



République algérienne démocratique et populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la  
Recherche Scientifique

Ecole Normale Supérieure de l'Enseignement Technologique-Skikda

Département de Technologie

Filière : Génie Civil

### Mémoire

**Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Professeur de  
l'Enseignement Secondaire en Technique**

**Thème :**

**Étude d'un bâtiment (R+9+s-sol) à usage d'habitation et  
commercial contreventé par voiles  
et portiques El Eulma wilaya de SETIF**

Présenté par : Bettahar Chaimaa

Abdessettar Nihal

Encadrant(e) : Dr. Fortas Lahcene

Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Role
Boufeloussa Abdelfetah	MAB	ENSET – Skikda	Président
Fortas Lahcene	MCB	ENSET – Skikda	Encadrant
Bousbia Badreddine	MCB	ENSET – Skikda	Examineur

**Année Universitaire : 2023/2024**

## ***Remerciements***

*Nous remercions avant tout le Dieu de nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.*

*Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études.*

*Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur DR. FORTAS LAHCENE, qui nos a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence.*

*Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.*

*Nous remercions aussi tous nos amis pour leurs aides, leurs patiences, leurs compréhensions et leurs encouragements, particulièrement OMA YMA*

*GUERRAICHE*

*A toutes les personnes qui ont contribué à l'achèvement du ce projet de fin d'étude.*

## الوفاء

بسم الله الرحمن الرحيم

"الحمد لله الذي بنعمته تتم الصالحات"

لم يبقى للأخرين ما يقدمونه لي..... فإن والدي قد فعل كل شيء

إلى سندي وملجئي الأمن..... داعمي ومشجعي الدائم..... حين ينادوني باسمه أسعد وأفتخر بأنني ابنته  
وثمرته..... من رأيت انعكاس نجاحي وفرحي بريقاً في عينيه..... لا أستطيع ان اقول لك شكراً فهي لا تقال

إلا في النهايات وأنا أرى نفسي دائماً في البداية

إلى من يقاوم النوم ويستيقظ فجراً لجلب لقمة العيش لنا

إلى من يجابه بشاعة العالم وقسوته ويأتي للبيت مبتسماً وضاحكاً

إلى معلمي وقوتي إلى ضلعي الثابت الذي لا يميل إلى مأمني وأماني إلى قرّة عيني وفخري "أبي الغالي"

إلى ملاكي الطاهر، وقوتي بعد الله، داعمتي الأولى والأبدية

أهديك هذا الإنجاز الذي لولا تضحياتك لما كان له وجود،

ممتنة لأن الله قد اصطفاك لي من البشر أما يا خير سند و عوض،

إلى من دعمتني بلا حدود وأعطتني بلا مقابل "أمي الحبيبة"

إلى روح الروح عمقي وقوتي ملجأً ومعتمدي إلى أخواتي المؤمنات الغاليات "تسنيم، عائشة"

إلى حصني المنيع دليلي في حيرتي وجليسي في وحدتي إلى اخواتي مهندسي فرحتي "علي، ياسين"

إلى التي كانت سباقاً الفرحة بنجاحي دائماً ورحلت قبل أن تشهد نجاحي هذا "خالتي"

إلى النعمة التي لازلت أحمد الله عليها، إلى التي من شدة حبي لها أسميتها ابنتي، إلى العوض الجميل،

إلى من عشت معها أجمل أيام حياتي، إلى أختي وصديقتي وقربيتي وحببتي وروحي "شيماء"

إلى من مد يده دون كلل ولا ملل وأعطاني بلا مقابل "عمي قدور"

إلى رفيقات الخطوة الأولى والخطوة ما قبل الأخيرة صديقاتي: "خيرة، حكيمة، اية، ساجدة، مروة، خديجة،

دلال، اميمة، هديل، اخلاص، شيماء، وسيمه، ريان، سلمى، سارة، ندى"

نهال

## الأهداء

الحمد لله الذي بنعمته تتم الصالحات  
بعد مشوار طويل في طريق كثرت فيه الصعوبات والتعب وسهر الليالي ها أنا اليوم أقف على عتبات التخرج،  
ولا يسعني إلا أن أحمده الله العظيم، وأهدي تخرجي وثمار حصاد:  
إلى من أحمل اسمه بكل فخر إلى حبيبي الأول عزتي سندي وقدوتي  
إلى من مهد لي الطريق إلى من رأيت انعكاس نجاحي بريقا في عينيه  
إلى داعمي الذي وثق بي وبأني سأصل "أبي مهجة قلبي"

إلى السيدة الاستثنائية سيدة قلبي إلى من سهرت وتعبت لأجلي  
إلى من تسبق دمعها دمعتي وبسمتها بسمتي إلى من تلقت شكواي وتحملت قلة صبري واحتوت قلبي  
إلى من كان دعائها من اهم اسباب نجاحي إلى من آمنت وراهننت على وصولي إلى "أمي حبيبتي"

إلى ساكني القلب إلى الكتف الذي لا يميل إلى من لا يشوب حبهم شائبة  
إلى من يفرحون لفرحي ويفتخرون بنجاحي وتزول همومي بلقائهم  
إلى من أدعوا الله أن يحقق جميع امانيهم إلى اخوتي وابنائهم زهرات حياتي:  
"أحمد، فاطمة، حورية، جمال، صهيب، ارسلان، رويدة، انس، جواد، محمد، احلام، انصاف، ضحى"

إلى جميلة الروح والقلب ضلعي الثابت الذي لا يميل داعمتي في مشواري  
إلى من وجودها نعمة أحمد الله عليها إلى أمي الثانية "أختي سعاد"

إلى من عشت معها أجمل أيامي إلى صاحبة المواقف الجميلة والقلب اللطيف  
إلى النجمة المضيئة في حياتي إلى من لا تسعني كلماتي لأصفاها  
إلى من يهمني فرحها وأتمنى نجاحها ودوام قربها مني يا أجمل من ساقها القدر لحياتي إلى رفيقتي "نهال"

إلى صديقات الايام الحلوة إلى من جمعنتي بهن رابطة الاخوة  
إلى صديقاتي: خيرة ، حكيمة ، اية ، ساجدة ، مروة ، خديجة ، دلال ، اميمة ، هديل  
بثينة، اخلاص ، شيماء ،وسيمة، ريان ، سلمى، سارة، شيماء، عزيزة، حياة

إلى زهرات حلقة نور التقوى: تقوى، عبير، رجاء، منال، سندرا، نريمان، اميمة التي جمعنتي بهم تلاوة القران

## شيماء

## ملخص

يهدف هذا العمل إلى دراسة مبنى خرساني مسلح ذو طابع سكني وتجاري يتكون من تسعة طوابق وطابق أرضي بالإضافة إلى طابق سفلي، الواقع في العلةمة ولاية سطيف المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية IIa وفقا للوائح RPA99 إصدار 2003.

وقد تم التصميم وفقا لقوانين ومعايير البناء المطبقة في الجزائر (RPA99; CBA93; BAEL91)، مع دراسة تقنية اقتصادية لنظام التدعيم باعتماد عدة وضعيات للجدران المسلحة. الدراسة الديناميكية تمت بواسطة برنامج ETABS 9.00 الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبنية، وفي الأخير تمت دراسة البنية التحتية وذلك بحساب الأساسات.

**الكلمات المفتاحية:** البناء، الخرسانة، ETABS، RPA99، CBA93.

## Résumé

Ce travail vise à étudier un bâtiment en béton armé de caractère résidentiel et commercial composé de neuf étages, d'un rez-de-chaussée et d'un sous-sol, situé à EL EULMA, wilaya de SETIF, classé dans la zone sismique IIa selon la réglementation RPA99 de 2003 .

La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99version 2003 ; CBA93 ; BAEL91) avec une étude technico-économique du contreventement par l'adoption de plusieurs dispositions des voiles.

L'étude dynamique a été faite sur le logiciel ETABS, qui nous fournit les résultats finaux qui permettent l'armement des différentes composantes du bâtiment. Finalement, l'étude de l'infrastructure du bâtiment a été faite par le calcul des fondations.

**Mots clés:** Bâtiment, Béton, ETABS, RPA99, CBA93.

## **Abstract**

This work aims to study a reinforced concrete building of residential and commercial character composed of nine floors, a ground floor and a basement, located in El EULMA, governorate of SETIF, classified in seismic zone IIa according to the RPA99 regulation of 2003 .

The conception has been done according to construction laws applied in Algeria (RPA99version 2003; CBA93; BAEL91) with a technical economical study of the brace system by the use of different dispositions of shells.

The dynamic analysis has been done by the use of ETABS software, which provides us with the final results that allow the arming of the different components of the building. Finally, the substructure has been analysed by calculating the foundation.

**Keywords:** Building, Concrete, ETABS, RPA99, CBA93.

# Sommaire

**Remerciement**

**Dédicace**

**Résumé**

**Sommaire**

**Liste des figures**

**Liste des tableaux**

**Symboles et notations**

**Introduction générale**

## **Chapitre I : Présentation d'ouvrage et caractéristique des matériaux**

I.1. Introduction.....	01
I.2. Présentation de projet .....	01
I.3. Caractéristique géométrique.....	01
I.4. Différents éléments de l'ouvrage.....	01
I.5. Les caractéristiques des matériaux .....	02
I.5.1. La méthode des états limites.....	02
I.5.2. Le béton .....	02
I.5.3. L'acier .....	04
I.6. Action et sollicitations.....	05
I.6.1. Actions .....	05
I.6.2. Sollicitations .....	06
I.7. Combinaisons d'actions.....	06

## **Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges**

II.1. Pré dimensionnement des éléments structuraux.....	07
II.1.1. Introduction.....	07
II.1.2. Pré dimensionnement des planchers.....	07
II.1.3. Pré dimensionnement des poutres.....	09
II.1.4. Pré dimensionnement des voiles.....	10
II.1.5. Pré dimensionnement des escaliers .....	10
II.1.6. Pré dimensionnement d'acrotère.....	12
II.1.7. Pré dimensionnement des poteaux.....	13
II.2. Evaluation des charges.....	15
II.2.1. Introduction.....	15
II.2.2. Charge permanente.....	15
II.2.3. Dimensionnement de poteau le plus sollicité.....	21

## **Chapitre III : Calcul des éléments secondaire**

III.1. Introduction.....	26
--------------------------	----

III.2. Les balcon .....	26
III.2.1. Evaluation des charges.....	26
III.2.2. Les combinaisons d'action.....	26
III.2.3. Calcul des sollicitations.....	26
III.2.4. Calcule des ferrailages.....	26
III.2.5. Vérification.....	27
III.3.L'acrotère.....	28
III.3.1Méthode de calcul.....	28
III.3.2. Combinaisons de calcul .....	28
III.3.3. Combinaison accidentelle.....	29
III.3.4. Calcul de la section d'armatures.....	29
III.3.5. Vérification à l'ELS.....	30
III.4. Les planchers.....	32
III.4.1. Justification de choix des plancher à corps creux.....	32
III.4.2. Méthode de calcul.....	32
III.4.3. Evaluation des charges.....	34
III.4.4. La combinaison de charge.....	34
III.4.5. Calcul des sollicitations maximales.....	35
III.4.6. Calcul de ferrailage.....	41
III.4.7. Vérification nécessaire.....	42
III.4.8. Etude de la table de compression.....	44
III.4. Les escaliers.....	45
III.4.1. Détermination des charges et surcharges.....	45
III.4.2. Calcul de ferrailage.....	46
III.5. Etude de la poutre palière.....	49
III.5.1. Pré dimensionnement de la poutre palière.....	49
III.5.2. Evaluation des charges.....	49
III.5.3. Ferrailage de la poutre palière.....	50
III.5.4. Ferrailage sous sollicitations de torsion.....	51
<b>Chapitre IV : Etude sismique</b>	
IV.1. Introduction.....	53
IV.2. Le séisme.....	53
IV.3. Méthodes de calcul.....	53
IV.3.1. Méthode statique équivalente.....	53
IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale.....	53
IV.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.....	54
IV.4. Choix de la méthode de calcul.....	54
IV.4.1. Classification de l'ouvrage.....	54
IV.4.2. Classification des zones sismiques.....	54
IV.5. La modélisation de la structure.....	54

