,8M_{max}$

**Moment en appuis :**

$$M_a = -0,2M_{max} = -4.149KN.m$$

**Moment en travée :**

$$M_t = 0,8M_{max} = 16.6KN.m$$



**Figure III.9:** Diagrammes des moments

$$q_v = 17.58 KN/ml$$

$$q_p = 11.82 KN/ml$$

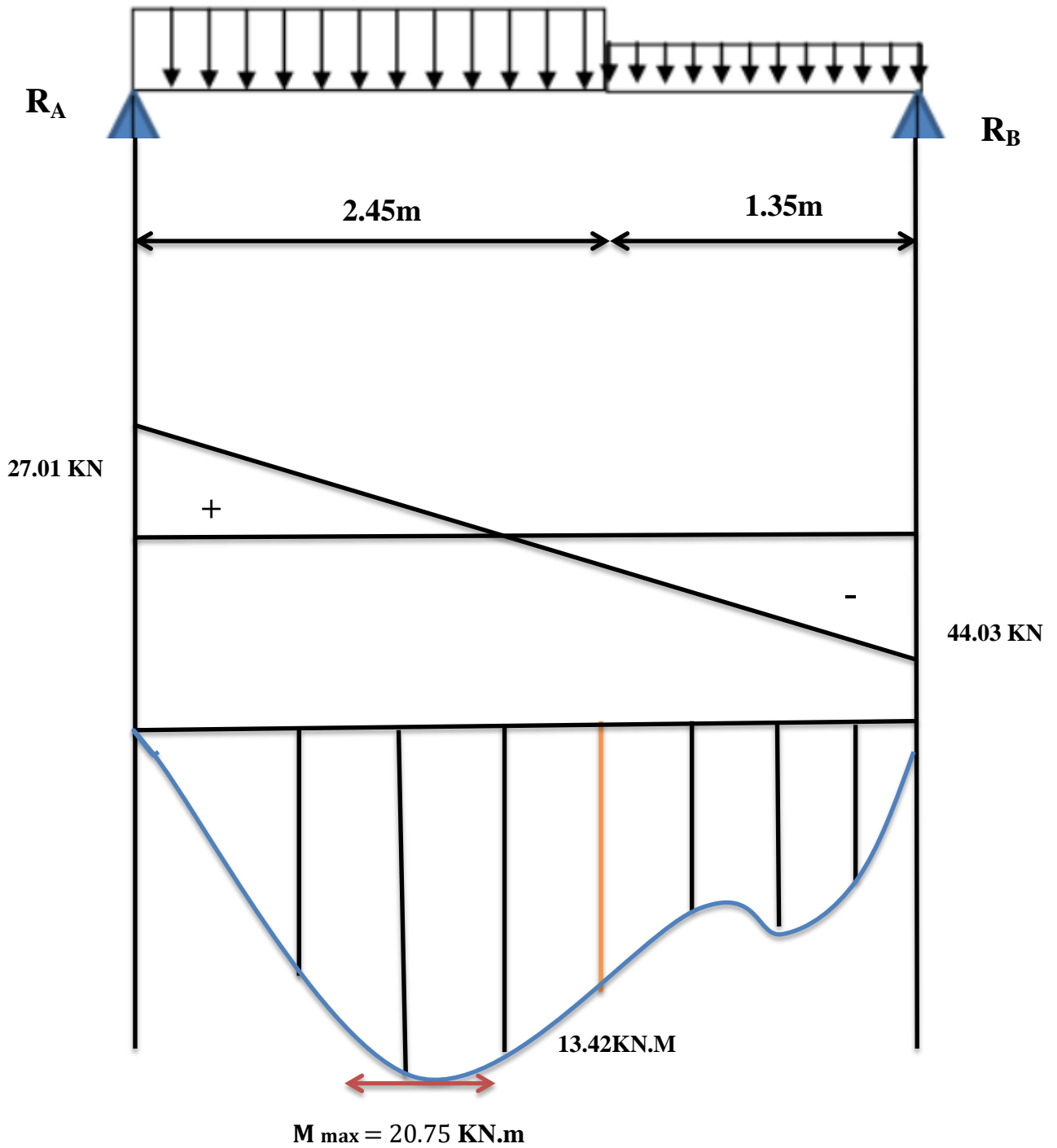


Figure III.10: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU

III.4 -Calcul du ferrailage :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple, le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m

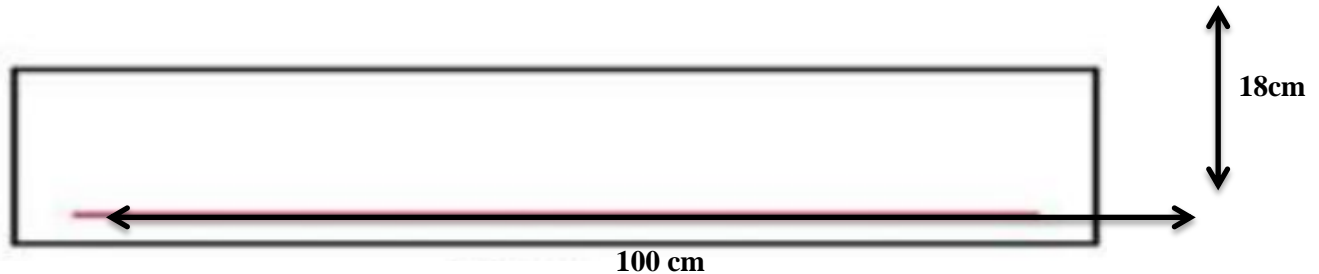


Figure III.11 : Section a ferrailé

➤ Pour la première partie :

$B = 100\text{cm}$ ;  $h = 18\text{cm}$ ;  $d = 0.9h = 16.2\text{cm}$ ;  $f_e = 400\text{Mpa}$ ;  $f_{c25} = 25\text{Mpa}$ ;  $f_{t28} = 2.1\text{Mpa}$ ;  $\sigma_s = 348\text{Mpa}$

En travée :

$$M_{bu} = \frac{M_U}{bd^2\sigma_b} = \frac{16.6 \times 10^3}{100 \times 16.2^2 \times 14.2} = 0.04 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.04}) = 0.05$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 16.2(1 - 0.4 \times 0.05) = 15.87\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \times \sigma_s} = \frac{16.6 \times 10^3}{15.87 \times 348} = 3.02 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A_s = 4.52\text{cm}^2$  Le Choix **4HA12**

En appuis

$$M_{bu} = \frac{M_U}{bd^2\sigma_b} = \frac{4.149 \times 10^3}{100 \times 16.2^2 \times 14.2} = 0.01 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.01}) = 0.0125$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 16.2(1 - 0.4 \times 0.0125) = 16.11\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z \times \sigma_s} = \frac{16.6 \times 10^3}{16.11 \times 348} = 2.9 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A_s = 6.16 \text{ cm}^2$  Le Choix **4HA12**

**III.4.5- Vérification de l'effort tranchant :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u < \tau$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{44.03 \times 10^{-3}}{1 \times 0.162} = 0.27 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \min \left( 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_\beta}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = 0.27 \text{ Mpa} < \tau = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**III.4.6- Vérification a l'ELS :**

➤ **Vérification la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- ; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y; \quad \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$y = \frac{15 A_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(d A_s)}{7.5(A_s)^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 4.52}{100} \left[ \sqrt{1 + \frac{100(16.2 \times 4.52)}{7.5(4.52)^2}} - 1 \right]$$

$$y = 4.69 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2] = \frac{100 \times 3.1^3}{3} + 15 [4.52 (16.2 - 3.1)^2]$$

$$I = 12628.19 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification la contrainte dans l'acier :**

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

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s \leq f_e \dots\dots\dots \text{car la fissuration peu préjudiciable, Donc : } \sigma_s = 400 \text{ MPa.}$$

III.4.7- Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{0.17}{3.8} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{c v}$$

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{4.52 \times 10^{-4}}{1 \times 0.162} = 0.0027 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{0.17}{3.8} = 0.04 < \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots \text{cv}$$

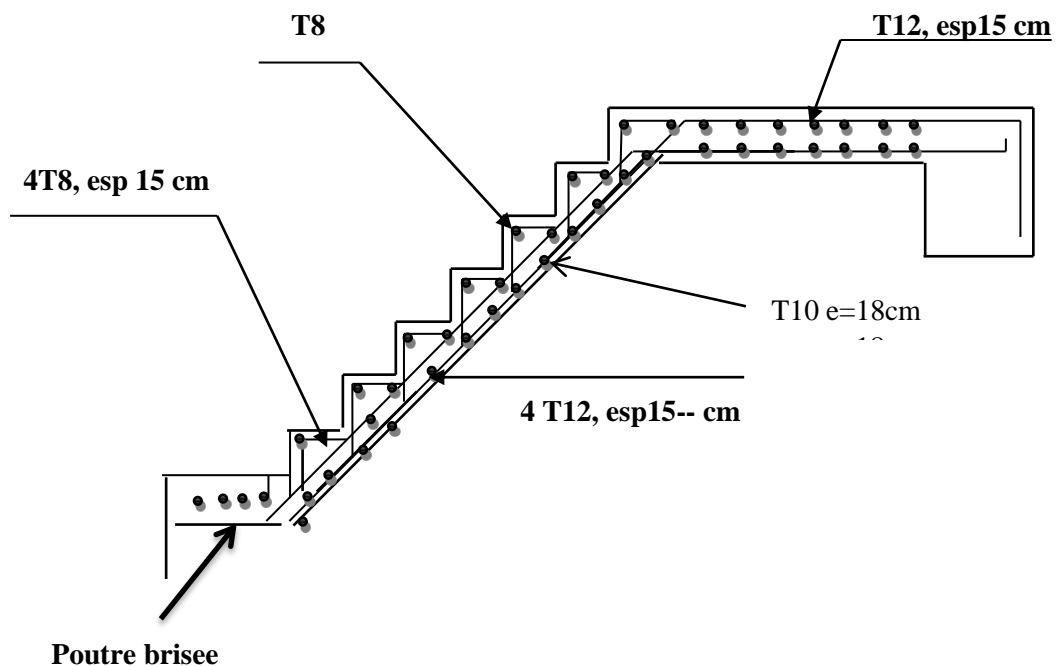


Figure III.12 : Ferrailage d’escalier

III.5. Etude de l’acrotère :

L’acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l’infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l’accrochage du matériel des travaux d’entretiens des bâtiments.

L’acrotère est considéré comme une console, encastree dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l’effort (F p ) et une charge horizontale

(Q) due à la main courante.

III.5.1 hypothèses de calcul :

- ❖ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ❖ la fissuration est considéré préjudiciable.
- ❖ l'acrotère sera calculé en flexion composée.

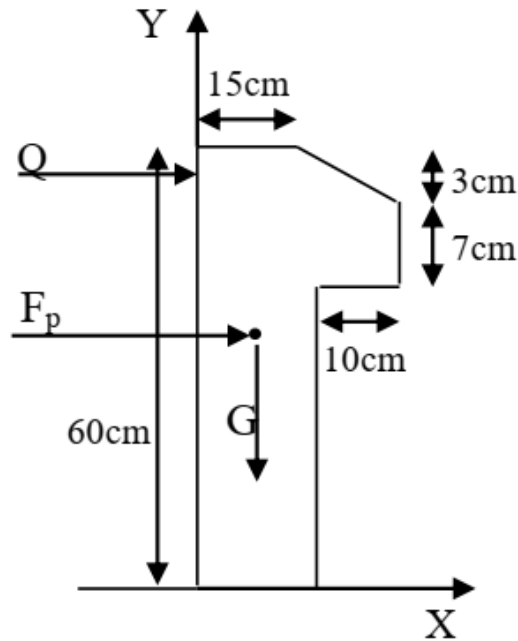


Fig. III.13.Coupe transversale de l'acrotère.

III.5.2 Evaluation des charges et surcharges :

$$S_{acr} = 60 \times 15 + 7 \times 10 + 3 \times 10 / 2$$

$$S_{acr} = 0.0985 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0.0985 = 2.4625 \text{ KN/ml.}$$

La charge d'exploitation  $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

$S$  : surface de la section droite de l'acrotère.

$G$  : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

**III.5.2.1. Charge verticale :**

**Tableau III.10. Charge permanente revenant à l'acrotère :**

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	15	0.0985	2.4625	0.16	2.6225	1.00

**III.5.2.2 : Charge horizontale (Charge sismique) :**

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4.1)**

C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

W<sub>p</sub> : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (BOUMERDES).