IV.5.1. Description du logiciel ETABS.....	55
IV.6. Méthode dynamique modale spectrale.....	55
IV.6.1. Spectre de réponse de calcul.....	56
IV.6.2. Nombre de modes à considérer.....	57
IV.6.3. Calcul de force sismique total par la méthode statique.....	58
IV.7. Les résultats trouvés par logiciel ETABS.....	59
IV.8. Vérification des résultats.....	60
IV.8.1. Vérification de la période.....	60
IV.8.2. Vérification de l'effort tranchant à la base.....	61
IV.8.3. Vérification des déplacements.....	62
IV.8.4. Stabilité au renversement.....	63
IV.8.5. Vérification spécifique.....	64

### **Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux**

V.1. Introduction.....	65
V.2. Combinaison des charges.....	65
V.3. Caractéristique des matériaux.....	65
V.4. Ferrailage des poutres.....	65
V.4.1. Introduction.....	65
V.4.2. La recommandation du RPA99 (art 7.5.2.1).....	65
V.4.3. Les recommandations du BAEL.....	66
V.4.4. Exemple de calcul.....	66
V.4.5. Résultats du ferrailage des poutres principales (30× 45).....	68
V.4.6. Résultats du ferrailage des poutres secondaires (30× 40).....	69
V.5. Ferrailage des voiles.....	69
V.5.1. Introduction.....	69
V.5.2. Recommandation du règlement RPA99.....	70
V.5.3. Méthode de calcul des voiles.....	71
V.5.4. Exemple de calcul.....	71
V.6. Ferrailage des poteaux.....	75
V.6.1. Introduction.....	75
V.6.2. Les Armatures longitudinales proposée par le RPA 99 version 2003.....	75
V.6.3. Armatures transversales.....	75
V.6.4. Les sollicitation obtenir par logiciel ETABS.....	76
V.6.5. Exemple de calcul de ferrailage.....	76
V.6.6. Résultats de ferrailage des autres poteaux.....	80

### **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

VI.1. Introduction.....	82
VI.2. Etude du voile périphérique.....	82
VI.2.1. Pré dimensionnement.....	82
VI.2.2. Caractéristique du sol.....	82

VI.2.3. Calcul des contraintes.....	82
VI.2.4. Ferrailage du voile.....	83
VI.3. Etude des fondations.....	86
VI.3.1. Introduction .....	86
VI.3.2. Choix du type de Fondation.....	86
VI.3.3. Radier.....	86
VI.3.4. Poutres de rigidité.....	94

## **Conclusion générale**

## **Bibliographie**

## **Annexes**

## **Les plans**

## Liste des figures

### Chapitre I : Présentation et caractéristique de l'ouvrage

Figure I.1 : Diagramme des contraintes-déformations du béton à ELU..... 04

### Chapitre II : Pré dimensionnement et des éléments structuraux

Figure II.1 : plancher à corps creux..... 07

Figure II.2 : la poutrelle..... 08

Figure II.3 : Section de poutre Principale..... 09

Figure II.4 : Section de poutre secondaire..... 09

Figure II.5 : Coupe de voile en élévation..... 10

Figure II.6 : composition d'un escalier..... 11

Figure II.7 : Coupe de l'acrotère ..... 13

Figure II.8 : Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible..... 15

Figure II.9 : Détail des constituants du plancher étage courant..... 16

Figure II.10 : Emplacement de Poteau P1..... 21

Figure II.11 : La dégression des charges..... 22

### Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : Schéma statique du balcon..... 26

Figure III.2 : Schéma de ferrailage des balcons..... 28

Figure III.3 : Coupe verticale de l'acrotère..... 28

Figure III.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère..... 32

Figure III.5 : Diagramme de M et T à l'ELU poutrelle type (RDC+1<sup>er</sup> étage)..... 41

Figure III.6 : Diagramme de M à l'ELS poutrelle type (RDC+1<sup>er</sup> étage)..... 41

Figure III.7 : Schéma du ferrailage de la poutrelle..... 44

Figure III.8 : ferrailage de la table de compression..... 45

Figure III.9 : Schéma statique d'escalier de l'étage courant..... 45

Figure III.10 : Schéma de ferrailage des escaliers..... 49

Figure III.11 : Schéma de ferrailage de la poutre palière ..... 52

## **Chapitre IV : Etude sismique**

Figure IV.1 : La courbe de spectre de réponse.....	56
Figure IV.2 : La disposition des voiles.....	57
Figure IV.3 : Les formes modales de la structure.....	57

## **Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux**

Figure V.1 : Schéma de ferrailage de poutre principal.....	68
Figure V.2 : Schéma de ferrailage de poutre secondaire.....	69
Figure V.3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	70
Figure V.4 : Diagramme des contraintes.....	72
Figure V.5 : Schéma de ferrailage de voile.....	74
Figure V.6 : Schéma de ferrailage de poteau 50x60cm <sup>2</sup> .....	80
Figure V.7 : Schéma de ferrailage de poteau 40x60cm <sup>2</sup> .....	81

## **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

Figure VI.1 : Schéma de Voile périphérique.....	82
Figure VI.2 : Schéma de ferrailage des voiles périphériques.....	85
Figure VI.3 : le ferrailage de radier.....	93
Figure VI.4 : Le ferrailage de poutres de rigidité.....	94

## Liste des tableaux

Tableau I.1 : Contraintes limites à l'ELS.....	05
<b>Chapitre II : Pré dimensionnement et des éléments structuraux</b>	
Tableau II.1 : Charge permanente et d'exploitation du plancher terrasse.....	16
Tableau II.2 : Charge permanente et d'exploitation du plancher étage courant.....	17
Tableau II.3 : Charge permanente et d'exploitation du plancher RDC et 1 <sup>er</sup> étage.....	17
Tableau II.4 : Charge permanente et d'exploitation du sous-sol.....	18
Tableau II.5 : Charge permanente et d'exploitation du plancher à dalle plaine.....	18
Tableau II.6 : Evaluation des charges des murs extérieurs.....	19
Tableau II.7 : Evaluation des charges des murs intérieurs.....	19
Tableau II.8 : Charge permanente et d'exploitation de volée d'escalier.....	20
Tableau II.9 : Charge permanente et d'exploitation du palier de repos.....	20
Tableau II.10 : Les surcharges cumulées.....	22
Tableau II.11 : Charge permanente de la structure.....	23
Tableau II.12 : Les charges permanentes cumulées.....	23
Tableau II.13 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux des différents étages.....	24
Tableau II.14 : Tableau de vérification des poteaux au flambement.....	25
<b>Chapitre III: Calcul des éléments secondaires</b>	
Tableau III. 1: les résultats des moments et les efforts tranchants ELU (RDC et 1 <sup>er</sup> étage).....	37
Tableau III.2 : les résultats des moments a ELS (RDC et 1 <sup>er</sup> étage).....	38
Tableau III.3 : les résultats des moments et les efforts tranchants ELU (terrasse inaccessible)..	38
Tableau III.4 : les résultats des moments a ELS (terrasse inaccessible).....	39
Tableau III.5 : les résultats des moments et les efforts tranchants ELU (étage courant).....	39
Tableau III.6 : les résultats des moments a ELS (étage courant).....	40
Tableau III.7 : Sollicitations maximales.....	40
Tableau III.8 : Les charges et surcharges d'escaliers.....	45
Tableau III.9 : Combinaisons des charges.....	45
Tableau III.10 : Sollicitations à l'ELS et à l'ELU des escaliers.....	46
Tableau III.11 : Ferrailage d'escalier à l'ELU.....	47
Tableau III.12 : Sollicitations de la poutre palière à l'ELU.....	50
Tableau III.13 : Ferrailage de poutre palière à l'ELU.....	51

## **Chapitre IV : Etude sismique**

Tableau IV.1 : Centre de masse et centre de rigidité.....	59
Tableau IV.2 : Les valeurs des périodes trouvées par logiciel ETABS.....	60
Tableau IV.3 : Les valeurs des efforts dynamique à la base.....	61
Tableau IV.4 : Les valeurs des déplacements.....	62
Tableau IV.5 : Les valeurs de Mr et Ms suivant x-x.....	63
Tableau IV.6 : Les valeurs de Mr et Ms suivant y-y.....	64

## **Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux**

Tableau V.1 : caractéristique des matériaux.....	65
Tableau V.2 : Résultats du ferrailage des poutres principales (30×45).....	68
Tableau V.3 : Résultats du ferrailage des poutres secondaire (30×40).....	69
Tableau V.7 : Tableau récapitulatif des sections d'aciers recommandées par RPA.....	75
Tableau V.8 : Les sollicitations obtenues par logiciel ETABS.....	76
Tableau V.9 : Vérification du flambement.....	79
Tableau V.10 : Vérification de la stabilité de forme.....	79
Tableau V.11 : Résultats de ferrailage longitudinal des poteaux.....	80

## **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

Tableau VI.1 : Résultat de ferrailage des voiles périphériques (par mètre linéaire).....	84
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes du voile périphérique à L'ELS.....	85
Tableau VI.3 : Les valeurs maximales de $\sigma_m$ .....	91
Tableau VI.4 : Calcul du ferrailage de radier à l'ELU en travée.....	92
Tableau VI.5 : Calcul du ferrailage de radier à l'ELS en travée.....	93
Tableau VI.6 : Ferrailage final de radier.....	93

## Notion et symboles

### ✓ Majuscules Romaines

$A_t$  : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.

$B$  : Aire d'une section de béton.

$E_s$  : Module de young de l'acier.

$E_{ij}$  : Module de young instantané a l'âge de  $j$  jours.

$F$  : Force ou action en générale.

$I_1$  : Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton ELS.

$M_{ser}$  : Moment fléchissant de calcul de service.

$M_u$  : Moment fléchissant de calcul du ultime.

$N_{ser}$  : Effort normale de calcule de service

$N_u$  : Effort normale de calcule de ultime.

$G$  : Action permanente.

$Q$  : Action d'exploitation.

$V_u$  : Effort tranchant de calcul ultime.

### ✓ Minuscule Romaines

$a$  : Largeur d'un poteau.

$a_o, b_o$  : Dimension d'une fondation.

$b$  : Largeur d'une poutre (table), poteau.

$b_o$  : Largeur de l'âme d'une poutre.

$d$  et  $d_o$ : Position des armature tendues (et comprimées) par rapport a la fibre la plus comprimé de la section de béton.

$e$  : Excentricité de l'effort normale, Epaisseur d'une dalle.

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique a la compression de béton âge de  $j$  jours.

$g$  : Charge permanente unitaire.

$h$  : Hauteur d'une poutre, d'une fondation.

$h_o$  : Hauteur du talon d'une poutre.

$h_1$  : Hauteur du hourdis d'une poutre.

$j$  : Nombre de jours de maturité de béton.

$l$  : Porté d'une poutre ou d'une dalle.

$l_s$  : Longueur de scellement droit.

$l_f$  : Longueur de flambement.

$n$  : Coefficient d'équivalence acier-béton.

$q$  : Charge permanente unitaire.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$u$  : Périmètre.

$x$  : Abscisse.

$y$  : Ordonnée.

$z$  ou  $z_b$  : Bras de levier de couple de flexion.

✓ Minuscules Grecs

$\gamma_s$  : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gama).

$\gamma_b$  : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.

$\epsilon_{bcmax}$  : Déformation maximale du béton comprimé (epsilon).

$\eta$  : Coefficient de fissuration relatif a une armature (eta).

$\lambda$  : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (lambda).

$\mu_{ser}$  : Moment ultime réduit à ELS (mu).

$\mu_u$  : Moment ultime réduit à ELU.

$\nu$  : Coefficient de poisson (nu).

$\rho$  : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho).

$\sigma$  : Contrainte normale (sigma).

$\sigma_{bcmax}$  : Contrainte normale du béton comprimé.

$\sigma_{st}$  : Contrainte dans les acier tendus.

$\tau$  : Contrainte tangente (tau).

$\tau_u$  : Contrainte tangente conventionnelle.

$\varphi$  : Coefficient du fluage (phi).

$\psi_s$  : Coefficient de scellement relatif a une armature (psi).

# **Introduction générale**

## **Introduction générale**

Le génie civil regroupe toutes les techniques relatives au domaine du bâtiment, des travaux publics. Il mène souvent au métier d'ingénieurs civils. Des ingénieurs qui se chargeront de la réalisation, la réhabilitation ou la conception d'édifices et de bâtiments en tout genre. Il englobe plusieurs domaines d'intervention pour préserver la sécurité publique et l'environnement. Au nombre de 5, ces secteurs d'activité sont donc les structures, la géotechnique, l'hydraulique, le transport et l'environnement.

Dans le passé, l'Algérie a été confrontée à de nombreuses catastrophes naturelles, telles que les tremblements de terre qui se produisent régulièrement dans le nord du pays. Environ 50 secousses sont enregistrées par le réseau de surveillance chaque mois, et parmi les séismes majeurs qui ont eu lieu en Algérie, on peut mentionner le séisme de CHLEF du 10 octobre 1980 et le séisme de BOUMERDES d'avril 2003. Dans cette optique, le technicien en génie civil doit effectuer des études et des conceptions appropriées pour les ouvrages et les bâtiments, ainsi que pour ces régions spécifiques. Pour cela les ingénieurs avec l'assistance des experts du domaine ont revu et révisé le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99Version2003 qui spécifié les règles de conception et de calcul.

Dans ce projet, nous avons procédé l'étude d'un bâtiment (SSOL+R+9) à usage (habitation +commercial) avec un système de contreventement, le bâtiment est implanté à wilaya de SETIF classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de sismicité moyenne (Zone IIa).

# **Chapitre I**

**Présentation d'ouvrage et caractéristiques des matériaux**

**I.1. Introduction :**

En ce qui concerne ce projet de fin d'étude, nous avons effectué le calcul d'un bâtiment (R+9+S-Sol) destiné à la fois à l'habitation et au commerce, avec des voiles et des portiques. Le site sera situé à EL EULMA willaya de SETIF, qui est classée selon le RPA99/2003 dans la zone de sismicité moyenne (zone IIa).

**I.2. Présentation de projet :**

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+9+S/Sol) à usage multiple constitué de :

- Le sous-sol destiné comme un parking.
- Un rez-de-chaussée et 1<sup>er</sup> étage à usage commerciale.
- De 2<sup>eme</sup> ou 9<sup>eme</sup> étage a usage d'habitation.

**I.3. Caractéristique géométrique :****• Dimension en élévation :**

- Hauteur d'étage courant ..... H=3.06m.
- Hauteur de 1 étage ..... H=3.40m.
- Hauteur de rez de chausse ..... H=4.08m.
- Hauteur de s-sol..... H=4.25m.
- Hauteur totale du bâtiment ..... H<sub>t</sub>=36.18 m.

**• Dimension en plan :**

- Longueur du bâtiment.....L<sub>x</sub> =30.85m.
- Largeur du bâtiment .....L<sub>y</sub> =30.24m.

**I.4. Différents éléments de l'ouvrage :**

- **Le contreventement :** Le système de contreventement mixte de la structure du bâtiment est assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction des portiques et des voiles.
- **Les planchers :** Dans une construction, ce sont des surfaces horizontales séparées de deux niveaux successifs pour assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux ou voiles). Pour les étages courants et RDC, nous avons adopté des planchers en corps creux. Les balcons ont des planchers à dalle plane.
- **Maçonnerie :** Pour ce projet, les briques creuses sont la maçonnerie la plus courante en Algérie. Nous proposons deux types de murs :
  - **Les murs extérieurs :** sont réalisés en briques creuses à doubles parois (celle de l'intérieur de 10 cm d'épaisseur et celle de l'extérieur de 15 cm d'épaisseur) séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
  - **Les murs intérieurs :** sont constitués de parois simples en briques creuses d'une épaisseur de 10 cm.
- **Les escaliers :** Les éléments non structurels qui permettent la transition d'un étage à l'autre sont constitués d'un palier et de paillasses, fabriqués sur place en béton armé coulé.

- **Acrotère** : Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.
- **Revêtement** : Le revêtement est constitué de :
  - Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
  - Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
  - Carrelage pour les planchers et les escaliers.

## I.5. Les caractéristiques des matériaux :

### I.5.1. La méthode des états limites :

- a) **Définition d'un état limite** : Un « état limite » est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action
- b) **Etats limites ultimes et états limites de service** : Il est important que l'ouvrage soit conçu et calculé de manière à offrir des sécurités suffisantes tout au long de sa durée de vie pour :
- Eviter la ruine ou la détérioration de l'un de ses éléments.
  - Le comportement en service qui pourrait avoir un impact significatif sur sa durabilité, son apparence et le confort des usagers.

Le BAEL distingue deux catégories distinctes d'états de limite :

- **Etats Limites Ultimes (E.L.U.) On distingue** :
  - Etat ultime de résistance limite d'équilibre statique : stabilité des constructions.
  - Etat limite (symbole E.L.U.R.) : matériaux constitutifs.
  - Etat limite de stabilité de forme (symbole E.L.U.S.F.) : non risque de flambement.
- **Etats Limites de Services (E.L.S.) On distingue** :
  - Etat limite de compression du béton : une contrainte de compression à ne pas dépasser.
  - Etat limite de déformation : flèche maximale.
  - Etat limite d'ouverture de fissures : risque d'ouverture de fissures.

### I.5.2. Le béton :

Le béton est un mélange de granulats gros et fins (gravillons ou pierres concassées, sable), de ciment et d'eau dans des proportions préétablies. Possibles adjuvants. Les adjuvants peuvent être utilisés pour Le béton pour améliorer les caractéristiques spécifiques du béton frais ou durci.

#### a) Constituants du béton :

Un certain nombre de facteurs influencent la résistance du béton, notamment le type et la mesure des matériaux utilisés, le degré et les conditions de fabrication, etc.

Il est formé de :

- Pate pure (ciment + eau + air).
- Granulats (sable, gravillons et plus rarement pierres cassées).
- Produits d'addition éventuels (adjuvants).

#### b) Dosage :

- Dosage en ciment .....350 kg de CPA325.
- Quantité de Sable ..... 400 L/ m<sup>3</sup>.                    DG≤5mm
- Quantité de Gravillon ..... 800 L/ m<sup>3</sup>.                    DG≤25mm
- Quantité de Eau ..... 175 L/ m<sup>3</sup>.

**c) Principales caractéristiques :**

- **Résistance caractéristique à la compression :**

La bonne résistance à la compression du béton est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de 200 cm<sup>2</sup> de section. Lorsque les pressions sont exercées sur du béton à un âge inférieur à 28 jours.

Il fait référence à la résistance  $f_{cj}$ . La formule est utilisée pour évaluer ce qui a été obtenu au jour considéré

Avec : Pour  $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$        $a = 4,76$        $b = 0,83$   
            $40 \leq f_{c28} \leq 60\text{MPa}$        $a = 1,40$        $b = 0,95$   
           Pour  $j \geq 60$  jours       $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

Pour notre étude on prend  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ .

- **Résistance caractéristique à la traction :**

Bien que le béton soit généralement un matériau qui fonctionne bien en compression, il est parfois nécessaire d'avoir une connaissance de sa résistance en traction.  $f_{t28}$  est le terme utilisé pour décrire la résistance en traction à 28 jours.

La résistance à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$ , est généralement donnée par la relation :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1\text{MPa.} \quad \text{Pour } f_{c28}, \leq 60\text{MPa.}$$

- **Module déformations longitudinales du béton :**

- **Le module de déformation instantanée :** Dans des conditions normales avec une durée d'application inférieure à 24 heures, il est admis que le module de déformation instantanée du béton est de :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ à l'âge de } j \text{ jours.}$$

- **Le module de déformation différée :** Le retrait et le fluage sont deux types de déformations du béton. Le module de déformation différée pour les charges qui ont une durée d'application prolongée (plus de 24 heures) est égal à :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \quad \text{si } f_{cj} < 60 \text{ MPa.}$$

- **Module de déformation transversale du béton :**

$$G = E/2*(1+\nu)$$

Avec : E : module de Young.

$\nu$  : Coefficient de poisson est de rapport ente déformation transversale et déformation longitudinale.

Selon les règles de BAEL91 :

$$\nu = 0.0 \text{ (E LU) béton fissuré.}$$

$$\nu = 0.2 \text{ (ELS) béton non fissuré.}$$

Selon le CBA 93[Art : A.2.1.3] :

$$\nu = 0.2 \text{ Pour le calcul des déformations.}$$

$$\nu = 0.0 \text{ Pour le calcul des sollicitations.}$$

**d) Les contraintes limites :**

- **À l'état limite ultime (ELU) :**

Le béton à contrainte limite en compression est :

$$F_{bc} = 085 \times \frac{f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :  $\gamma_b$  = Coefficient de sécurité partiel

$$\gamma_b = 1,5 \text{ en situation durable (S.D).}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle (S.A).}$$

$\theta$ : est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\begin{aligned} \theta &= 1 & \text{Si} & \quad t \geq 24 \text{heures} \\ \theta &= 0.9 & \text{Si} & \quad 1 \leq t \leq 24 \text{heures} \\ \theta &= 0.85 & \text{Si} & \quad t < 1 \text{heures} \end{aligned}$$

– **À l'état limite de service (ELS) :**

La contrainte admissible de compression du béton est :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \quad \text{Pour } f_{c28} = 25 \text{MPa.}$$

– **Contrainte ultime au cisaillement :**

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est :

$$\tau_u = V_u / (b_0 \times d)$$

– Cas de fissuration peut préjudiciable.

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

– Cas de fissuration peut préjudiciable ou très préjudiciable.

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

• **Diagramme contraintes déformations :**

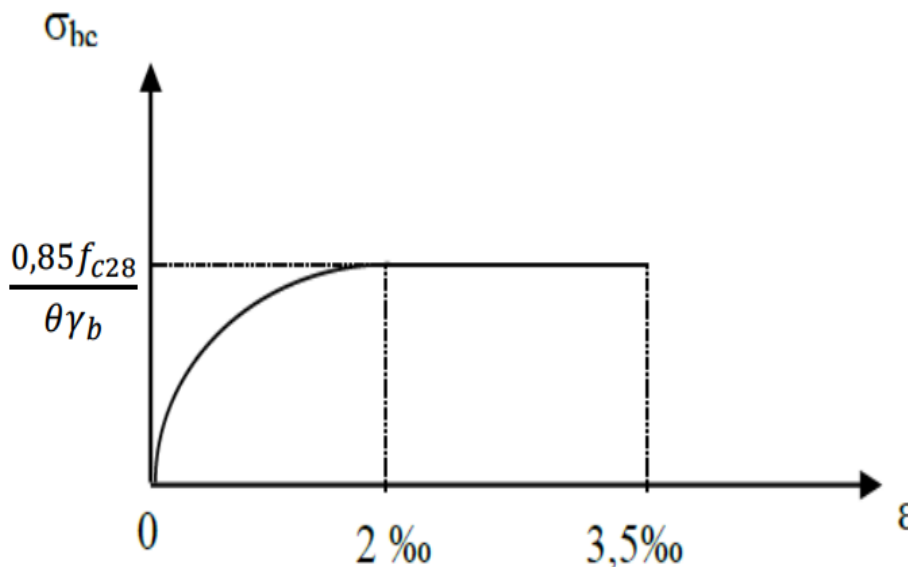
– **À l'état limite ultime (ELU) :**

Les déformations du béton sont :

$$\varepsilon_{bc1} = 2 \text{‰}$$

$$\varepsilon_{bc2} = 3,5 \text{‰} \quad \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{MPa.}$$

$$\text{Min } (4,5 ; 0,025 f_{cj}) \text{‰} \quad \text{si } f_{cj} > 40 \text{MPa.}$$



**Figure I.1 :** Diagramme des contraintes-déformations du béton à ELU.

$f_{bc}$  : Contrainte ultime du béton en compression.