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \\ W_p = 2.6225 \frac{\text{KN}}{\text{M}} l \end{cases}$$

$$\text{Donc : } FP = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.6225 \Rightarrow FP = 1.2588 \text{ KN}$$

**III.5.3 : Calcul des sollicitations :**

**Calcul du centre de gravité :**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.213 \text{ m} \\ Y_G = 0.284 \text{ m} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.6225 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 = 1.6 \text{ KN.m} \\ M_{FP} = F_P \times Y_g \Rightarrow M_{FP} = 1.1.2588 \times 0.284 = 0.3575 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.11. Combinaisons d'action de l'acrotère.

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.6225	3.54	2.6225
M (KN.m)	0.9575	<b>0.90</b>	<b>0.6</b>

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9575}{2.6225} = 0.36511 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.15}{6} = 0.025$$

$e_0 > \frac{h}{6} \rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et Nu est un effort de compression dans la section est partiellement comprimée.

Le calcul de fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment  $M_{ua} = N_u \times e$

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ( $e = Mu/Nu$ ) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

$e_0$ : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

$e_a$ : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$ : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max ( 2 \text{ cm} . L/250)$$

L : portée de l'élément = 60 cm

$$e_a = \max ( 2 \text{ cm} . 60/250) = 2 \text{ cm} \dots \dots \dots [2]$$

$$e_2: \frac{3lf^3}{10^4 \times h} (2 - \alpha\phi) \dots \dots \dots (\text{Art A. 4.3.5})$$

$\phi$  = Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$\alpha = \frac{0}{0+0.8} = 0 \dots \dots \dots (\text{RPA Article A.4.3.5})$$

$l_f$  = Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 1.2 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^3 \times 2}{1000 \times 0.15} = 0.00576 \text{ m}$$

$$e = 0.365 + 0.02 + 0.00576 = 0.390 \text{ m}$$

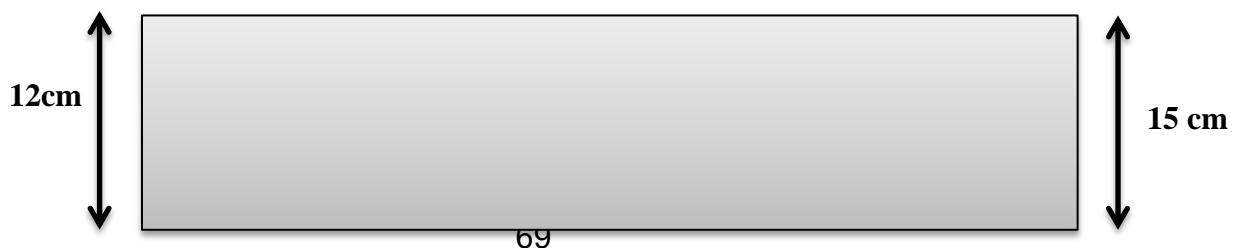
Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3.54 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.54 \times 0.39 = 1.380 \text{ KN.m}$$

**III.5.5 : Ferrailage de l'acrotère :**

à l'ELU :



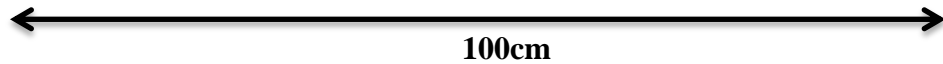


Fig. III.14. Section à ferrailer.

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_0$  La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion

simple

sous l'effet d'un moment fictif  $M_F$  rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_U + N_U \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1.380 + 3.54 \left( 0.12 - \frac{0.15}{2} \right) = 15393 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.00627) < (\mu = 0.3916) \Rightarrow A'$$

=0

$$\alpha = 1.25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = \alpha = 0.081 \quad z = 0.116 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{0.116 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.38 \text{ cm}$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.38 \times 10^{-4} - \frac{3.54 \times 10^{-3}}{348} \rightarrow A_s = 0.27 \text{ cm}$$

à l'ELU :

• La condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2$$

donc ....  $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Schéma de ferrailage de l'acrotère.

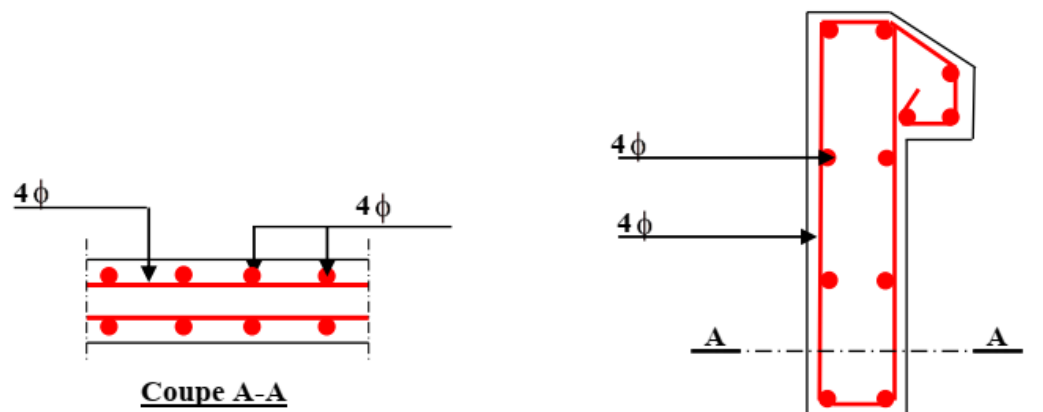


Fig. III.15. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).

# **CHAPITRE IV**

## **ETUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE**

### IV-1-Introduction :

Les tremblements de terre ont représenté depuis toujours un de plus graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale est imprévue, la violence des forces mises en jeu et l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Le séisme est un phénomène qui se produit à partir du frottement entre les plaques tectoniques, un déplacement de ces dernières engendre des efforts sismiques qui imposent aux constructions des accélérations pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur, alors un effort sismique est un effort dynamique (varie en fonction du temps).

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien [RPA99 version2003].

### IV-2 Choix de la méthode de calcul :

Pour estimer la force sismique, le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) propose trois méthodes différentes de calcul :

- a. La méthode statique équivalente.
- b. La méthode d'analyse modale spectrale.
- c. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### a. **Méthode statique équivalente (MSE) :**

##### **1. Conditions d'application.**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99 version2003. Notre bâtiment satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, donc la méthode peut être utilisée.

##### **2. Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

##### **3. Modélisation :**

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

##### **4. Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule (art4.2.3 du RPA99/V2003) :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

**A** : Coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 du RPA99/V2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone III + groupe d'usage 2  $\Rightarrow$  **A=0.25**

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen, dépend de la catégorie du site, du facteur d'amortissement et de la période T. (art4.2.3, formule 4.2 du RPA99/V2003).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 < T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

$T_2$ : Période caractéristique associée à la catégorie du site (art 4.3.3, tab 4.7 du RPA99/V2003).  
Site 3  $\Rightarrow T_2 = 0.50$  s

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

$\xi$ : Pourcentage d'amortissement critique (art 4.2.3, tab 4.2 du RPA99/V2003). Quand  $\xi=5\%$  on a  $\eta=1$ ) Portiques - béton armé :  $\xi=7$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.882 \geq 0.7$$

$T$ : Période fondamentale de la structure (art 4.2.4, du RPA99/V2003).

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$h_N$ : hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$h_N = 18.36$  m

$C_T$ : coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage est donné par (tab 4.6 du RPA99/V2003)

$C_T = 0.05$  (cas n°4 : contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé)

$$T = 0.05 \times 18.36^{3/4} = 0.443 \text{ s}$$

Dans ce cas on peut également utiliser aussi la formule :  $T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$

<b>Sens (x-x)</b>	<b>Sens (y-y)</b>
$D_x = 29.65$ m	$D_y = 16.70$ m
$T_x = 0.09 h_N / \sqrt{29.65}$	$T_y = 0.09 h_N / \sqrt{16.70}$
$T_x = 0.252$ s	$T_y = 0.337$ s

Pour les 2 sens on a :  $0 \leq T \leq T_2$

$$\text{Donc : } D_x = 2.5\eta = 2.205 \text{ m}$$

$$D_y = 2.5\eta = 2.205 \text{ m}$$

**Q**: Facteur de qualité, il est en fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

$Pq$ : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité "q" est satisfait ou non. (Tab 4.4 du RPA99/V2003). Les critères de qualité q:

Critère (q)	Observé	Pq /x-x	Observé	Pq /y-y
1- C <sup>dt</sup> min sur les files de contreventements	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Oui	0.00	Oui	0.00
3- Régularité en plan	Oui	0.00	Oui	0.00
4- Régularité en élévation	Oui	0.00	Oui	0.00
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Non	0.10	Non	0.10

Tableau IV.1: Valeurs des pénalités Pq.

Donc :  $Q_x = Q_y = 1.20$

R : Coefficient de comportement de la structure, sa valeur dépend de système de contreventement (Tab 4.3 du RPA99/V2003).

⇒  $R=3.5$  (béton armé – voiles porteurs)

❖ **Poids total de la structure.**

W est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes  $W_{Qi}$  : la charge d'exploitation

$\beta$  : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA) Pour un bâtiment d'habitation ⇒  $\beta = 0.20$

Donc à chaque niveau :  $W_i = W_{Gi} + 0.20W_{Qi}$

Donc :  $W = \sum w_i = 20821.14 \text{ KN}$

$$V_x = \frac{0.25 \times 2.205 \times 1.20}{3.5} \times 20821.14 = 3935.195 \text{ KN}$$

$$V_x = 3935.195 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.25 \times 2.205 \times 1.20}{3.5} \times 20821.14 = 3935.195 \text{ KN}$$

$$V_y = 3935.195 \text{ KN}$$

**b. Méthode dynamique modale spectrale (MMS) :**

**1. Domaine d'application :**

Il s'agit de la méthode la plus utilisée pour le calcul des structures du fait de sa simplicité, elle est bien adaptée aux moyens de calcul des ingénieurs. Elle peut être utilisée dans tous les cas et en particulier lorsque la « méthode statique équivalente » n'est pas applicable (RPA 99/version 2003 art.4.1.2).

**2. Principe :**

A travers cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentés par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets seront par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

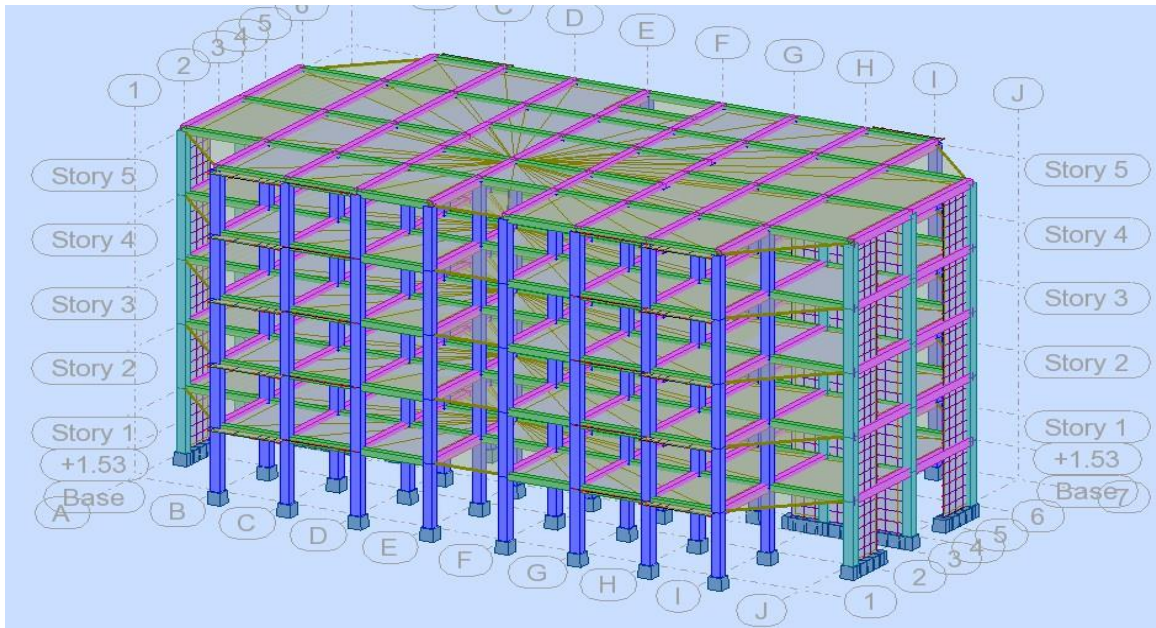
**3. Modélisation :**

Pour le calcul sismique selon la méthode spectrale le RPA propose 3 modélisations :

- Bâtiments **réguliers** comportant des planchers rigides : le modèle de calcul dans chaque direction est « la console à masses concentrées au niveau des centres de gravités des planchers » avec un seul DDL en translation horizontale dans chaque direction.
- Bâtiments **irréguliers** comportant des planchers rigides et exposés à la torsion : modèle de calcul tridimensionnel avec masses concentrées au centre de gravité des planchers avec

3DDL (2 translations+ 1 rotation)

- Bâtiments réguliers ou non comportant des planchers flexibles : modèle tridimensionnel avec plusieurs (DDL) par plancher.
- La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :



**Figure IV.1 : Vue structure 3D**

Suite à l'analyse de la structure initiale, plusieurs variantes ont été analysées pour pouvoir obtenir une structure ayant un système de contreventement optimal.

Nous présenterons dans ce qui suivra une (02) proposition.

On propose nouvelle disposition des voiles pour améliorer le comportement de la structure en particulier vis-à-vis de la torsion,

Le Système de contreventement se présente comme suit :

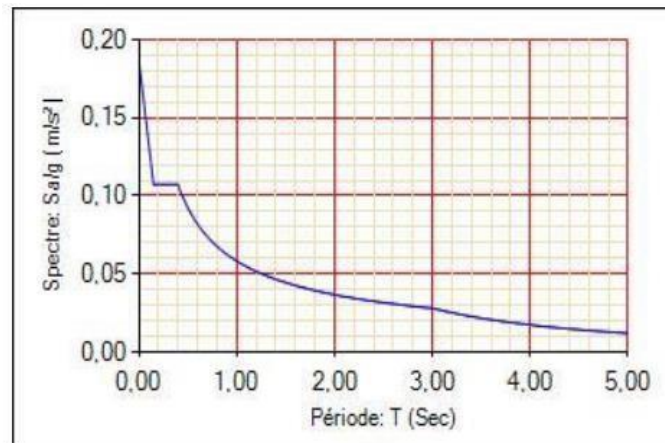
- 04 voiles transversaux (sens-y) de 20 cm.
- 04 voiles longitudinaux (sens-x) de 20 cm.

#### **4. Spectres de réponse :**

Les spectres de réponse sont des courbes préétablis fournissant les réponses maximales des oscillateurs simples de périodes  $T$  et de même coefficient d'amortissement. Les spectres de réponse peuvent être des spectres de déplacement, de vitesses ou des spectres d'accélération.

Le spectre de calcul du RPA est un spectre d'accélération ( $S_a/g$ ), il est défini par 4 fonction relatives à 4 intervalles (art 4.3.3, formule 4.13 du RPA99/V2003) :

$$\left(\frac{S_a}{g}\right) = \begin{cases} 1.25A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 < T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 < T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3s \end{cases}$$



**Figure IV.2 : Spectre de réponse**

Avec :

T : Période de vibration du mode considéré.

T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub> : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. η : Facteur de correction d'amortissement.

A : Coefficient d'accélération de zone.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement de la structure T<sub>1</sub> = 0.15s (Tableau 4.7

RPA99/version2003) T<sub>2</sub> = 0.50s

**Périodes et coefficients de participation modaux :**

**Tableau IV.2 : Périodes et facteurs de participation modaux (modélisation initial).**

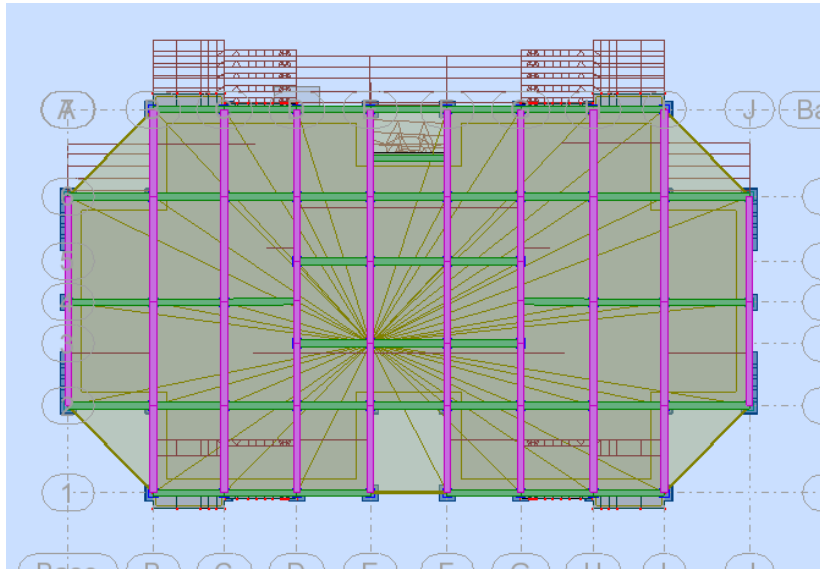
Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0.43	0.00	74.38	0.00	74.38	2082114.32	2082114.32
3/ 2	0.37	0.05	74.38	0.05	0.00	2082114.32	2082114.32
3/ 3	0.32	71.50	74.38	71.44	0.00	2082114.32	2082114.32
3/ 4	0.12	71.50	89.03	0.00	14.66	2082114.32	2082114.32
3/ 5	0.09	71.51	89.04	0.01	0.00	2082114.32	2082114.32
3/ 6	0.08	90.54	89.04	19.03	0.00	2082114.32	2082114.32
3/ 7	0.06	90.54	93.92	0.00	4.89	2082114.32	2082114.32
3/ 8	0.05	90.54	94.18	0.00	0.26	2082114.32	2082114.32
3/ 9	0.05	90.54	94.21	0.00	0.03	2082114.32	2082114.32

**Interprétation :**

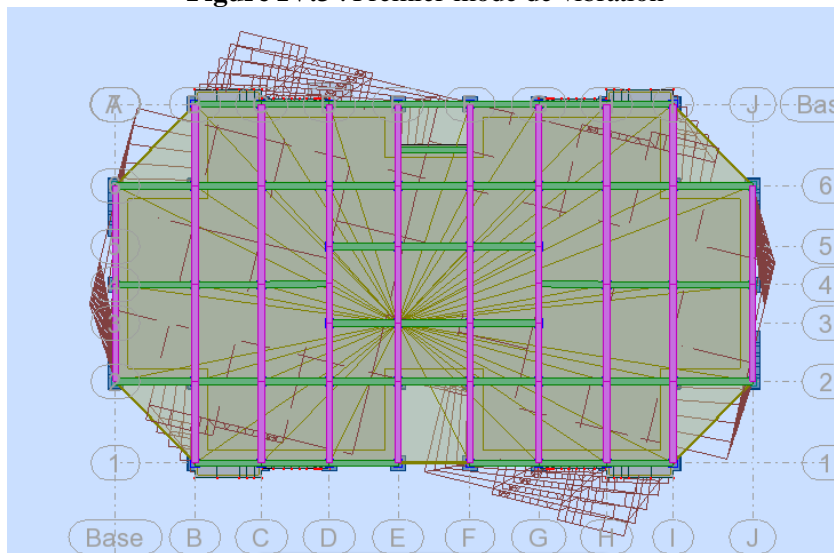
Le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

Le 1er mode est un mode de translation selon l'axe Y de 74.38 % Le 2ème mode est un mode de torsion pure

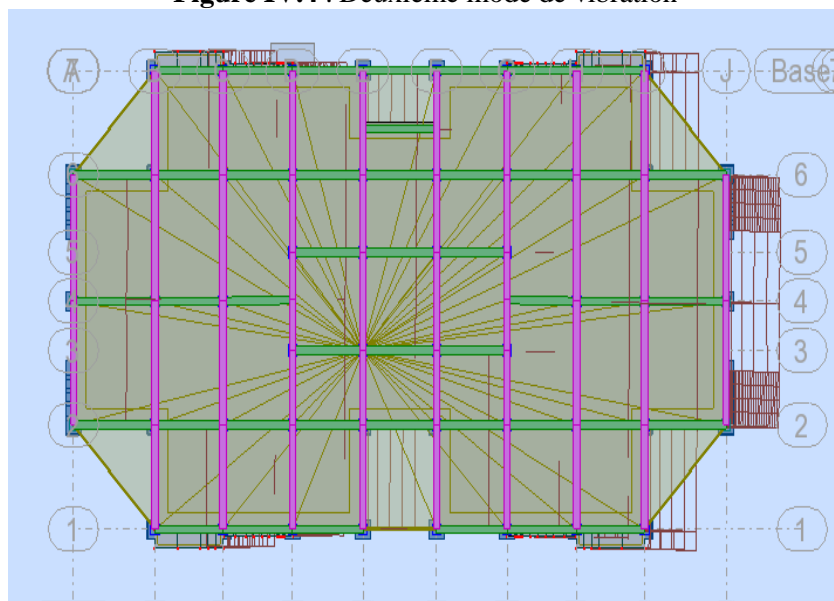
Le 3ème mode est un mode de translation selon l'axe X de 71.44 %



**Figure IV.3 : Premier mode de vibration**



**Figure IV.4 : Deuxième mode de vibration**



**Figure IV.5 : Troisième mode de vibration**

**Conclusion :**

Pour cette raison, on adopte cette conception structurale qui nous donne un meilleur

**Tableau**  
Efforts  
chaque

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Niveau	FX [kN]	FY [kN]
RDC	4403.49	5599.94
1	4155.22	5305.77
2	3623.33	4636.53
3	2874.83	3596.45
4	1777.62	2171.50

**IV.3:**  
tranchants à  
niveau

comportement de notre structure vis-à-vis du séisme.

**5. L'effort tranchant de niveau pour l'étage :**

Les résultats sont donnés dans les tableau pour les deux directions principales.

❖ **Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente**

• **Résultante des forces sismiques à la base Vt :**

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

Soit :  $V_t > 0.8 V$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont Comme suit :

- Effort tranchants sismique dans le sens X,  $V_t = 4403.49$  KN
- Effort tranchants sismique dans le sens Y,  $V_t = 5599.94$  KN

**Comparaison des deux méthodes :**

**Tableau IV.4 :** Vérification de la résultante sismique.

	$E_x$ (KN)	$E_y$ (KN)	$0.8 \times V_{\text{statique}} < V_{\text{dynamique}}$
$0.8 \times V_{\text{statique}}$	3184.156	3184.156	<u>Condition vérifiée</u>
$V_{\text{dynamique}}$	4403.49	5599.94	<u>Condition vérifiée</u>

**6. Calcul des déplacements :**

Selon **RPA99** Version **2003 art 5-10**, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur d'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit (Selon **RPA99** Version **2003 art 4-4-3**):

$$\delta_k = R \times \delta e_k$$

{ $\delta e_k$ } : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  R : Coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta k = \delta k - \delta_{k-1}$$

Ce dernier est limité :  $\Delta k < \bar{\Delta k} = 1\% h_{\text{etage}}$

**Sens x-x:**

**Tableau IV.5 :** Déplacements relatifs inter étage pour la direction (x-x)

Cas/Etage	UX [cm]	dr UX [cm]
4/ 1	0.361	0.361
4/ 2	1.024	0.662
4/ 3	1.835	0.811
4/ 4	2.693	0.858
4/ 5	3.530	0.837

**Sens y-y:**

**Tableau IV.6 :** Déplacements relatifs inter étage pour la direction (y-y)

Cas/Etage	UY [cm]	dr UY [cm]
5/ 1	0.893	0.893
5/ 2	2.554	1.660
5/ 3	4.394	1.840
5/ 4	6.111	1.717
5/ 5	7.588	1.477

**Vérification des déplacements:**

**Tableau IV.7 :** Déplacements relatifs inter étage pour les deux directions principales

Niveau	$\Delta_k x$ (cm)	$\Delta_k y$ (cm)	H étage (m)	$\bar{\Delta}_k$ (cm)	observation
RDC	0.361	0.893	3.06	3.06	<b>vérifiée</b>
1	0.662	1.660	3.06	3.06	<b>vérifiée</b>
2	0.811	1.840	3.06	3.06	<b>vérifiée</b>
3	0.858	1.717	3.06	3.06	<b>vérifiée</b>
4	0.837	1.477	3.06	3.06	<b>vérifiée</b>

**Conclusion :**

La condition :  $\Delta_k \leq 1\% \cdot h_e$  est vérifiée à tous les niveaux et dans les deux sens.

➤ **Vérification vis-vis de l'effet P-Δ : (Art5.9 RPA99/V2003)**

Les effets du 2ème ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Si :  $\theta_k < 0,10$ , les effets de 2eme ordre sont négligés.