**I.5.3. L'acier :**

L'acier est un alliage en faible pourcentage de fer et de carbone. Il est caractérisé par sa bonne résistance à la traction, cisaillement, et de torsion on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs avec une teneur en carbone de : 0.15 à 0.25%
- Aciers durs avec une teneur en carbone de 0.25 à 0.40 %

**a) Type d'acier utilisé :**

- Pour les armatures transversales :  
Acier naturel (Rond lisse) FeE215, FeE235.
- Pour les armatures longitudinales :  
Acier à haute adhérence FeE400, FeE500.
- Pour les planchers et dallage :  
Treillis soudés de TS500 ( $\varnothing > 6\text{mm}$ ) et TS520 ( $\varnothing \leq 6\text{mm}$ ).

**b) Résistance de calcul :**• **Contraintes à l'ELU :**

$$f_{su} = f_e / \gamma_s$$

$\gamma_s = 1,15$  pour des situations durables ( $\sigma_s = 348\text{MPa}$ ).

$\gamma_s = 1,00$  pour des situations accidentelles ( $\sigma_s = 400\text{MPa}$ ).

• **Contraintes à l'ELS :**

**Tableau I.1:** Contraintes limites à l'ELS.

Etat considéré	ELS
<b>Fissuration peu préjudiciable</b>	Pas de vérification
<b>Fissuration préjudiciable</b>	$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \text{ MPa.}$ <p>Où :</p> $\eta = 1 \quad \text{Pour RL (Rond lisse)}$ $\eta = 1,6 \quad \text{Pour HA (Haute Adhérence)}$
<b>Fissuration très préjudiciable</b>	$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left[ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \text{ MPa.}$

**c) Protection d'armatures :**

Pour assurer un bétonnage approprié et protéger les armatures des effets d'intempérie et des agents agressifs. Il est nécessaire de s'assurer que l'enrobage (C) des armatures est conforme aux exigences suivantes :

- $c \geq 5\text{cm}$  : Les objets qui sont exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins et aux atmosphères extrêmement agressives
- $c \geq 3\text{cm}$  : pour les objets en contact avec un liquide.
- $c \geq 1\text{cm}$  : pour les parois dans des environnements exempts de condensations.

**I.6.Action et sollicitations :****I.6.1Actions :**• **Actions permanentes :**

- Poids propre.
- Poussées des remblais.

• **Actions variables :**

- Charges d'exploitation.
- Charges appliquées en cours d'exécution.

- Action de la température.
- Vent et neige.

- **Actions accidentelles :**

- Chocs des véhicules routiers.
- Séismes.

**I.6.2 Sollicitations :** Les forces et les moments générés par les actions dans les éléments d'une construction sont comptabilisés comme suit :

- Effort normal : N.
- Effort tranchant : V.
- Moment fléchissant : M.
- Couple de torsion : T.

**I.7. Combinaisons d'actions :** Les sollicitations de calcul à prendre en compte dans les calculs sont définies comme suit :

- Combinaison du BAEL 91 :
  - ELU :  $1.35G + 1.5Q$
  - ELS :  $G + Q$
- Combinaisons d'actions données par le RPA99 version 2003 :
  - $G + Q \pm E$  (E : effort de séisme).
  - $0,8G \pm E$  (pour les fondations).
  - $G + Q \pm 1,2E$  (pour les structures en portiques auto-stables seulement).

Avec : G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : effort de séisme.

# **Chapitre II**

## **Pré dimensionnement et descente des charges**

## II.1. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

### II.1.1. Introduction :

L'estimation des dimensions des différents éléments d'un ouvrage nécessite une étape cruciale appelée pré dimensionnement, qui est effectuée conformément aux règles techniques algériennes telles que le CBA93, BAEL91 et le RPA 99 version 2003. Cette étape sert de point de départ et de base pour la construction de l'ouvrage.

Pour la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage doivent respecter les sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales** : elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.
- **Sollicitations horizontales** : elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques et parfois produisent par les forces du vent.

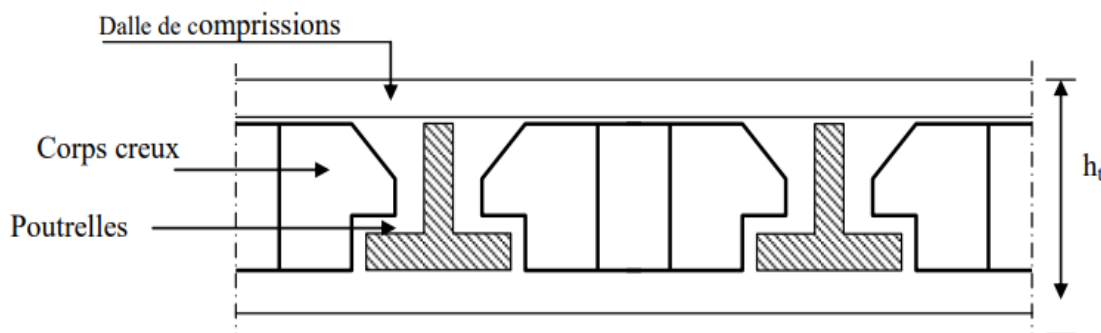
### II.1.2. Pré dimensionnement des planchers :

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux en partie courante.
- Dalle pleine pour les balcons.

#### a) Plancher à corps creux :

L'ensemble composé de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée est appelé plancher nervuré.



**Figure II.1:** plancher à corps creux.

Les nervures sont construites en béton armé et sont coulées sur le site ou préfabriquées. Elles reposent sur des voiles ou les poutres principales.

Les planchers à corps creux ont été choisis pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (max 5.4 m).
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition rigidité suivant le BAEL91 :

$$\frac{l_{\max}}{25} \leq h_t \leq \frac{l_{\max}}{20} \quad \text{Avec : } l_{\max} = 465 \text{ cm.}$$

$l$  : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

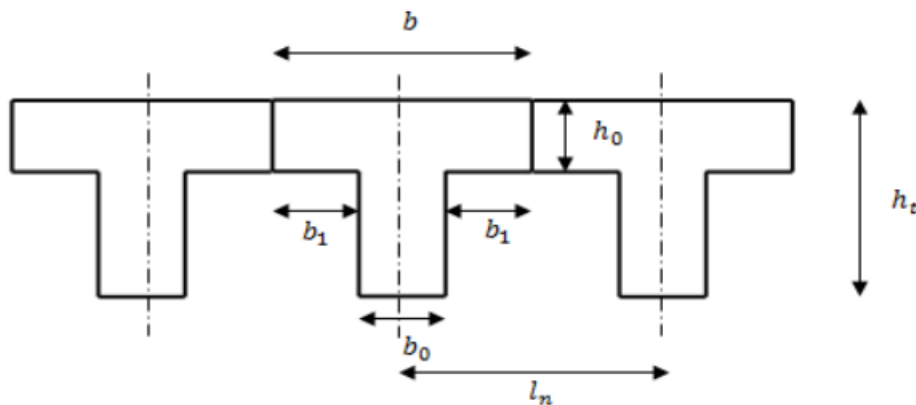
$h_t$  : L'épaisseur totale du plancher.

Donc :  $h_t \geq \frac{l_{\max}}{22.5} = \frac{465}{22.5}$   $h_t = 20.66 \text{ cm.}$

On adopte un plancher à corps creux d'une épaisseur de  $h_t = 20.66 \text{ cm}$  et en choisit des planchers à

Corps-creux de type (16+5)  $\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm : Epaisseur du corps creux.} \\ 5 \text{ cm : Epaisseur de dalle de compression.} \end{array} \right.$

- **Les poutrelles :** Les poutrelles sont des sections en forme de "T" avec les dimensions suivantes.



**Figure II.2:** la poutrelle.

- $l_n$  : distance entre axes de nervures :  $l_n = 60 \text{ cm}$  ; tel que :  $50 \text{ cm} \geq l_n \geq 80 \text{ cm}$ .
- $h_t$  : la hauteur de la nervure :  $h_t = 20 \text{ cm}$ .
- $h_0$  : la hauteur de la dalle de compression :  $h_0 = 4 \text{ cm}$ .
- $b_0$  : épaisseur de la nervure :  $0.3h_t \leq b_0 \leq 0.8h_t$   
 $6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 16 \text{ cm}$  on adopte :  $b_0 = 12 \text{ cm}$ .

- **Détermination de la largeur (b) de la table de compression**

$$b = 2b_1 + b_0$$

D'après les règles B.A.E.L, la dalle de compression sera dimensionnée comme suit :

$$b_1 = \min (L/2 ; l_{\max}/10)$$

$$L = l_n - b_0 = 60 - 12 = 48 \text{ cm.}$$

$$l_{\max} = 465 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \min (48/2 ; 465/10).$$

$$b_1 = \min (24 ; 46.5) \quad \text{On prendra donc } b_1 = 24 \text{ cm.}$$

- **Vérification**

$$b_0 = 12 \text{ cm} ; b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 \times 24 + 12 \Rightarrow b = 60 \text{ cm.}$$

$$b = l_n = 60 \text{ cm.}$$

- b) Plancher en dalle pleine (balcon) :**

Les relations suivantes déterminent l'épaisseur d'une dalle en fonction de sa portée en fonction du nombre d'appuis.

- Dalle appuyée sur 2 côtés :  $L/35 \leq e \leq L/30$ .

- Dalle appuyée sur 3 ou 4 côtés :  $L/45 \leq e \leq L/40$ .

Où  $L$  : est la portée du panneau le plus grand.

$e$  : épaisseur de la dalle pleine.

$$\frac{465}{35} \leq e \leq \frac{465}{30} \rightarrow 13.59 \leq e \leq 15.50.$$

On prend  $e = 15\text{cm}$ .

### II.1.3. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier, dont le rôle est de supporter le plancher et transmettre les charges directement aux éléments verticaux (poteaux).

Le Pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de **BAEL91** et vérifié selon le **RPA99-2003**.

La hauteur d'une poutre continue doit respecter la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

La largeur d'une poutre continue doit respecter la condition suivante :

$$0,4h \leq b \leq 0,8h$$

Les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

$$h \geq 30\text{cm}.$$

$$b \geq 20\text{cm}.$$

$$h/b \leq 4.$$

#### a) Les poutres principales :

La plus grande portée  $L_{\max} = L_p = 540\text{cm}$ .

Ce qui donne.

$$36 \leq h_p \leq 54 \quad \text{On adopte } h_p = 45\text{cm}.$$

$$0.4h_p \leq b_p \leq 0.8h_p \quad \Rightarrow 18 \leq b_p \leq 36$$

On adopte  $b_p = 30\text{cm}$ .

Vérifications

$$h_p = 45\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$b_p = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$h/b = 45/30 = 1.5 \leq 4 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### b) Les poutres secondaires :

La plus grande portée  $L_{\max} = L_s = 465\text{cm}$ .

Ce qui donne.

$$31 \leq h_s \leq 46.5 \quad \text{On adopte } h_s = 40\text{cm}.$$

$$0.4h_s \leq b_s \leq 0.8h_s \quad \Rightarrow 16 \leq b_s \leq 32$$

On adopte  $b_s = 30\text{cm}$ .

Vérifications

$$h_s = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$b_s = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$h/b = 40/30 = 1.33 \leq 4 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

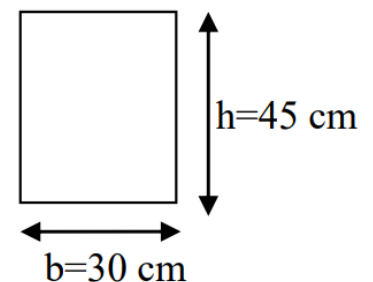


Figure II.3 : Section de poutre Principale.

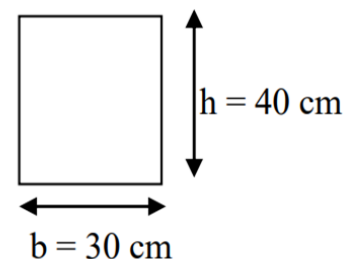


Figure II.4 : Section de poutre secondaire.