PK : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau "k"

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

Vk : Effort tranchant d'étage au niveau "k"       $V_k = \sum F_i$

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.  $h_k$  : Hauteur de l'étage k.

Les résultats obtenus sont présentés dans les tableaux suivants :

❖ Sens x-x:

**Tableau IV.8 :** Vérification de l'effet P-Delta sens longitudinal

Niveau	Pk (kN)	$\Delta_k x$ (cm)	$V_{kx}$ (kN)	$h_k$ (m)	$\theta_{kx} \leq 0.1$	observation
<b>RDC</b>	4009.29	0.361	4403.49	3.06	0.00108	<b>vérifié</b>
<b>1</b>	7904.44	0.662	4155.22	3.06	0.00421	<b>vérifié</b>
<b>2</b>	11793.60	0.811	3623.33	3.06	0.00888	<b>vérifié</b>
<b>3</b>	15639.30	0.858	2874.83	3.06	0.01579	<b>vérifié</b>
<b>4</b>	19546.24	0.837	1777.62	3.06	0.03204	<b>vérifié</b>

❖ Sens y-y :

**Tableau IV.9:** Vérification de l'effet P-Delta sens transversal

Niveau	Pk (KN)	$\Delta_k y$ (cm)	$V_{ky}$ (KN)	$h_k$ (m)	$\theta_{ky} \leq 0.1$	observation
<b>RDC</b>	4009.29	0.893	5599.94	3.06	0.00211	<b>vérifié</b>
<b>1</b>	7904.44	1.660	5305.77	3.06	0.00828	<b>vérifié</b>
<b>2</b>	11793.60	1.840	4636.53	3.06	0.01575	<b>vérifié</b>
<b>3</b>	15639.30	1.717	3596.45	3.06	0.02526	<b>vérifié</b>
<b>4</b>	19546.24	1.477	2171.50	3.06	0.04628	<b>vérifié</b>

On constate que  $\theta_{kx}$  et  $\theta_{ky}$  sont à 0.1 inférieur

Donc : l'effet P- Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

➤ **Vérification du critère de l'effort normal réduit :**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30 \dots\dots\dots [1]$$

Avec :

**Bc** : section de poteau.

**Nd** : effort normal.

**Fc28** : résistance caractéristique du béton a 28 jours. Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.10:** Choix des poteaux carrés avec vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Nd(KN)	a*a(cm <sup>2</sup> )	v	observation
<b>RDC .....4<sup>ème</sup> étage</b>	803.99	40*40	0.20	<b>vérifié</b>

**Conclusion :**

L'étude sismique on peut dire que la structure répond aux normes en vigueur notamment l stabilité dynamique, pour cela elle est conçue et calculés de tel façon supporte et résister aux aux efforts amplifiés due au éventuel séisme majeur.

# **CHAPITRE V**

**Ferraillage des éléments**

**porteurs**

**V-1 Introduction:**

Le béton résiste mal à la traction pour cela la mise en place des armatures en aciers est jugée obligatoire pour assurer la stabilité locale des éléments de la structure. L'objectif de ce chapitre est de calculer le ferrailage des éléments structuraux. On se base sur les sollicitations les plus défavorables déterminées lors des chapitres précédents, et sur les dispositions constructives recommandées dans les règles de calcul et d'exécution.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

Les valeurs des différents coefficients utilisés dans les calculs sont reprises dans le tableau suivant :

Coefficients	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$f_{c28}(MPa)$	$f_e(MPa)$	$f_{bu}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
<b>SDT</b>	1,5	1,15	25	400	14,17	347,83
<b>SA</b>	1,15	1				400

**V-2 Ferrailage des poutres :**

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries, sollicités par un moment fléchissant et un effort tranchant. Le calcul sera donc effectué en flexion simple en prenant en compte une fissuration peu préjudiciable (FPP). Cela est dû au fait que les éléments sont à l'intérieur du bâtiment (environnement non agressif).

Le ferrailage des poutres et des poteaux sera effectué selon le règlement **CBA93** et en respectant les prescriptions du **RPA99** versions **2003**.

**1. Ferrailage longitudinal :**

**a) Selon CBA 93 :**

Condition non fragilité  $A_{CNF} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$

**b) Selon RPA99ver2003 (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 section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

$$\begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

La longueur minimale de recouvrement est de :  $50\varnothing$  en zone III

L'organigramme ci après représente le calcul d'une section rectangulaire (b\*h) en flexion simple :

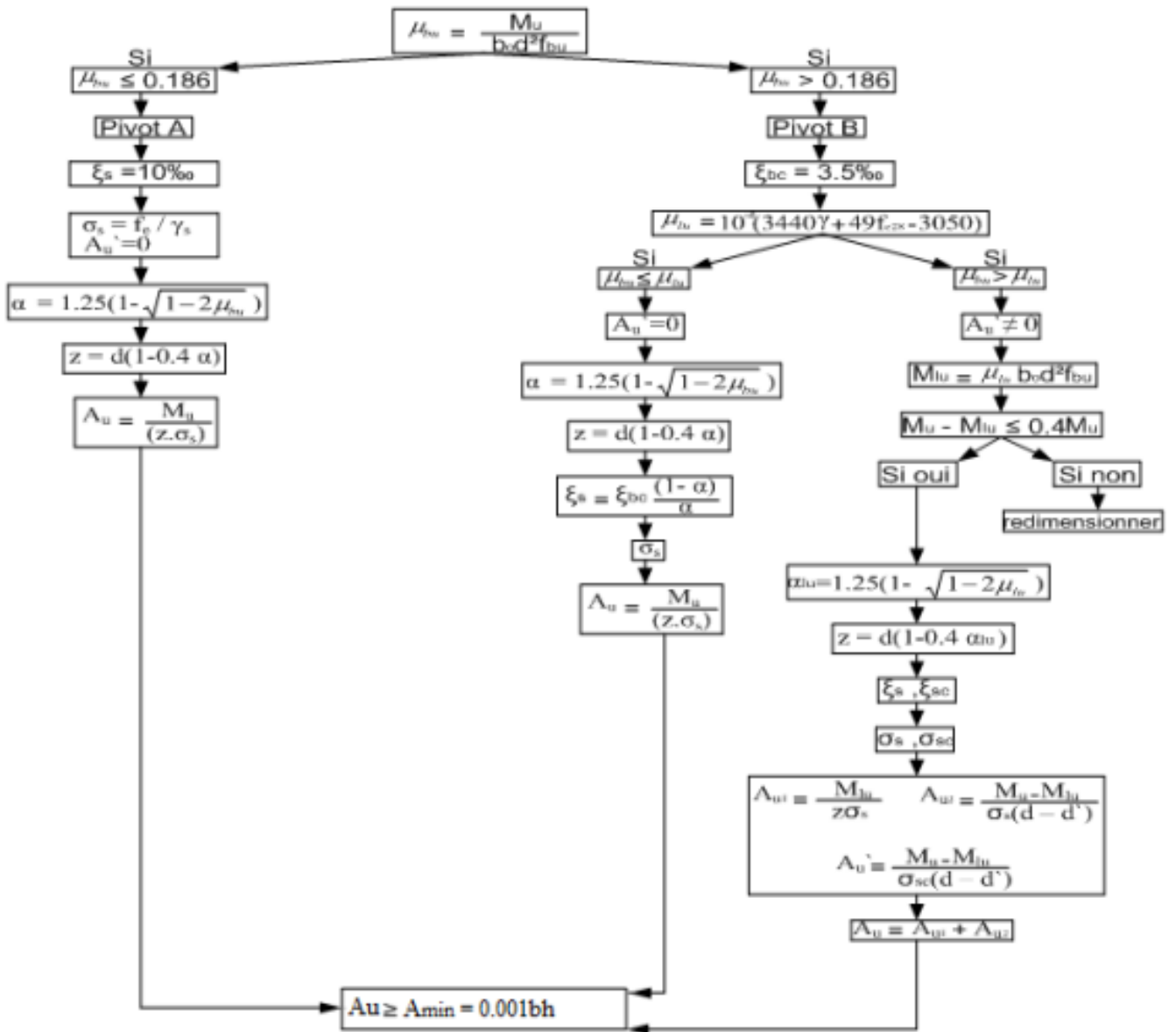


Figure V.1 : Organigramme de calcul en flexion simple.

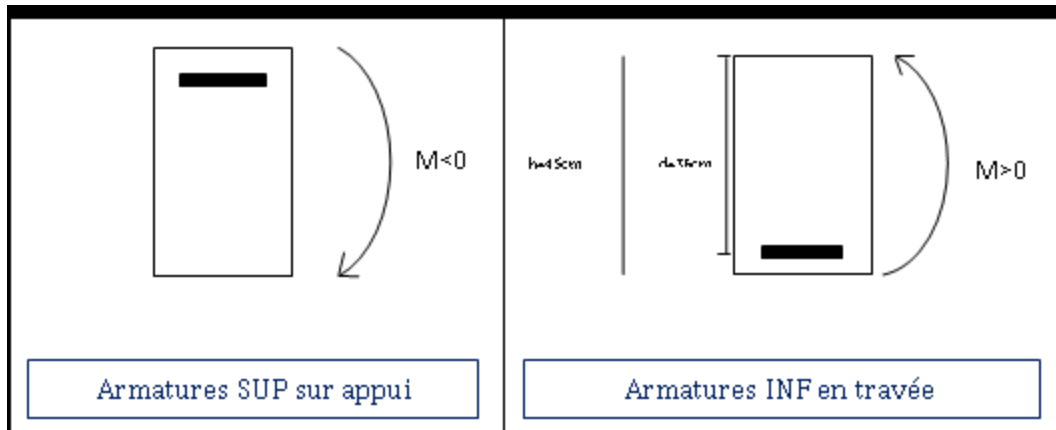


Figure V.2 : Disposition des armatures sur appuis et en travée.

Les efforts obtenus par logiciel Robot Structural Analysais 2014 :

❖ **Poutre Principale**

**Données :**

$$b_0 = 0.30\text{m}; h = 0.40\text{m}; d = 0.36\text{m};$$

❖ **Armatures supérieures sur appuis :**

$$M_{\text{appuis}} = -83.21\text{kN.m}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{\text{bu}}} = \frac{83.21 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0.36^2 \times 14.17} = 0,054 > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B}$$

$$\mu_{\text{lu}} = 10^{-4}(3440\gamma + 49fc28 - 3050); \text{ avec } \gamma = \frac{Mu}{Mser} = 1.368$$

$$\mu_{\text{lu}} = 0.288 > \mu_{\text{bu}} = 0.054 \quad \text{donc } A's = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{\text{bu}}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,054}) = 0.069$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.36 \times (1 - 0.4 \times 0.069) = 350 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{83.21 \times 10^{-3}}{0,350 \times 347.83} = 6.83\text{cm}^2$$

❖ **Armatures inférieurs en travée :**

$$M_{\text{travée}} = 37.32\text{kN.m}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{\text{bu}}} = \frac{37.32 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0.36^2 \times 14,17} = 0,024 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{donc } A's = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{\text{bu}}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,024}) = 0.030$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.36 \times (1 - 0.4 \times 0.030) = 355.62\text{mm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{37.32 \times 10^{-3}}{0,3556 \times 347.83} = 3.01\text{cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{CNF}} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

❖ **Pourcentage maximum (selon RPA) :**

$$0,5\% \times b \times h = 0,5\% \times 0,3 \times 0,40 = 6.00 \text{ cm}^2$$

❖ **Pourcentage minimum (selon RPA) :**

$$\text{En zone courante : } 0,4\% \times b \times h = 0,4\% \times 0,3 \times 0,40 = 4.8\text{cm}^2$$

$$\text{En zone recouvrement : } 0,6\% \times b \times h = 0,6\% \times 0,3 \times 0,40 = 7.2\text{cm}^2$$

❖ **Ferrailage adopté :**

**En appuis :**  $A_{\text{adop}} = \max(A_u; A_{\text{cnf}}; A_{\text{Rpa}}) = \max(6.83; 1,30; 6) = 6.83 \text{ cm}^2$  On adopte 3T14+2T14 chap

**En travée :**  $A_{\text{adop}} = \max(A_u; A_{\text{cnf}}; A_{\text{Rpa}}) = \max(3.01; 1,30; 6) = 6.00 \text{ cm}^2$  On adopte 3T14+2T12 chap