### II.1.4. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé qui résistent aux charges horizontales (séisme et vent) et transmettent les efforts verticaux aux fondations.

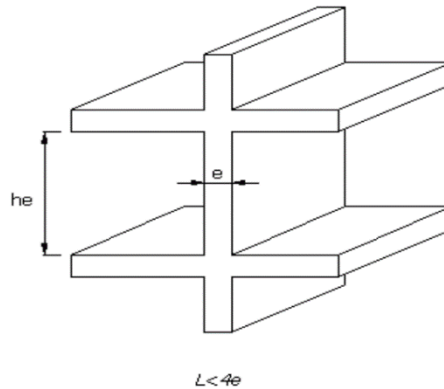
Dans notre cas et du fait que l'on va prendre la même épaisseur pour tous les voiles de contreventement du bâtiment longitudinalement et transversalement.

Le **R.P.A 99(version 2003)** considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4e \\ e \geq h_e / 20 \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} L: \text{Longueur du voile.} \\ e: \text{épaisseur des voiles } (e_{\min}=15 \text{ cm}). \\ h_e: \text{Hauteur libre de RDC (368).} \\ e \geq 368/20=18.4\text{cm.} \end{array} \right.$$



**Figure II.5 :** Coupe de voile en élévation.

Nous adoptons :  $e = 20 \text{ cm}$ .

#### • Vérifications

$$L > 4e \Leftrightarrow L > 80 \text{ cm.}$$

Tous les voiles dans notre projet présentent une longueur supérieure à 80 cm.

$$e = 20 \text{ cm} > e_{\min} = 15 \text{ cm.}$$

### II.1.5. Prédimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont des structures de déplacement verticales constituées d'un ensemble de marches de la même hauteur qui permettent de monter ou de descendre d'un niveau de sol à un autre.

Pour les escaliers on considère les paramètres suivants :

- $h$  : hauteur de la contre marche, variant de 0.15 à 0.18m.
- $g$  : Largeur de la marche, variant de 0.26 à 0.36m.
- $\alpha$  : Inclinaison de la volée =  $\text{arc tg}(h/g)$ .
- $N$  : Nombre de contre marches.
- $n$  : Nombre de marches (girons).

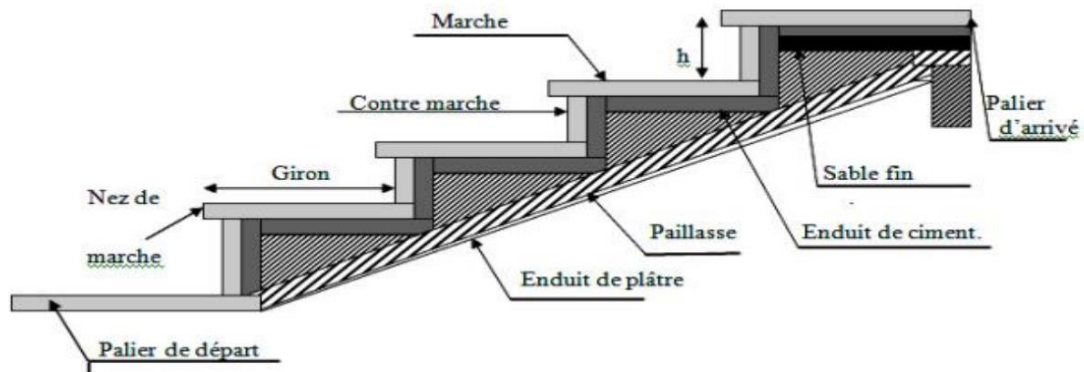


Figure II.6 : composition d'un escalier.

• **Définition des éléments d'un escalier :**

- **Le palier de repos :** est la partie horizontale d'un escalier située à l'extrémité d'une volée ( $L_p$ ).
- **La paillasse :** est la dalle mince supportant les marches et les contremarches.
- **Le volé :** est un ensemble ininterrompu des marches, elle située entre deux paliers successifs, un volé ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches ( $L_v$ ).
- **La marche :** est la partie horizontale où l'on marche.
- **La contremarche :** est la partie verticale d'une marche.
- **Le giron :** est la distance horizontale entre deux nez de marches consécutives ( $g$ ).
- **L'emmarchement :** est la longueur utile de la marche.
- **La cage d'escaliers :** est le volume réservé au logement de l'escalier sur un ou plusieurs niveaux.

• **Dimensionnement :**

Pour le pré dimensionnement en utilisant la formule de **Blondel**, la hauteur de la marche est limitée par :

$$2h + g = m \quad \text{Avec} \quad 60 \leq m \leq 64 \quad \text{Où : } g = 30 \text{ cm.}$$

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad (60 - g) / 2 \leq h \leq (64 - g) / 2 \quad \rightarrow \quad (60 - 30) / 2 \leq h \leq (64 - 30) / 2$$

$$\rightarrow 15 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{On prend } h = 17 \text{ cm.}$$

Angle d'inclinaison :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0.566 \quad \rightarrow \quad \alpha = 29.53^\circ$$

a) **Pour le sous-sol (h=425cm) :**

$$N = H/h = 425/17 = 25 \text{ contre marche.}$$

$$n = N - 1 \rightarrow n = 25 - 1 = 24 \text{ marche.}$$

On adopte 2 volées de 10 contre marche et un 3<sup>ème</sup> de 5 contre marche.

Longueur de volée (paillasse) :

$$L_p = \frac{10 \times 17}{\sin \alpha} = \frac{170}{\sin \alpha} = 344.9 \text{ cm} = 3.449 \text{ m.}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_p}{30} \leq e \leq \frac{L_p}{20} \quad \text{avec } L_p = 3.449 \text{ m.}$$

$$11.49 \leq e \leq 17.24 \text{ on prend } e = 15 \text{ cm.}$$

**b) Pour le RDC (h=408cm) :**

$$N = H/h = 408/16.5 = 24 \text{ contre marche.}$$

$$n = N - 1 \rightarrow n = 24 - 1 = 23 \text{ marche.}$$

On adopte 2 volées de 12 contre marche.

Longueur de volée (paillasse) :

$$L_p = \frac{12 \times 16.5}{\sin \alpha} = 401.72 \text{ cm} = 4.01 \text{ m.}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_p}{30} \leq e \leq \frac{L_p}{20} \text{ avec } L_p = 4.138 \text{ m.}$$

$$13.39 \leq e \leq 20.086 \text{ on prend } e = 15 \text{ cm.}$$

**c) Pour le 1<sup>er</sup> étage (h=340cm) :**

$$N = H/h = 340/17 = 20 \text{ contre marche.}$$

$$n = N - 1 \rightarrow n = 20 - 1 = 19 \text{ marche.}$$

On adopte 2 volées de 10 contre marche.

Longueur de volée (paillasse) :

$$L_p = \frac{10 \times 17}{\sin \alpha} = 344.91 \text{ cm} = 3.449 \text{ m.}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_p}{30} \leq e \leq \frac{L_p}{20} \text{ avec } L_p = 3.449 \text{ m.}$$

$$11.49 \leq e \leq 17.24 \text{ on prend } e = 15 \text{ cm.}$$

**d) Pour les étages courants (h=306cm) :**

$$N = H/h = 306/17 = 18 \text{ contre marche.}$$

$$n = N - 1 \rightarrow n = 18 - 1 = 17 \text{ marche.}$$

On adopte 2 volées de 9 contre marche.

Longueur de volée (paillasse) :

$$L_p = \frac{9 \times 17}{\sin \alpha} = 310.42 \text{ cm} = 3.104 \text{ m.}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_p}{30} \leq e \leq \frac{L_p}{20} \text{ avec } L_p = 3.104 \text{ m.}$$

$$10.43 \leq e \leq 15.52 \text{ on prend } e = 15 \text{ cm.}$$

**II.1.6. Pré dimensionnement d'acrotère :**

L'acrotère est un élément en béton armé coulé sur place, situé en haut du bâtiment. Il n'a pas de fonction structurelle et est assimilé à une console encadrée à sa base dans le plancher de la terrasse. Son rôle principal peut être celui de la protection, tout en contribuant également à des aspects esthétiques ou fonctionnels du bâtiment.

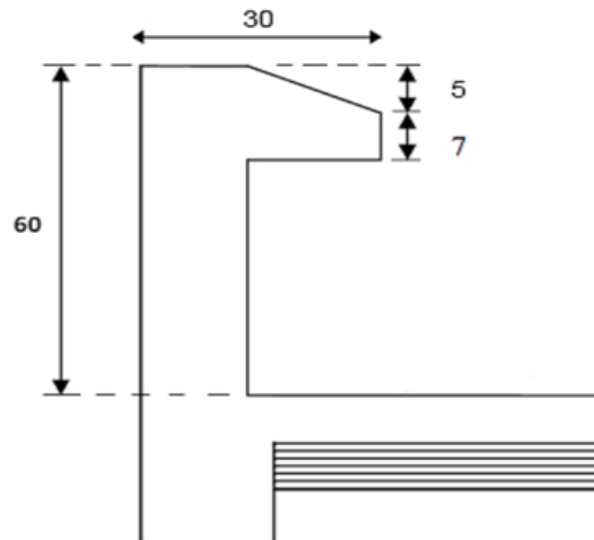


Figure II.7: Coupe de l'acrotère

a. La surface :

$$S = (0.6 \times 0.1) + 0.5 (0.2 \times 0.05) + (0.2 \times 0.07)$$

$$S = 0.079 \text{ m}^2$$

b. Le poids :

$$P_b = \gamma_b \times S$$

$$P_b = 25 \times 0.079 = 1.975 \text{ KN/ml.}$$

c. Revêtement d'enduit de ciment : (1,5 cm)

$$P_s = 18 \times 0,015 \times (0.6+0.1+0.1+0.48+0.07+0.2+0.2)$$

$$P_s = 18 \times 0.015 \times 1.75$$

$$P_s = 0.47 \text{ KN/ml.}$$

Donc : Charge permanente G :  $G = P_b + P_s = 1.975 + 0.47 = 2.445 \text{ KN/ml.}$

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

### II.1.7. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont en effet des éléments porteurs verticaux en béton armé dans la construction. Ils jouent un rôle crucial en supportant les charges verticales et en les transmettant aux fondations.

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

$$N_u \leq N_{lim} = \left[ \alpha \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- $B_r$  [cm<sup>2</sup>] : section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :  $B_r = (a - 2)(b - 2) \text{ cm}^2$ .
- $A$  [cm<sup>2</sup>] : section d'armatures à mettre en place.
- $F_{c28}$  [MPa] : Contrainte caractéristique à la Compression.  $\Rightarrow F_{c28} = 25 \text{ MPa.}$
- $F_e$  E400 [MPa] : Limité d'élasticité  $\Rightarrow F_e = 400 \text{ MPa.}$
- $\gamma_b$  : Coefficient partiel de sécurité  $\Rightarrow \gamma_b = 1,5$  (cas général).
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité  $\Rightarrow \gamma_s = 1,15$  (cas général).

Pour toutes les armatures participant à la résistance du poteau, on prend  $\lambda \leq 50$  : on prendra ( $\lambda = 35$ )

$$\alpha = 0.85 / (1 + 0.2(\lambda/35)^2) \Rightarrow \alpha = 0,708$$

On prend le pourcentage d'armature :  $\frac{A}{B_r} = 0.8\% \Rightarrow A = 0.008 B_r \%$  (**RPA2003**)

a) **Méthode de calcul** : Leur pré dimensionnement doit respecter les conditions suivantes :

- Condition de résistance.
- Condition de stabilité.
- Condition imposée par le RPA99.

• **Condition de résistance** :

D'après le BAEL91 :

$$B_r \geq \frac{K \cdot \beta \cdot N_u}{\left[ \theta \left( \frac{\sigma_{bc}}{0.9} \right) + 0.85 \times \left( \frac{A}{B_r} \right) \sigma_s \right]}$$

La valeur de  $\alpha$  doit être divisée par un coefficient  $\theta$  égal à :

- 1,1 si la majeure partie des charges est appliquée avant 90 jours.
- 1,2 si la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours.
- 1 si la majeure partie des charges est appliquée après 90 jours.

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \\ K = 1 \end{array} \right.$$

$\beta$ : coefficient qui dépend de l'élanement du poteaux.

Pour ( $\lambda=35$ )  $\rightarrow \beta = 1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1.2$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_s} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$B_r \geq \frac{1.2 \times N_u [\text{MN}]}{\left[ \frac{14.2}{0.9} + 0.85 \times 0.008 \times 348 [\text{MPa}] \right]}$$

Donc :  **$B_r \geq 0.066 \times N_u$**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

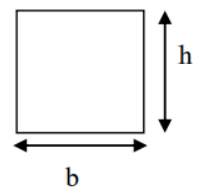
Avec : G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

$N_u$  : Effort normal ultime.

• **Conditions imposées par le RPA99** : Selon les prescriptions du (PRA99 v 2003) les dimensions des poteaux doivent vérifier les conditions :

- $\min(b, h) \geq 25 \text{ cm.}$
- $\min(b, h) \geq \frac{h}{20} \text{ cm} \quad \ll \text{zone IIa} \gg$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4.$



• **Condition de stabilité de forme** : Selon les hypothèses du critère de sécurité de non flambement (BAEL91), on a :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$

Il faut vérifier que  $\lambda \leq 35$ .

Avec :  $L_f = 0,70 \cdot l_0$  (poteau encastéré – articuler).

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \frac{b}{\sqrt{12}} \Rightarrow \text{Avec : } I = \frac{a.b^3}{12}$$

$$S = b \times a$$

$\lambda$  : Élancement du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement (pour un poteau encastré articuler)  $L_f = 0,7.L_0$

$L_0$  : Longueur libre du poteau.

$i$  : Rayon de giration de la section de plan de flambement.

## II.2.Evaluation des charges :

### II.2.1. Introduction :

Une distribution des charges et des surcharges pour chaque élément est nécessaire afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage. L'évaluation de la majorité des charges revenant à chaque élément de la structure est facilitée par la descente des charges. Il faudra :

- Prendre en compte le poids propre de l'élément.
- La charge du plancher qu'il supporte.
- La part de cloisons réparties qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère.....).

### II.2.2. Charge permanente :

Elles sont symbolisées par le terme G, qui est le poids propre des éléments porteurs et non porteurs. Ils sont calculés en utilisant :

- Le poids volumique des matériaux en  $\text{KN/m}^3$ .
- Poids spécifique des éléments exprimé en  $\text{KN/m}^2$ .

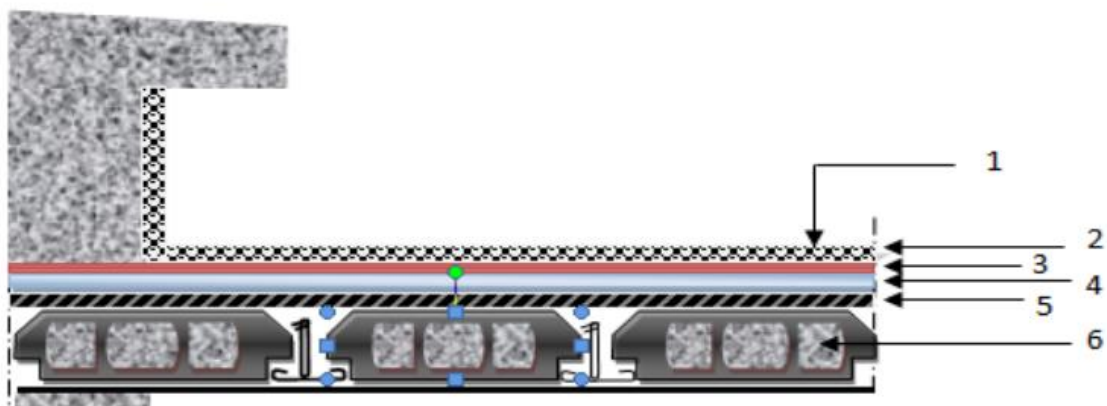
D'après le **D.T.R.B.C.2.2** et pour un plancher à corps creux on a :

Avec :  $e$  : l'épaisseur (m).

$\rho$  : la masse volumique ( $\text{kg/m}^3$ ).

$G$  : le poids par  $1\text{m}^2$  ( $\text{kg/m}^2$ ).

#### a. Plancher terrasse (non accessible) :

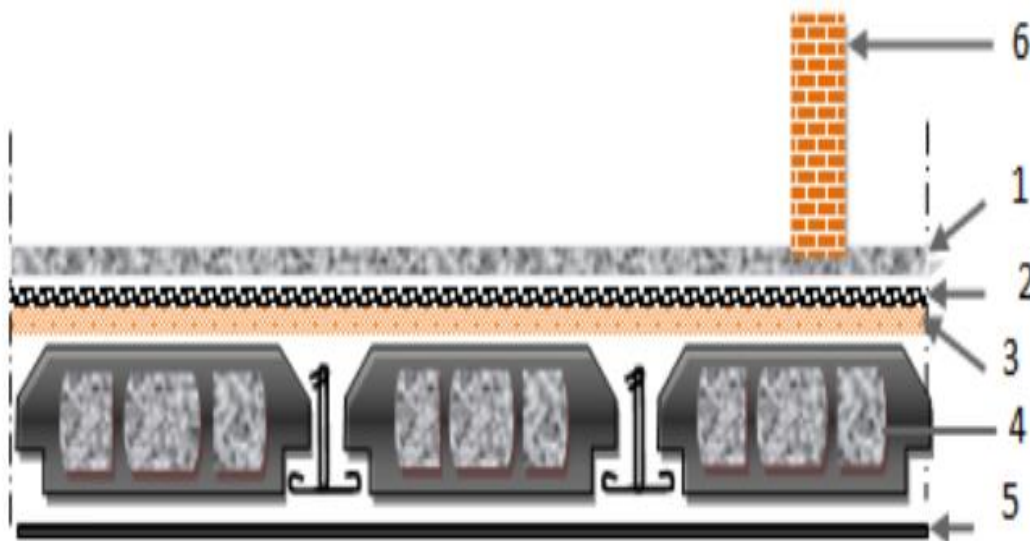


**Figure II.8:** Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible

Tableau II.1. Charge permanente et d'exploitation du plancher terrasse.

N°	Couche	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Protection en gravillons	0.05	20	1.00
2	Etanchéité	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.1	22	2.2
4	Isolation en liège	0.04	4	0.16
5	Plancher à corps creux (16+4)	0.20	14	2.80
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
<b>Charge permanente</b>				<b>6.48</b>
<b>Charge d'exploitation</b>				<b>1</b>

**b. Plancher étage courant : (Usage d'habitation)**



**Figure II.9:** Détail des constituants du plancher étage courant.

Tableau II.2: Charge permanente et d'exploitation du plancher étage courant.

N°	Couche	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle corps creux (16+4)	0.20	14	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison internes	0.10	9	0.9
<b>Charge permanente</b>				<b>5.1</b>
<b>Charge d'exploitation</b>				<b>1.5</b>

c. Plancher RDC et 1<sup>er</sup> étage (commercial) :Tableau II.3: Charge permanente et d'exploitation du plancher RDC et 1<sup>er</sup> étage.

N°	Couche	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle corps creux (16+4)	0.20	14	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison internes	0.10	9	0.9
<b>Charge permanente</b>				<b>5.1</b>
<b>Charge d'exploitation</b>				<b>5</b>

**d. Plancher du sous-sol (parking) :****Tableau II.4:** Charge permanente et d'exploitation du sous-sol.

N°	Couche	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle plaine	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison internes	0.10	9	0.9
<b>Charge permanente</b>				<b>6.05</b>
<b>Charge d'exploitation</b>				<b>2.5</b>

**e. Plancher à dalle plaine (Les balcons) :****Tableau II.5:** Charge permanente et d'exploitation du plancher à dalle plaine.

N°	Couche	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle plaine	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
6	Gard corps	/	/	0.60
<b>Charge permanente</b>				<b>5.91</b>
<b>Charge d'exploitation</b>				<b>3.5</b>

## f. Maçonnerie :

## ➤ Murs extérieurs :

Tableau II.6: Evaluation des charges des murs extérieurs

N°	Couche	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.15	9	1.35
3	Brique creuse	0.10	9	0.90
4	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
<b>Charge permanente</b>				<b>2.81</b>

## ➤ Murs intérieurs :

Tableau II.7 Evaluation des charges des murs intérieurs.

N°	Couche	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
<b>Charge permanente</b>				<b>1.46</b>

## g. Escaliers :

## ➤ Volée (palliasse) :

Tableau II.8: Charge permanente et d'exploitation de volée d'escalier.

N°	Couche	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m <sup>3</sup> )	G [KN/M <sup>2</sup> ]
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Marches	$h/2=0.085$	22	1.87
5	Palliasse	$E_p/\cos \alpha=0.17$	25	4.25
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
7	Gard corps	/	/	0.60
<b>Charge permanente</b>				<b>8.28</b>
<b>Charge d'exploitation</b>				<b>2.5</b>

## ➤ Palier :

Tableau II.9: Charge permanente et d'exploitation du palier de repos.

N°	Couche	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
<b>Charge permanente</b>				<b>5.31</b>
<b>Charge d'exploitation</b>				<b>2.5</b>

**II.2.3. Dimensionnement de poteau le plus sollicité :**

- **Surfaces afférentes des poteaux :**

$$S_{\text{aff}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 2.35 \times 2.60 = 6.11\text{m}^2$$

$$S_2 = 2.35 \times 2.70 = 6.35\text{m}^2$$

$$S_3 = 2.89 \times 2.60 = 7.51\text{m}^2$$

$$S_4 = 2.89 \times 2.70 = 7.80\text{m}^2$$

$$S_{\text{aff}} = 6.11 + 6.35 + 7.51 + 7.80 = 27.77\text{m}^2$$

- **Charge permanente des planchers :**

- Plancher terrasse :  $G_t = 6.48 \text{ KN/m}^2$

- Plancher étage courant et RDC :

$$G_{\text{ec}} = 5.1 \text{ KN/m}^2$$

- **Poids propre des planchers :**

- Plancher terrasse :  $P_t = G_t \times S_{\text{aff}} = 6.48 \times 27.77 = 179.95 \text{ KN}$

- Plancher étage courant et RDC :  $P_{\text{ec}} = G_{\text{ec}} \times S_{\text{aff}} = 5.1 \times 27.77 = 141.63 \text{ KN}$

- Plancher du sous-sol (parking) :  $P_{\text{ss}} = G_{\text{ss}} \times S_{\text{aff}} = 6.05 \times 27.77 = 168.01 \text{ KN}$

- **Poids propre des poutres :**

- Poutre principale :  $P_{\text{pp}} = 0.3 \times 0.45 \times 25 \times 5.54 = 18.69 \text{ KN}$

- Poutre secondaire  $P_{\text{ps}} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times 5.6 = 16.8 \text{ KN}$

$$\text{Donc } P_p = 18.69 + 16.8 = 35.49 \text{ KN}$$

- **Poids propre des poteaux :**

$$P = Br \times 25 \times 4.08 = 102Br$$

- **Charges d'exploitation :**

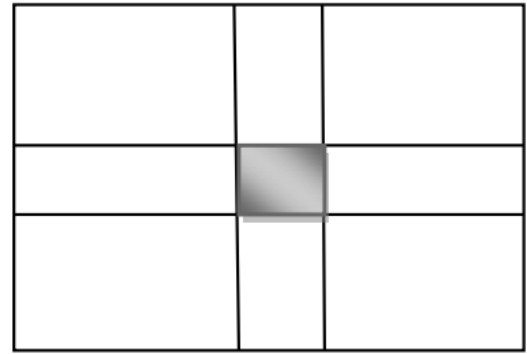
- Plancher terrasse :  $Q_0 = 1 \times 27.77 = 27.77 \text{ KN}$

- Plancher étage courant :  $Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = Q_7 = Q_8 = 1.50 \times 27.77 = 41.66 \text{ KN}$

- Plancher RDC et 1<sup>er</sup> :  $Q_9 = Q_{10} = 5 \times 27.77 = 138.85 \text{ KN}$

- **La loi de dégression des charges :**

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment.  $Q_1, Q_2, Q_3, Q_n$  les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1.2.3.n numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes.