❖ **Poutre Secondaire**

**Données :**

$$b_0 = 0.30\text{m}; h = 0.30\text{m}; d = 0.27\text{m};$$

❖ **Armatures supérieures sur appuis :**

$$M_{\text{appuis}} = -28.07 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{\text{bu}}} = \frac{28.07 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0.27 \times 14.17} = 0,024 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{donc } A's = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{\text{bu}}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,024}) = 0.031$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.27 \times (1 - 0.4 \times 0.031) = 266.65 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{28.07 \times 10^{-3}}{0,266 \times 347.83} = 3.03 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures inférieurs en travée :**

$$M_{\text{travée}} = 29.44 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{\text{bu}}} = \frac{29.44 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0.27^2 \times 14,17} = 0,095 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{donc } A's = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{\text{bu}}}) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,095}\right) = 0.125$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.27 \times (1 - 0.4 \times 0.125) = 256.5 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{29.44 \times 10^{-3}}{0,256 \times 347.83} = 3.30 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{CNF}} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,3 \times 0,27 \times \frac{2,1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

❖ **Pourcentage maximum (selon RPA) :**

$$0,5\% \times b \times h = 0,5\% \times 0,3 \times 0,3 = 4.5 \text{ cm}^2$$

❖ **Pourcentage minimum (selon RPA) :**

$$\text{En zone courante : } 0,4\% \times b \times h = 0,4\% \times 0,3 \times 0,3 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone recouvrement : } 0,6\% \times b \times h = 0,6\% \times 0,3 \times 0,3 = 5.4 \text{ cm}^2$$

❖ **Ferrailage adopté :**

**En appuis :**  $A_{\text{adop}} = \max(A_u; A_{\text{cnf}}; A_{\text{Rpa}}) = \max(3.03; 0.97; 4.5) = 4.5 \text{ cm}^2$  On adopte **3T14**

**En travée :**  $A_{\text{adop}} = \max(A_u; A_{\text{cnf}}; A_{\text{Rpa}}) = \max(3.30; 0.97; 4.5) = 4.5 \text{ cm}^2$  On adopte **3T14**

**2. Ferrailage transversal :**

**a) Vérification les contraintes tangentielles :**

Conformément au **C.B.A 93 (art A.5.1.3)**, la contrainte tangente maximale d'une poutre, dans le cas d'armatures transversales droites, doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{u \max} = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d} = \frac{96.85 \times 10^3}{300 \times 400} = 0.807 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) = 3.33 \text{ MPA}$$

**b) Choix d'armatures :**

Le diamètre des armatures transversales d'une poutre est régi par la disposition suivante :

$$\emptyset_t \leq \min\left(\emptyset_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \emptyset_t \leq \min(14 \text{ mm}; 11.42 \text{ mm}; 30 \text{ mm}) = 11.42 \text{ mm} \Rightarrow \emptyset_t = 8 \text{ mm}$$

Ce qui donne pour un cadre et un étrier de 4T8  $\Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

C-Détermination des espacements :

L'espacement  $S_t$  d'armatures transversales est déterminé par la plus restrictive des conditions suivantes :

**c) Écartement maximal admissible:**

❖ **C.B.A 93 (art A.5.1.2.2.) :**

L'écartement entre deux cours successifs d'armatures transversales doit vérifier :

$$S_t \leq \bar{S}_t = \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 36.00 \text{ cm}$$

❖ **Justification vis-à-vis de l'ELU :**

Selon CBA93 : L'écartement  $S_t$  doit satisfaire à la vérification suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})}$$

Avec :

$K=1$  pas de reprise de bétonnage

On dispose d'un cadre et d'un étrier de 4T8  $\Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow S_t \leq 106.378 \text{ cm}$

❖ **Selon RPA99(VERSION2003) :**

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En zone nodale } S_t < \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_1; 30\right) \Rightarrow S_t < \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.6; 30 \text{ cm}\right) \Rightarrow S_t < 10 \text{ cm} \\ \text{En zone courante } S_t < \frac{h}{2} \Rightarrow S_t < 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On adopte pour :  $\begin{cases} S_t = 10 \text{ cm} & \text{en zone nodale} \\ S_t = 15 \text{ cm} & \text{en zone courante} \end{cases}$

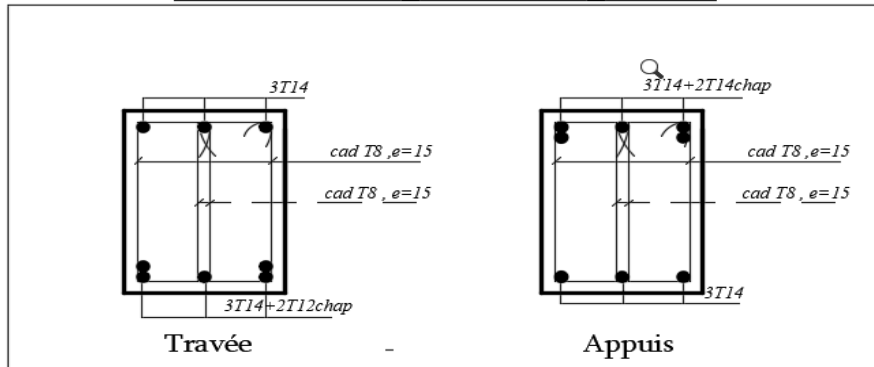
**d) Armatures transversals :**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S \times b$

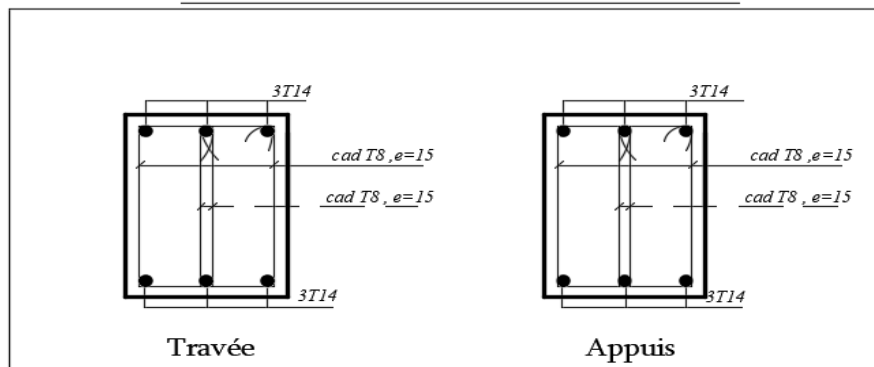
$$\begin{cases} S_t = 10\text{cm} & \text{en zone nodale } A_{t\min} = 1.2\text{cm}^2 < 2.01\text{cm}^2 \\ S_t = 15\text{cm} & \text{en zone courante } A_{t\min} = 1,8\text{cm}^2 < 2.01\text{cm}^2 \end{cases}$$

**3. Croquis de ferrailage :**

**Poutre principale**



**Poutre secondaire**



**Figure V.3. :** Schéma du ferrailage des poutres

**V-3 Ferrailage des poteaux:**

Un poteau est un élément qui assure la transmission verticale des charges d'une structure soit à un autre élément porteur soit à une fondation.

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, qui sont dus à (G), et (Q), ainsi que des efforts tranchants. (Dans notre cas MQ et MG sont négligés).

Leur ferrailage longitudinal se fera en compression centrée avec une fissuration peu préjudiciable (calcul à l'ELU). Les armatures seront déterminées sous l'effort normal :

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

Il est recommandé de calculer le ferrailage du poteau intérieur, considéré comme le plus sollicité et de généraliser le ferrailage trouvé pour ceux d'angle et de rive.

**1. Ferrailage longitudinal :**

Selon l'article 7.4.2.1 du RPA99 (version 2003), les armateurs longitudinaux doivent être à haute adhérence droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de 0.9% b.h (zone III).
- Leur pourcentage maximal sera de 3% b.h en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est :  $\varphi_{min}=12 \text{ mm}$
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \varphi$  (zone III)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser
- 20 cm (zone III).

**2. Compression centrée :**

En compression centrée le calcul est conduit à l'ELU seulement, le raccourcissement du béton sous compression centrée est limité à 2% (**pivot C**)  $\Rightarrow$  Le ferrailage sera effectué uniquement sous le couple ( $N_{max}; M_{corr}$ ) obtenu par la combinaison :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

Zone	Dimensions des poteaux	Nu(KN)	Mcorr(KN.m)	e=M/N	h/6	e<h/6
I	40x40	803.99	15.57	0,0196	0,066	Vérifie

Alors le calcul sera effectué en compression centrée

**a) Vérification au flambement :**

Si  $\lambda = \frac{l_f \times \sqrt{12}}{a} < 50 \Rightarrow$  pas de flambement

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

**b) Section réduit de béton :**

$$B_r = (a - 0.02)^2$$

**c) Section d'armature :**

$$A_s = \frac{1}{f_e/\gamma_s} \left[ \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right]$$

**d) Armatures minimales (CBA93) :**

$$A_{min} = \max \left( 4U, \frac{B}{1000} \right)$$

$B=b_0.h$  (en centimètre).

$U= (b_0+h).2$  (en mètre).

**e) Ferrailage minimal selon RPA :**

$$A_{RPA}=0,9\% b.h$$

**f) Ferrailage max selon RPA :**

$A_{RPA}=3\% b.h$  en zone courante

$A_{RPA}=6\% b.h$  en zone recouvrement

**g) Ferrailage adopté :**

Les efforts obtenus par **Robot Structural Analysais 2014 :**

$$A_{adopté} = \max(A_s; A_{RPA}; A_{min})$$

Zone	he(m)	b×h	Nu(KN)	L <sub>f</sub> (m)	λ	λ<50	α	Br(m <sup>2</sup> )	As(cm <sup>2</sup> )
------	-------	-----	--------	--------------------	---	------	---	---------------------	----------------------

<b>I</b>	3,06	40×40	803.99	2,142	18.55	Vérifié	0.804	0.1444	<b>6.40</b>
----------	------	-------	--------	-------	-------	---------	-------	--------	-------------

**Tableau V.1** : Armatures à compression centrée

**Tableau V.2** : Ferrailage longitudinal du poteau

Zone	A <sub>Scalculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>minCBA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>minRPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
<b>I</b>	6.40	6,4	14.4	14.4	<b>8T14</b>

### 3. Armatures transversals:

Selon le l'Art 7.4.2.2 de RPA99 (version2003) :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

$V_u$  : Est l'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : La hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égale à

$$\begin{cases} 2.5 & \text{si l'elancement géométrique } \lambda_g \text{ est } \geq 5 \\ 3.75 & < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$S_t$  : Est l'espacement des armatures transversales, la valeur maximum est donné comme suit :

- Dans la zone nodale :  $S_t \leq 10\text{cm}$  (zone I)
- Dans la zone courante :  $S_t \leq \min(b_1/2, \frac{h_1}{2}, 10 \times \emptyset_1)$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot S_t}{h_1 \cdot f_e}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10 \emptyset_t \Rightarrow 8\text{cm}$ .

La longueur de la zone nodale doit être calculée comme suit :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; 60\text{cm}\right) \Rightarrow \text{En le zone} \Rightarrow \mathbf{h' = 60\text{cm}}$$

**Tableau V.3** : Armatures transversales du poteau

Zone	Vu(KN)	h1(m)	$\lambda_g$	$\rho_a$	zone nodale		zone courante	
					St(cm)	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	St (cm)	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>I</b>	22.85	0,4	5,355	2,5	10	3.57	15	5.53