**Figure II.10 :** Emplacement de poteau P1.

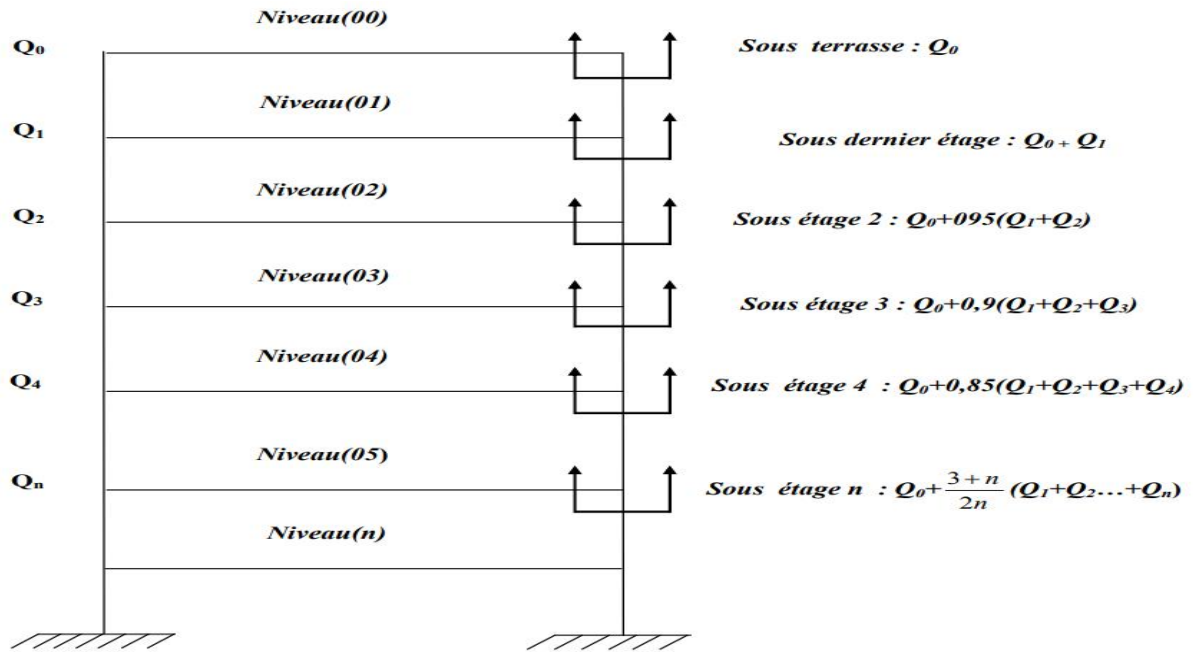


Figure II.11: La dégrossissement des charges.

Tableau II.10: Les surcharges cumulées.

Niveau	Dégrossissement	Q(KN)
Terrasse	Q0	27.77
9 <sup>ème</sup> étage	Q0+Q1	69.43
8 <sup>ème</sup> étage	Q0+0,95(Q1+Q2)	106.92
7 <sup>ème</sup> étage	Q0+0.9 (Q1+Q2+Q3)	140.26
6 <sup>ème</sup> étage	Q0+0.85 (Q1+Q2+Q3+Q4)	169.41
5 <sup>ème</sup> étage	Q0+0.80 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)	194.41
4 <sup>ème</sup> étage	Q0+ 0.75 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)	215.24
3 <sup>ème</sup> étage	Q0 + 0,71(Q1+ Q2 + Q3 + Q4 + Q5 +Q6 +Q7)	234.82
2 <sup>ème</sup> étage	Q0 + 0,68(Q1+ Q2 + Q3 + Q4 + Q5 +Q6+Q7+Q8)	254.40
1 <sup>ème</sup> étage	Q0+0,66(Q1+ Q2 + Q3 + Q4 + Q5 +Q6+Q7+Q8+Q9)	366.87
RDC	Q0+0,65(Q1+ Q2 + Q3 + Q4 + Q5 +Q6+ Q7+Q8+Q9+QRDC)	424.91
S-SOL	Q0+0,64(Q1+Q2+ Q3 + Q4 + Q5+Q6 +Q7+Q8+Q9+QRDC+ QSS)	463.23

## ➤ Charges permanentes :

Tableau II.11: Charge permanente de la structure.

NIVEAUX	DESIGNATION DES ELEMENTS	CHARGE PERMANENTE G (KN)	TOTALE
<b>10</b>	- Plancher terrasse inaccessible.	179.95	<b>215.44+102Br</b>
	- Poutre principale (30x45cm).	18.69	
	- Poutre secondaire (30x40cm).	16.8	
	- Poteau.	102Br	
<b>9</b>	- Plancher étage courant.	141.63	<b>177.12+102Br</b>
	- Poutre principale (30x45cm).	18.69	
	- Poutre secondaire (30x40cm).	16.8	
	- Poteau.	102Br	
<b>RDC</b>	-Plancher du sous-sol (parking)	168.01	<b>203.5+102Br</b>

Tableau II.12: Les charges permanentes cumulées.

Niveaux	Les Charges Permanentes	Gt (KN)
<b>9</b>	<b>G<sub>9</sub></b>	<b>215.44+102Br</b>
<b>8</b>	<b>G<sub>9</sub>+G<sub>8</sub></b>	<b>392.56+204Br</b>
<b>7</b>	<b>G<sub>9</sub>+G<sub>8</sub>+G<sub>7</sub></b>	<b>569.68+306Br</b>
<b>6</b>	<b>G<sub>9</sub>+G<sub>8</sub>+G<sub>7</sub>+G<sub>6</sub></b>	<b>746.8+408Br</b>
<b>5</b>	<b>G<sub>9</sub>+G<sub>8</sub>+G<sub>7</sub>+G<sub>6</sub>+G<sub>5</sub></b>	<b>923.92+510Br</b>
<b>4</b>	<b>G<sub>9</sub>+G<sub>8</sub>+G<sub>7</sub>+G<sub>6</sub>+G<sub>5</sub>+G<sub>4</sub></b>	<b>1101.04+612Br</b>
<b>3</b>	<b>G<sub>9</sub>+G<sub>8</sub>+G<sub>7</sub>+G<sub>6</sub>+G<sub>5</sub>+G<sub>4</sub>+G<sub>3</sub></b>	<b>1278.16+714Br</b>
<b>2</b>	<b>G<sub>9</sub>+G<sub>8</sub>+G<sub>7</sub>+G<sub>6</sub>+G<sub>5</sub>+G<sub>4</sub>+G<sub>3</sub>+G<sub>2</sub></b>	<b>1455.28+816Br</b>
<b>1</b>	<b>G<sub>9</sub>+G<sub>8</sub>+G<sub>7</sub>+G<sub>6</sub>+G<sub>5</sub>+G<sub>4</sub>+G<sub>3</sub>+G<sub>2</sub>+G<sub>1</sub></b>	<b>1632.4+918Br</b>
<b>RDC</b>	<b>G<sub>9</sub>+G<sub>8</sub>+G<sub>7</sub>+G<sub>6</sub>+G<sub>5</sub>+G<sub>4</sub>+G<sub>3</sub>+G<sub>2</sub>+G<sub>1</sub>+G<sub>RDC</sub></b>	<b>1809.52+1020Br</b>
<b>S-SOL</b>	<b>G<sub>9</sub>+G<sub>8</sub>+G<sub>7</sub>+G<sub>6</sub>+G<sub>5</sub>+G<sub>4</sub>+G<sub>3</sub>+G<sub>2</sub>+G<sub>1</sub>+G<sub>RDC</sub>+G<sub>SS</sub></b>	<b>2013.02+1122Br</b>

Donc :

$$G_T = 2013.02 + 1122Br$$

$$Q_T = 463.23KN$$

## a) Calcul des sections des poteaux :

$$N_u = 1.35 G_{totale} + 1.5 Q_{totale}$$

$$N_u = 1.35 (1122Br + 2013.02) + 1.5 (463.23)$$

$$N_u = 3412.415 + 1514.78Br \text{ (KN)}$$

Calcul d'un exemple :

$$Br \geq 0.066 \times N_u$$

$$Br \geq 0.066 \times (1514.78Br + 3412.415) \times 10^{-3}$$

$$Br \geq 0,24972m^2$$

En choisissant les poteaux de côté carrés :

$$Br = (a - 2)^2 \Rightarrow (a - 2)^2 \geq 2497.22 \text{ cm}^2 \Rightarrow a \geq 51.97 \text{ cm}$$

Donc on prend :  $(a \times b) = (60 \times 60) \text{ cm}^2$

**Tableau II.13:** Tableau récapitulatif des sections des poteaux des différents étages.

Niveau	G (KN)	Q (KN)	Nu (KN)	Br (cm <sup>2</sup> )	Section (cm <sup>2</sup> )
9	102Br+215.44	69.43	137.7Br+394.98	262.64	60×40
8	204Br+392.56	106.92	275.4Br+690.33	468.43	60×40
7	306Br+569.68	140.26	413.1Br+979.45	668.03	60×40
6	408Br+746.8	169.41	550.8Br+1262.29	860.99	60×40
5	510Br+923.92	194.41	688.5Br+1538.90	1068.06	60×40
4	612Br+1101.04	215.24	826.2Br+1809.22	1259.25	60×40
3	714Br+1278.16	234.82	963.9Br+2077.74	1463.67	60×40
2	816Br+1455.28	254.40	1101.6Br+2346.22	1672.06	60×40
1	918Br+1632.4	366.87	1239.3Br+2754.04	1980.40	60×50
RDC	1020Br+1809.52	424.91	1377Br+3080.21	2230.76	60×50
S/SOL	1122Br+2013.02	463.23	1514.7Br+3412.42	2497.22	60×60

• **Vérification selon RPA99 :**

Min (b ; h) ≥ 25 → min (40 ; 40) ≥ 25 → Condition vérifiée.

Min (b ; h) ≥  $\frac{h_e}{20}$  → min (40 ; 40) ≥  $\frac{408}{20} = 20.4$  → Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$  →  $\frac{1}{4} \leq \frac{40}{40} = 1 \leq 4$  → Condition vérifiée.

- **Vérification au flambement :**

**Tableau II.14:** Tableau de vérification des poteaux au flambement.

Niveau	(a×b)	$l_0(\text{m})$	$l_f = 0.7l_0$	$\lambda$	$\lambda \leq 35$
S/SOL	60×60	4.25	2.97	17.13	C.V
RDC	60×50	4.08	2.85	19.72	C.V
1 <sup>er</sup> étage	60×50	3.40	2.38	16.47	C.V
2 <sup>eme</sup> ; ...; 9 <sup>eme</sup> étage	60×40	3.06	2.14	18.51	C.V

# **Chapitre III**

## **Calcul des éléments secondaires**

### III.1.Introduction :

Le but de ce calcul est de garantir la stabilité et la résistance des éléments secondaires de mon bâtiment (tels que l'acrotère, les balcons, les escaliers et les dalles) contre les effets des actions sismique et verticales (permanente et exploitation), en utilisant une modélisation appropriée et en calculant correctement les sections d'armatures conformément au BAEL 91 et RPA99/V2003.

### III.2.Les balcon :

Les balcons du bâtiment sont constitués de dalles pleines de 15 à 16 cm d'épaisseur. Elles sont de la forme d'une console, qui consiste en une dalle pleine encastree au niveau du plancher. Le calcul se fera pour une bande de 1,00 ml.

Le calcul d'un balcon est basé sur deux facteurs :

- Son poids propre.
- Sa charge d'exploitation.

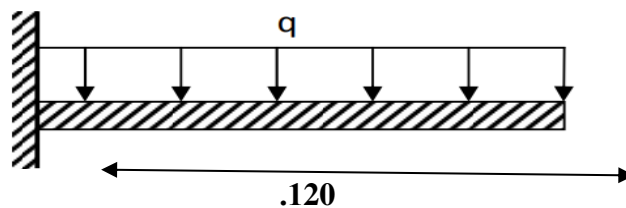


Figure III.1 : Schéma statique du balcon.