4. Croquis de ferrailage :

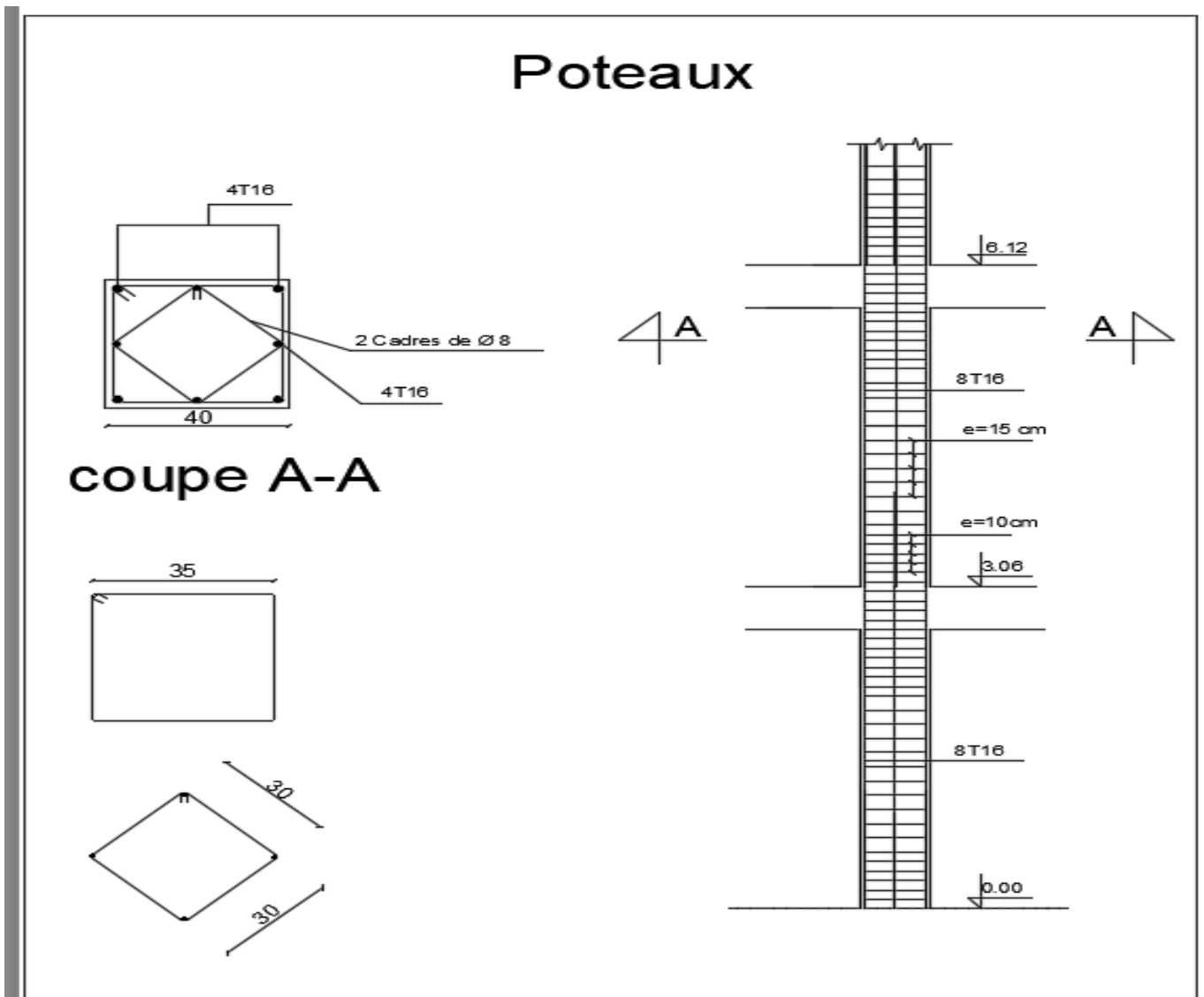


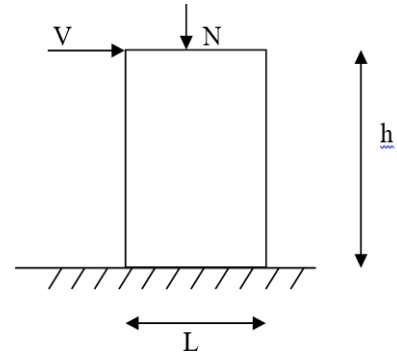
Figure V.4. : Schéma du ferrailage des poteaux

V-4 Ferrailage des voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux : charges permanentes (G) et charges d'exploitation(Q), ainsi qu'à des forces horizontales (E), dues aux séismes.

**1. Sollicitation :**

Ils seront calculés en flexion composé et en compression centrée et nécessiteront une disposition du ferrailage suivante :



- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Aciers transversaux.

On se base dans nos calculs sur les règles du **B.A.E.L.91**, et les recommandations du **RPA99/Ver2003**.

Le ferrailage sera fait en fissuration peu nuisible.

La section en flexion composée peut être :

- Partiellement comprimée « SPC ».
- Entièrement comprimée « SEC ».
- Entièrement tendue « SET ».

Les vérifications seront faites selon les recommandations du RPA 2003.

**2. Aciers verticaux :**

$$e_1 = e_a + e_0$$

$$e_0 = \frac{M_{corr}}{N_u}$$

$$e_a = \max(2\text{cm}; 1/250)$$

La vérification au flambement doit être effectuée puisque l'effort normal est un effort de compression ( $N > 0$ ) ;  $\frac{LF}{h} \leq \max(15 ; 20 e1/h)$

$e_0$ : l'excentricité de l'effort normal N par rapport au centre de gravité de la section.

$e_a$ : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

L : hauteur d'étage.

Une excentricité  $e_2$  est à calculer :

$$e_2 = \left( \frac{3 \times l_f^3}{10^4 \times h} \right) (2 + \alpha \times \theta)$$

Avec :  $l_f = 0,7.L$

h: hauteur de la section considérée (longueur du voile).

$\phi$ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée; ce rapport est généralement pris égale à 2.

$A_{sf_c}$ : sur la zone tendue de la section de hauteur ( $h_t = h - \alpha.d$ )

### 3. Aciers horizontaux :

- Le ferrailage vertical sera déposé de telle sorte qu'il reprend les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions données par le « **RPA 99/ver2003 art 7- 7-4-1** » décrites ci-dessous : L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armateurs dont le pourcentage minimal est de **0.2%** de la section horizontal du béton tendue.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **L/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15cm**.

### 4. Ferrailage horizontal :

D'après l'article « **7-7-4-2 du RPA 99/version2003** », les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10  $\phi$ .

La détermination des armatures horizontales est comme suit :  $A_h = 0.15\% b * h$

### 5. Contrainte limite de cisaillement :

Selon l'art 7.7.2 du RPA99 version 2003 et l'article A.5.1.3 du C.B.A 93 ; la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\text{CBA 93: } \tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2.f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

$$\text{RPA99 : } \tau_u = \frac{1,4.V_u}{b_0.d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2.f_{c28}$$

Avec ;  $d = 0.9h$

### 6. Calcul des armatures transversales :

La détermination des armatures transversales reprenant l'effort tranchant se fait par l'inégalité suivante :

$$\text{Selon le CBA99 (art 5.1.2.3) on a : } \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3k f_{t28})}{0,9 f_e (\cos \alpha + \sin \beta)}$$

$K=1$  (pas de reprise de bétonnage).

### 7. Pourcentage minimum d'armatures:

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donnée par le RPA99/ ver 2003 (art7.7.4.3) et leBAEL91 comme suit :

- Globalement dans la section du voile :  $\geq 0.15\% b_0 * h$
- En zone courante :  $A_c \geq 0.1\% b_0 h$
- Section totale d'armatures verticales de la zone tendue  $A_t \geq 0.2\% b_0 h_t$

Avec :  $h_t$ : Hauteur de la zone tendue:  $h_t = h - \alpha d$

- Condition de non fragilité :  $A_{cnf} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e}$

### 8. Dispositions constructives :

Les dispositions constructives réglementaires relatives au choix et à la mise en place des armatures des voiles sont contenues dans l'article 7.7.4.1 et 7.7.4.3 du RPA99/Ver 2003 et sont données comme suit

- L'espacement "S" des barres horizontales et verticales doit être :  $S \leq \min (1,5a ; 30 )$   
Avec: a = épaisseur du voile.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm.
- Les deux nappes d'armatures verticales et horizontales doivent être reliées avec au moins 4 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.
- La longueur de recouvrement doit être égale à :
  - $40.\varnothing$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - $20.\varnothing$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

### 9. Compression centrée :

Le calcul en compression s'effectue de la manière suivante :

#### a) Verification du flambement :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

$l_f$ : Longueur de flambement  $l_f = 0,7 L_0$

$$a = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

#### b) Calcul de la section d'armatures :

La section d'armatures répartie sur la totalité de la section est donnée par la formule :

$$A_s = \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left( \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot x_{f_{c28}}}{0.9 \gamma_b} \right) \text{ Avec : } B_r = (h - 0,02) \cdot (e - 0,02)$$

On vérifie que :  $A_{smin} \leq A_s \leq A_{smax}$

$$\text{Tel que : } A_{max} = \frac{5 \cdot xB}{100} \quad \text{et} \quad A_{min} = \max \left( 4u ; \frac{0.2 \cdot xB}{100} \right)$$

Avec :  $U = (b_0 + d) \cdot 2(m)$

$$B = b_0 \times d \quad (cm^2)$$

L'organigramme suivant montre le cheminement de calcul pour la flexion composée :

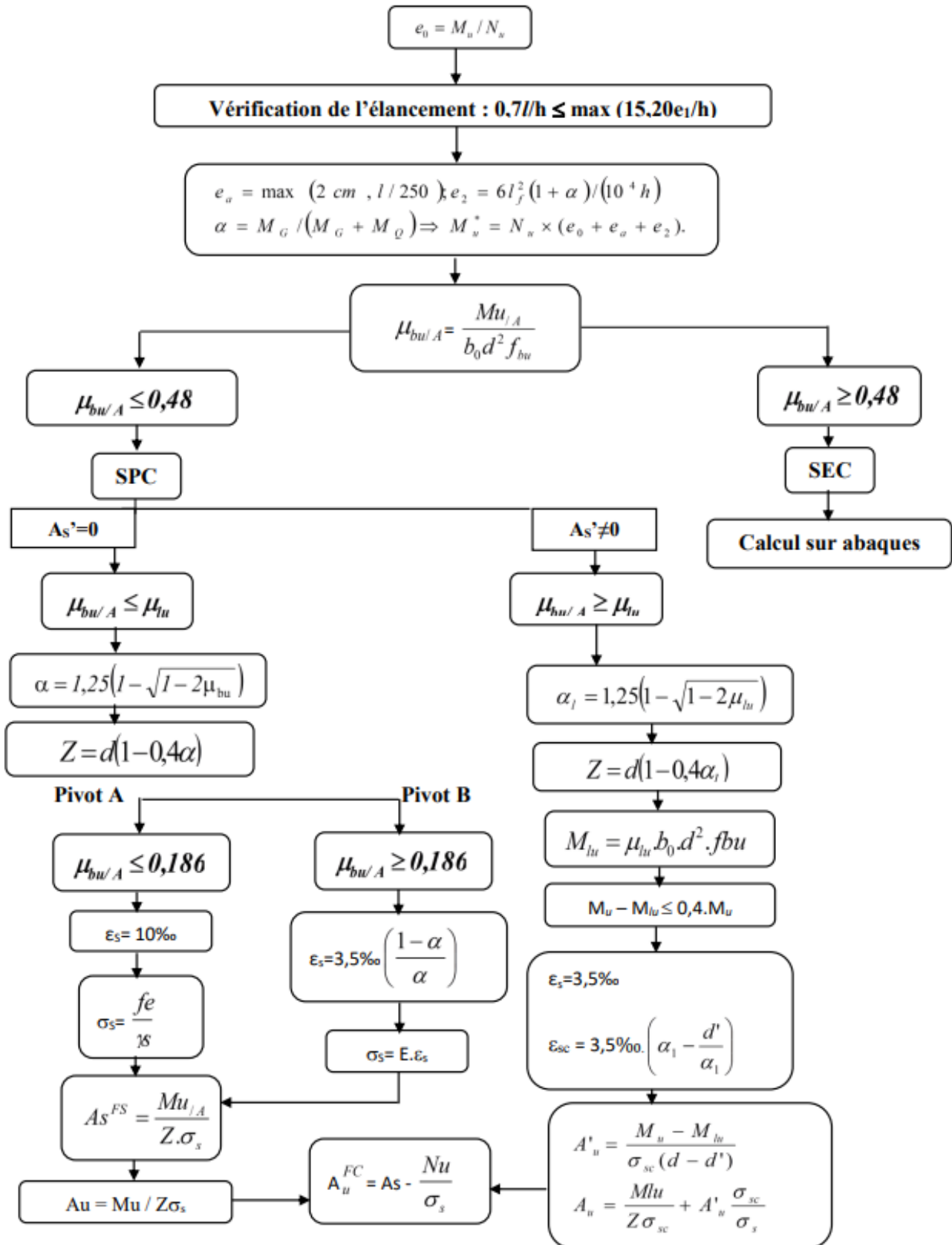


Figure V.5. : Organigramme de calcul en flexion composée

**Exemple de calcul :**

Pour le calcul de ferrailage on a divisé le bâtiment en quatre zones :

**Tableau V-4 :** Zones du ferrailage.

Zone	Niveaux
I	RDC..... 4 <sup>ème</sup> étage

**Application au Voile V<sub>L1</sub> :**

**Zone I :**

h(m)	d (m)	d'(m)	L	b <sub>0</sub>
3.7	3.33	0.37	3.06	0.2

Les Résultats par **Robot Structural Analysais 2014 :**

**Tableau V.5. :** Résultats Les effort de M et N

	Nom	Type	N [kN]	M [kN*m]	H [kN]
1	ELU	ELU	921.29	-2.96	39.57
2	G+Q+VX	ACC	1968.20	2519.83	1256.34
3	G+Q-VX	ACC	-620.03	-2524.17	-1198.94
4	G+Q+VY	ACC	708.06	10.23	30.26
5	G+Q-VY	ACC	640.11	-14.58	27.13
6	0.8G+VX	ACC	1773.26	2520.40	1246.21
7	0.8G-VX	ACC	-814.97	-2523.59	-1209.07
8	0.8G+VY	ACC	513.12	10.81	20.13
9	0.8G-VY	ACC	445.17	-14.00	17.00

**Tableau V.6 :** Ferrailages des voiles V<sub>L1</sub>

V <sub>L1</sub>	Fc		Cc			Pourcentage minimum d'armatures					
	N <sub>mim,max</sub>	M (KN.m)	Nature	As(m <sup>2</sup> )	N <sub>SDT(KN)</sub>	A <sub>scal</sub> (m <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cnf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
	921.29	-2.96	SPC	-2.69	513.12	1.25	28.24	5.36	8.04	7.4	28.24

**• Aciers horizontaux :**

L'article A.5.1.2 du BAEL91 (modifié 99) limite la contrainte de cisaillement comme suit :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

$$\tau_u = \frac{30.26}{0,2 \times 3.33} = 0.045 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les conditions sont vérifiées}$$

La détermination des armatures horizontales reprenant l'effort tranchant doit vérifier

l'inégalité suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 k f_{t28})}{0,9 f_e (\cos \alpha + \sin \beta)}$$

Avec :

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

K=1 (pas de reprise de bétonnage).

$$\tau_u = 0.045 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\frac{0.9f_e \times A_t}{\gamma_s(\tau_u - 0.3kf_{t28})b_0} = \frac{0.9 \times 400 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1.15(0.045 - 0.3 \times 2.1)0.2} = 8.74 \text{ cm} \geq S_t$$

- **Espacement maximal :**

L'espacement des armatures horizontales et verticales doit vérifier la condition suivante :

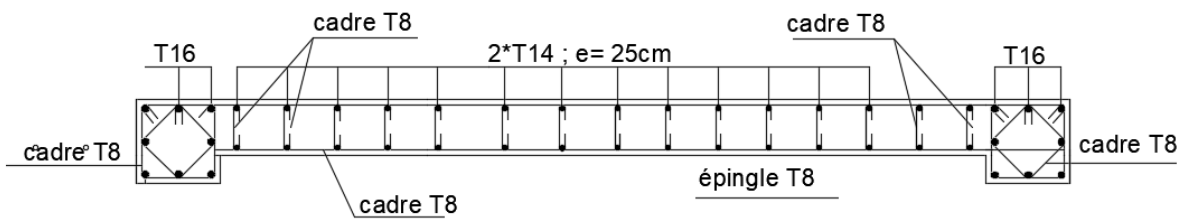
$$\text{RPA99 (version 2013)} \Rightarrow S_t \leq \min(1.5a ; 30\text{cm}) = \min(1.5 \times 20 ; 30) = \mathbf{30\text{cm}}$$

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

**Tableau V.7 :** Vérification des contraintes de cisaillement.

Voiles	h (m)	Vu (kN)	$\tau_{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{RPA}$ (MPa)	$\tau_{CBA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{CBA}$ (MPa)
V <sub>L1</sub>	3.7	30.26	0.63	5	0.045	3.33

**10. Croquis de ferrailage:**



## Ferrailage de voile VL1

**Figure V.6 :** Schéma de ferrailage de V<sub>L1</sub>

# **CHAPITRE VI**

## **ETUDE DES FONDATION**

**VI-1-Introduction :**

La fondation d'un ouvrage est la partie de la structure qui est en contact direct avec le sol et qui supporte toutes les charges permanentes et variables de cet ouvrage. Il s'agit d'une composante essentielle de la construction, car sa réalisation correcte garantit la stabilité et la performance globale de l'ensemble de la structure. Une fondation solide et bien conçue assure une répartition adéquate des charges sur le sol et prévient les mouvements et les déformations excessives de l'ouvrage. Par conséquent, une bonne réalisation de la fondation est cruciale pour assurer la durabilité et la sécurité de l'ensemble de la construction.

Les fonctions des fondations superficielles sont essentiellement de deux ordres :

- Transmettre ces charges et surcharge au sol dans de bonnes conditions, de façons à assurer la stabilité de l'ouvrage ;
- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.

❖ **Déférentes types de fondations :**

**a. Fondation superficielle :**

Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur :

- Semelles isolées sous poteaux ;
- Semelles filantes sous murs, radiers.

**b. Fondation profondes :**

Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur pour trouver le terrain résistant, soit flotter dans un terrain peu résistant. Dans ce cas on compte sur les forces de frottement pour s'opposer aux charges de l'ouvrage : puis pieux

❖ **La limites entre superficielles et profondes :**

Lorsque l'assise de la fondation est proche de la surface, le terme constitué par le poids des terres forme la vague et suffisamment faible pour négligé, On est en fondations superficielles.

Lorsque l'assise de la fondation augmente, ce terme devient significatif et l'on passe en fondations profondes.

Il fallait donc fixer une limite, Cette limite dépend les deux conditions représentées dans la figure

**VI.2-Dimensionnement de la semelle**

**VI.2.1-Vérification de type de la semelle :**

$$N_{\text{Total}} = N_G + N_Q = 585.40\text{KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} \rightarrow 200\text{KN/m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 16.70 \times 29.65 = 495.155\text{m}^2$$

La Vérification le pourcentage d'occupation de surface selon le **DTR BC 2.331**

pour choisir le type de fondation :

$$S_{\text{total}} \geq \frac{N_{\text{total}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$S_{\text{total}} \geq 29.27 \text{ m}^2$$

Surface totale du bâtiment :

$$S_{\text{bâtiment}} = 16.70 \times 29.65 = 495.155\text{m}^2$$

$$0.5 S_b = 0.5 \times 495.155 = 247.577 \text{ m}^2$$

$$S_s = 29.27 \text{ m}^2 < 0.5 S_b = 247.577 \text{ m}^2$$

Alors la surface totale de la semelle ne dépasser pas 50% de la surface de sol d'essai, on

déterminer le choix de fondation à adopter pour notre structure, ont procédé tout d'abord à la

vérification des semelles isolée puis la semelle filante, si ces deux fondations ne sont pas

adéquates, on passera à radier générale.

**VI.3-Semelle isolée :**

Le poteau le plus sollicité à une section rectangulaire (a,b), donc  $S = a \times b = 40 \times 40\text{cm}$

Soit une semelle isolée sous poteau ELS:  $N_{\text{ser}} = 585.40\text{KN}$

$$M_{ser} = 11.34 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad \sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$$

**VI.3.1-Détermination des dimensions de semelle**

**La longueur :**

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1 \quad A = B \text{ (poteau carré).}$$

$$D'où \quad B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 585.40 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars}$$

$$B \geq 1.71 \text{ m}$$

Donc On adopte: **A = B = 1.80 m**

**La hauteur :**

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 0.05 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{1.80-0.40}{4} + 0.05 \text{ m} = 0.40 \text{ m}$$

$$\mathbf{h = 0.40 \text{ m}}$$

Selon BAEL91 on a que :

$$e_0 \leq \frac{b}{6} \rightarrow 0.010 \leq 0.33 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Selon RPA 99 on a que :

$$e = \frac{M}{N} = 0.019 \leq \frac{b}{4} = 0.5$$

**VI.3.3- Vérification des contraintes :**

La contrainte moyenne du sol  $\sigma_{moy}$  doit vérifier la condition suivante

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \dots\dots\dots \text{(ELS)}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.5 * \sigma_{sol} \dots\dots\dots \text{(ELU)}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \left( 1 \pm \frac{6e}{A} \right)$$

$$e = \frac{M}{N}$$

**VI.3.4-Calcul de la hauteur libre h'**

$$h' > 6\phi + 6 \text{ cm} = 13,2 \text{ cm}$$

Donc :  $h' = 15 \text{ cm}$

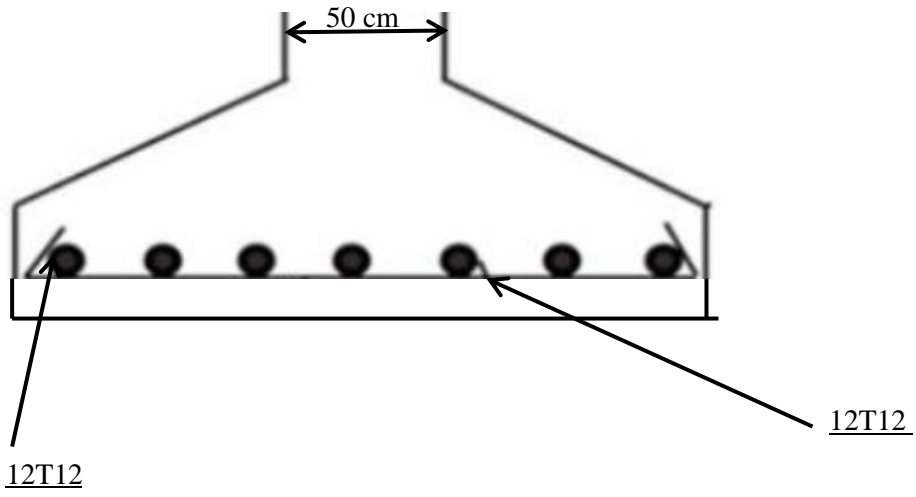
**VI.3.5-Calcul l'espacement de cadres**

$$St \leq \min(20 \text{ cm}, 15\phi) = \min(20 \text{ cm}, 18 \text{ cm})$$

Donc on prend :  $St = 15 \text{ cm}$

**Tableau VI.1 :** Tableau de ferrailage des semelles

Semelle	N(KN)	$M_{max}$ (KN)	A(m)	B(m)	H(m)	choix
<b>S1</b>	<b>585.40</b>	<b>11.34</b>	<b>1.80</b>	<b>1.80</b>	<b>0.40</b>	<b>12T12</b>



**VI.4.-La semelle filante sous voiles**

**VI.4.1-Prédimensionnement de la semelle filante sous voile VL1**

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{0.291}{0.200} = 1.45 \text{ m}^2$$

$$S = B * 1 \text{ m} \longrightarrow B = \frac{S}{1 \text{ m}^2} = 1.45 \text{ m}$$

Donc on prend  $B = 1.50 \text{ m}$

$$h \geq \frac{A-a}{4} + 5 \text{ cm} = \frac{1.10}{4} + 5 \text{ cm} = 32.5 \text{ cm}$$

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

• **Vérification :**

$$\sigma = \frac{N_s + P_{semelle}}{S} = \frac{0.291 + [(1.50 * 1 * 0.35) * 0.025]}{1.50 * 1} = 0.193 < \sigma_{sol} = 0.20$$

→ *Condition vérifiée*

**VI.4.2-Calcul Le ferrailage**

➤ **Calcul des armatures principaux:**

$$A_s = \frac{N(B-b)}{8(h-c)\sigma_{st}} = \frac{0.291(1.5-0.4)}{8(0.35-0.05)164.97} = 8.08 \text{ cm}^2$$

Nous choisissons 8HA12 = 9.05 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement  $St = 17.5 \text{ cm}$ .

➤ **Calcul des armatures de répartition :**

$$A_{rep} = \frac{A_s * B}{4} = 3.39 \text{ cm}^2$$

D'après le BAEL91 pour fe400  $A_{s \text{ min}} = 3 \text{ cm}^2$

On choisit 5 HA 12 = 5.65cm<sup>2</sup> avec un espacement  $\geq \text{Max}(6\phi+6 ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$ . On prend  $St = 20 \text{ cm}$ .

Les résultats calculés sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.2:** Tableau récapitulatif du ferrailage des semelles filantes

Semelle	$A_s$ calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	Armature principale	$A_{s \text{ choisie}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)	Armature de répartition	$A_r$ (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
SF1	8.25	8HA12	9.05	17.5	5HA12	5.65	20

**VI.5-Etude de longrine :**

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction.

**1. Dimensionnement de la longrine :**

Selon l'RPA 99 (art.10-1-1), la dimension minimale de la section transversale des longrines sont :

- (50x55) cm<sup>2</sup> ..... sites de catégorie S2

Pour notre cas (site meuble S2) on prend une section de (50x55) cm<sup>2</sup>

**2. Ferrailage de la longrine:**

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :  $A =$

$$0,6\% \times b \times h$$

$$A = 0,006 \times 50 \times 55 = 16,5 \text{ cm}^2$$

Le choix : 4HA14 ( $A = 18,10 \text{ cm}^2$ )

**Condition de non fragilité**

$$A_s \geq 0,23 \times b \times d \times (f_t / f_e)$$

$$A_s \geq 0,23 \times 50 \times 27 \times (2,1 / 400) = 1,63 \text{ cm}^2$$

**Condition vérifié**

Armatures transversales

Disposition constructive Espacement :  $St < \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$ .

Donc :  $St < 27 \text{ cm}$ .

Soit :  $St = 15 \text{ cm}$ .

Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2)

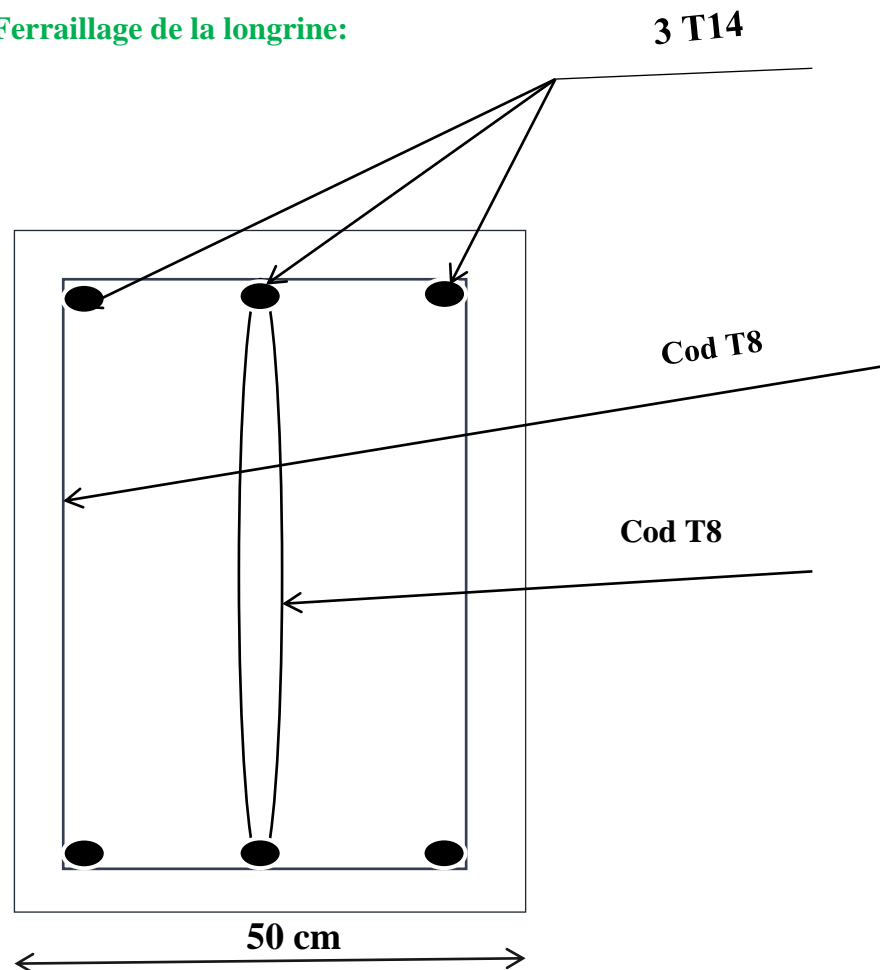
$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot St} \leq 0,4$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot b \cdot St / f_e$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot 50 \cdot 15 / 400$$

Donc on adopte  $A_t = 0,75 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2\text{HA}8$

**3. Schéma de Ferrailage de la longrine:**



**Figure VI.1:** Disposition des armatures de longrine



# **Conclusion générale**

## ***conclusion générale:***

---

Le présent travail nous a permis de concrétiser nos connaissances théoriques acquises durant notre formation et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine du génie civil d'une part, et d'autre part d'acquérir des connaissances sur l'utilisation des logiciels.

Par ailleurs, cette étude nous a conduit à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaire soient-ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement plus proche du réel

La disposition des voiles est très importante pour avoir un bon comportement dynamique de la structure et ça en tenant en compte de l'interaction,

L'utilisation du logiciel ROBOT nous a permis de faciliter les calculs, d'avoir une simulation proche de la réalité et un gain de temps important dans l'analyse de cette structure.

Il est indispensable d'équilibrer entre les deux critères économique et résistance, autrement dit, il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité de l'ouvrage tout en assurant l'économie qui sert à diminuer le coût du projet.

# ***BIBLIOGRAPHIE***

## **Bibliographie**

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours de béton armé, 3ième et 1<sup>er</sup> master Génie Civil.
- Enciens mémoires de fin d'étude

**Theme de Mémoire** *Etude d'un bâtiment (R+8+SOUS SOL) à usage d'habitation contreventé par un système mixte (voiles-portiques)* Préparé par **YOUCEF KHODJA** Sofiane et **MADANI Walid** en 2012

# ***ANNEXES***

## ANNEXE II

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES  
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{a}{b}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{a}{b}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

## ANNEXE III

TAB. 6.4 – Valeurs de  $M_1$  ( $M_2$ ) pour  $\rho = 1$ 

$U/l_x$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$V/l_y$											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de  $M_2$  ; il suffit de permuter U et V.

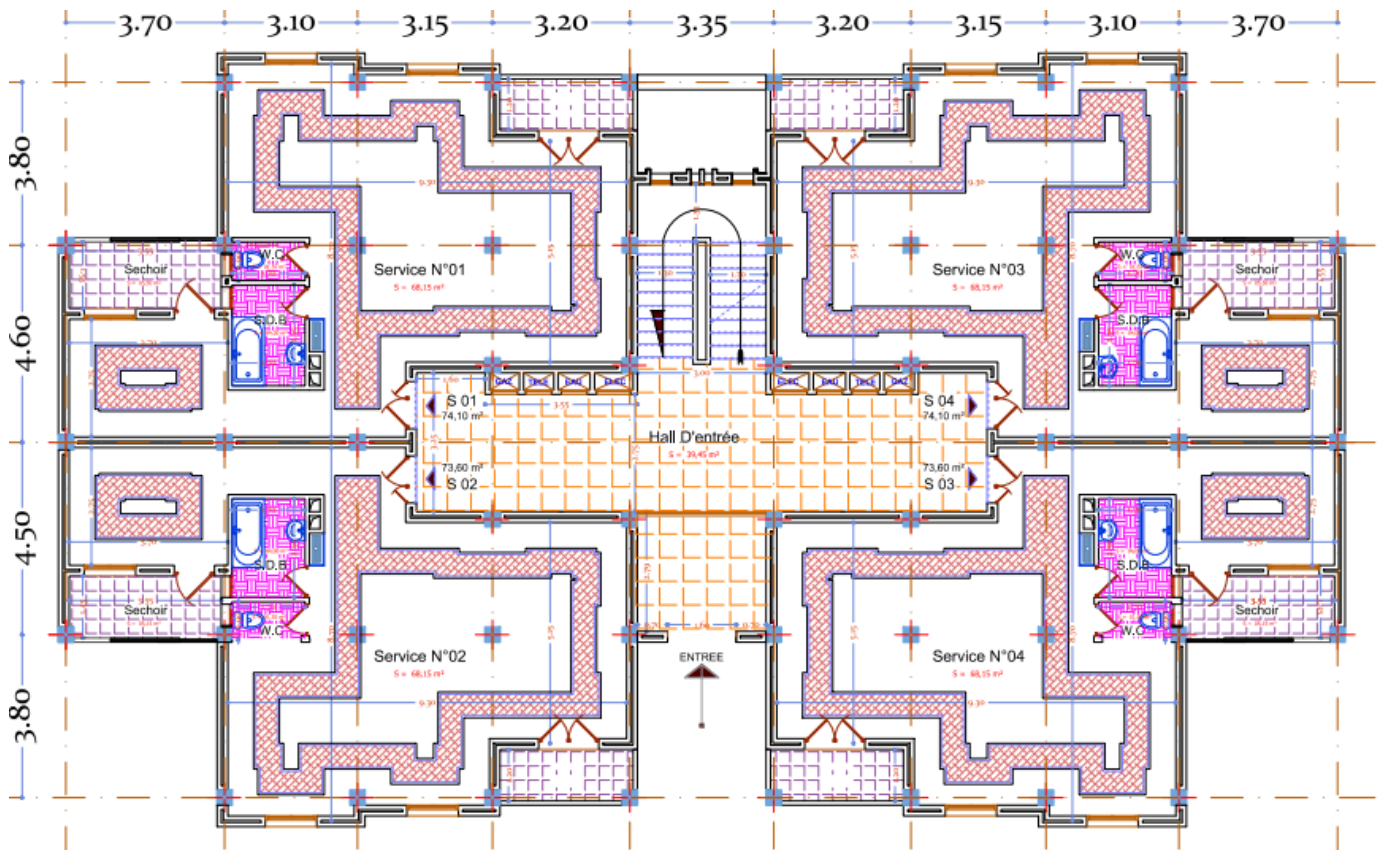
## ANNEXE IV

**SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES**Section en  $cm^2$  de N armatures de diamètre  $\phi$  en mm.

$\phi$ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

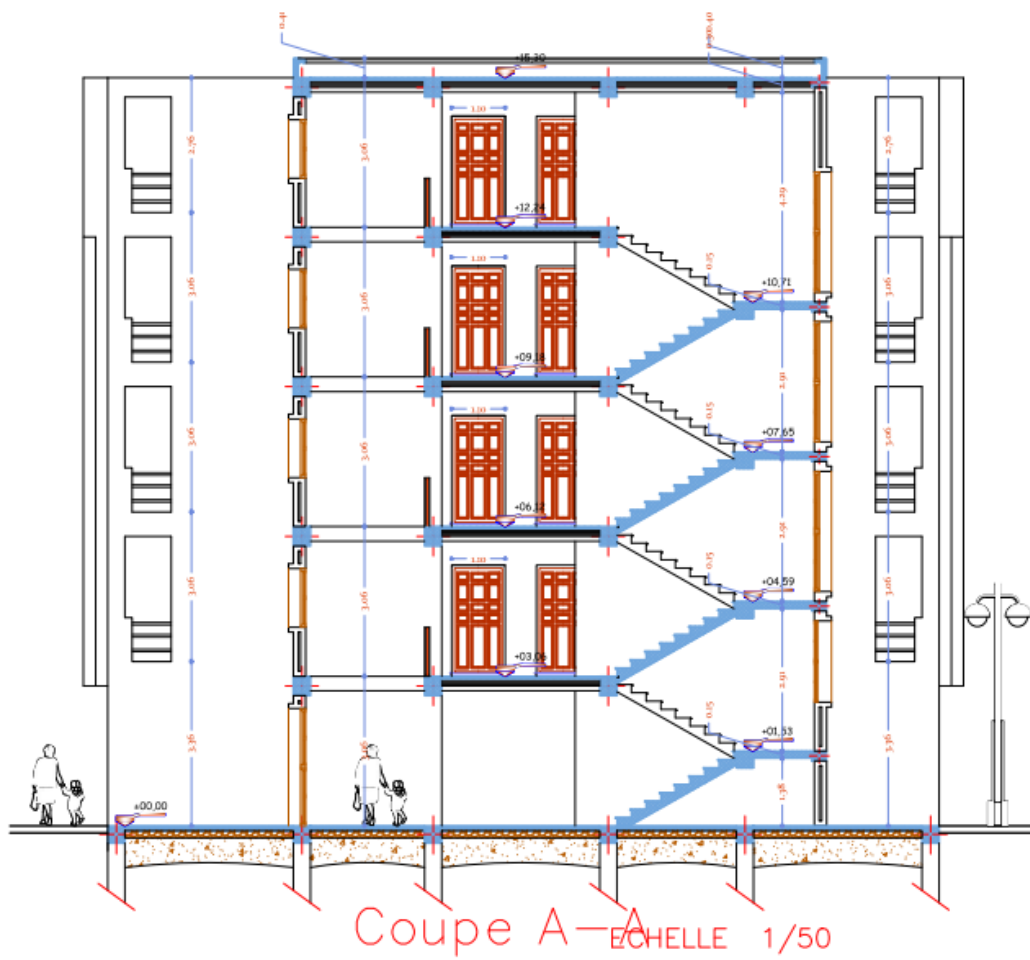
# ***Plan de la Structure***

**ANNEXES:**



Plan RDC ECHELLE 1/50

## Coupe C-C





Façade Principale ECHELLE 1/50

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