#### III.2.1.Evaluation des charges :

- Charge permanente  $G = 5,91 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ ml} = 5.91 \text{ KN/m}$
- Charge d'exploitation  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ ml} = 3.5 \text{ KN/m}$

#### III.2.2.Les combinaisons d'action :

##### ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_u = (1.35 \times 5.91) + (1.5 \times 3.5) = 13.23 \text{ KN/m}$$

##### ELS :

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 5.91 + 3.5 = 9.41 \text{ KN/m}$$

#### III.2.3.Calcul des sollicitations :

##### ELU :

$$V_u = q_u \times l = 13.23 \times 1.20 \rightarrow V_u = 15.88 \text{ KN}$$

$$M_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{13.23 \times 1.20}{2} \rightarrow M_u = 7.94 \text{ KN.m}$$

##### ELS :

$$V_s = q_s \times l = 9.41 \times 1.20 \rightarrow V_s = 11.292 \text{ KN}$$

$$M_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{9.41 \times 1.20}{2} \rightarrow M_s = 5.646 \text{ KN.m}$$

#### III.2.4.Calcul des ferrailages :

On calcule le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.94}{1 \times (0.125)^2 \times 14.2 \times 10^3} \rightarrow \mu = 0.0358$$

$$d = 0.15 - 0.025 = 0.125 \text{ m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{7.94}{5.646} \rightarrow \gamma = 1.406$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0358}) \rightarrow \alpha = 0.0455$$

$$A_S = \frac{0.8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0.8 \times 0.0455 \times 100 \times 12.5 \times 14.2}{348} \rightarrow A_S = 1.586 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non-fragilité** : selon le BAEL91

La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{S_{\min}} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 1.50 \text{ cm}^2$$

$$A_S = \max \{ A_{S_{\min}} ; A_S \} = 1.586 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'acier : **5T12** ( $A_S = 5.65 \text{ cm}^2$ )

- **Armatures de répartition** :

$$A_r = \frac{A_S}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'acier : **4T10** ( $A_r = 3.14 \text{ cm}^2$ )

- **Calcul de l'espacement** :

$$St \geq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = 11.25 \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

### III.2.5. Vérification :

- **Vérification de L'effort tranchant** : selon le BAEL91 Article [A.5.1, 1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{15.98 \times 10^{-3}}{1 \times 12.5 \times 10^{-2}} \rightarrow \tau_u = 0.128 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \longrightarrow \text{(Fissuration préjudiciable).}$$

$$\tau_u \leq \min \{ 3.33; 5 \text{ MPa} \} \rightarrow \tau_u \leq 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Position de l'axe neutre** :  $by^2 + 30A_{Sy} - 30dA_S = 0$  dont la solution est :

$$y = \frac{15A_S}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_S}} - 1 \right] = \frac{15 \times 5.65}{100} \left[ \sqrt{1 + \frac{100 \times 12.5}{7.5 \times 5.65}} - 1 \right] = 3.83 \text{ cm}$$

- **Le moment d'inertie** :

$$I = \left[ \frac{by^3}{3} \right] + 15A_S(d - y)^2 = \left[ \frac{100 \times (3.83)^3}{3} \right] + 15 \times 5.65(12.5 - 3.83)^2$$

$$I = 8243.29 \text{ cm}^4$$

- **Vérification à L'ELS** :

– Contrainte limite de compression du béton est : d'après le BAEL91 Article [A.4.5, 2]

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

– Contrainte limite de traction de l'acier : BAEL91 Article [A.4.5, 32], en fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} = 202 \text{ MPa}$$

– Calcul des contraintes : la contrainte étant soumise à un moment  $M_{ser}$ , la contrainte à une distance  $x$  de l'axe neutre est :

$$\sigma_{(x)} = \frac{M_{ser}}{I} y ; \text{ On pose } K = \frac{M_{ser}}{I} \text{ et on a } (x=y) \rightarrow \sigma_{bc} = Ky$$

$$K = \frac{5.646}{8243.29 \times 10^{-5}} = 68.49 \text{ MPa/m}$$

$$\sigma_{bc} = 68.49 \times 3.83 \times 10^{-2} = 2.62 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} ; \text{ Donc condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y) = 15 \times 68.49(0.125 - 0.0383) = 89.07 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s \text{ Condition vérifiée.}$$

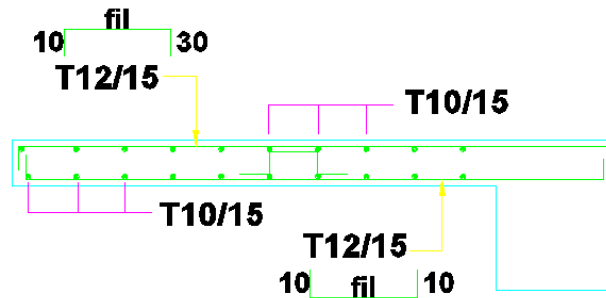
- **Vérification de la flèche** :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 > 0.0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad (M_t = M_0) \rightarrow 0.125 > 0.1 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{5.65}{100 \times 12.5} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0045 < 0.0113 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**FERRAILLAGE DALLE PLEINE e=15cm**



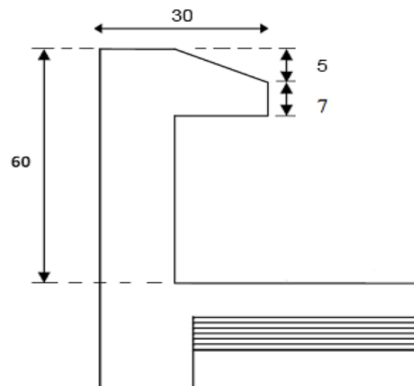
**Figure III.2 :** Schéma de ferrailage des balcons.

**III.3.L'acrotère :**

**III.3.1Méthode de calcul :**

La console encastrée dans la poutre du plancher terrasse est comparée à l'acrotère, qui est sollicitée par deux efforts majeurs :

- Effort vertical du corps à son poids propre.
- L'effort horizontal de la main courante crée un moment fléchissant à l'encastrement.
- Le calcul sera effectué au niveau de la section dangereuse, à savoir celle de l'encastrement, et à la flexion qui est constituée par un mètre linéaire de l'acrotère.



**Figure III.3 :** Coupe verticale de l'acrotère.

**III.3.2. Combinaisons de calcul :**

**À l'ELU**

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 2.445 = 3.301 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q \quad (M_G = 0)$$

$$M_u = 1.5M_Q = 1.5 \times Q \times l = 1.5 \times 1.174 \times 0.6 = 1.06 \text{ KN.m}$$

**À l'ELS**

$$N_s = G = 2.445 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = Q \times l = 1.174 \times 0.6 = 0.704 \text{ KN.m}$$

**III.3.3. Combinaison accidentelle :**

D'après RPA 99/V2003 (article 6.2.3) les éléments des structures secondaires sont calculés sous l'action des forces horizontales ( $F_p$ ) suivants la formule :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

**A** : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) page 26, pour la zone et groupe d'usage appropriés : zone II - a et groupe d'usage 2  $\Rightarrow A = 0,15$ .

**C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 tableau 6.1 page 43 (RPA99/V2003) **C<sub>p</sub> = 0,8** pour un élément en console.

**W<sub>p</sub>** : Poids de l'élément considéré **W<sub>p</sub> = G = 2,445 KN/ml.**

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,445 = 1,174 \text{ KN/ml.}$$

La surcharge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max\{Q; F_p\} = 1,174 \text{ KN/ml}$$

**III.3.4. Calcul de la section d'armatures :****a) Calcul de l'excentricité :**

Elle est définie par la relation selon les documents basés sur les règles BAEL91 :

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

$e_1$  : Excentricité (dite du premier ordre), de la résultante des contraintes normales.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,06}{3,301} \rightarrow e_1 = 0,321\text{m} = 32,1\text{cm}$$

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

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi)$$

$L_f$  : Longueur du flambement qui est libre à une extrémité et encastré à l'autre.

$$L_f = 2L \rightarrow L_f = 2 \times 0,6 = 1,2\text{m}$$

$\phi$  : Ce rapport est généralement prit égale à 2 ;  $\phi = 2$

$\alpha$  : Rapport du moment ( $M_G=0$ )

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$

$h$  : La hauteur totale de la section dans la direction de flambement  $h = 10\text{cm}$ .

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{10^4 \times 0,1} (2 + 0 \times 2) = 0,00864\text{m} = 0,864\text{cm}$$

$e_a$  : L'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max\left\{2\text{cm}; \frac{1}{250}\right\} \rightarrow e_a = \max\left\{2\text{cm}; \frac{60}{250}\right\} \rightarrow e_a = \max\{2\text{cm}; 0,24\} = 2\text{cm}$$

Donc :  $e = 32,1 + 0,864 + 2 = 34,96\text{cm}$

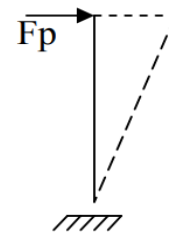
**b) Position de centre de pression :**

$$\text{On a : } \frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016\text{m} < e = 0,3496$$

Par conséquent, le centre de pression est à l'extérieur de l'intervalle  $\left[-\frac{h}{6}; \frac{h}{6}\right]$ , la section est partiellement comprimée et son ferrailage sera assimilé à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_{uf}$ .

**c) Sollicitations majorées :**

$$M_u = M_{uQ} + e \times N_u \rightarrow M_u = 1,06 + 0,3496 \times 3,301 \rightarrow M_u = 2,21\text{KN.m}$$



**d) Calcul de Ferrailage :**

- **Le moment fictif :**

$$M_{uf} = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$d = h - 2 = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$$

$$M_{uf} = 2.21 + 3.301 \left( 0.08 - \frac{0.1}{2} \right) \rightarrow M_{uf} = 2.309 \text{ KN.m}$$

- **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_{uf}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2.309 \times 10^{-3}}{14.20 \times 1 \times (0.08)^2} \rightarrow \mu = 0.025$$

$$\mu = 0.025 < \mu_1 = 0.186 \Rightarrow \text{Donc l'ELU est atteint au pivot A ; } (A' = 0)$$

- **La section fictive d'aciers tendus :**

$$A_{sf} = \frac{0.8 \times b \times \alpha \times d \times \sigma_b}{\sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \left( \sqrt{1 - 2\mu} \right) \right) = 1.25 \left( 1 - \left( \sqrt{1 - 2 \times 0.025} \right) \right) \rightarrow \alpha = 0.0317$$

$$\alpha = 0.0317 < 0.0259 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$A_{sf} = \frac{0.8 \times 0.0317 \times 100 \times 14.20 \times 8}{348} \rightarrow A_{sf} = 0.828 \text{ cm}^2$$

- **La section réelle d'acier tendu :**

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.828 - \frac{3.301}{348 \times 10^3} \rightarrow A_s = 0.827 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000} ; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \rightarrow A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{100 \times 10}{1000} ; 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{\min} \geq \max \{ 1 ; 0.966 \} \rightarrow A_{\min} = 1 \text{ cm}^2 > A_s = 0.827 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_s = \max \{ A_{\min} ; A_s \} = 1 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } \mathbf{4T8} \text{ avec } A_s = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$$

- **L'espacement :**

D'après **B.A.E.L 91**

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

$$S_{tmax} = \min(3h; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_{tmax} = \min(3 \times 10; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$S_t < S_{tmax} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte une section d'acier : } \mathbf{3T8} (A_r = \mathbf{1.51 \text{ cm}^2})$$

$$S_t = \frac{h}{3} = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

**III.3.5. Vérification à l'ELS :**

La section est partiellement comprimée donc il faut vérifier :

- La contrainte limite de traction de l'acier (BAEL91) :

La fissuration est préjudiciable :  $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\mu f_{tj}}) \right\}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; \max(0.5 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\} = 202 \text{ MPa}$$

- La contrainte limite de compression du béton :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

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

– L'excentricité :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.704}{2.445} = 0.287\text{m} = 28.7\text{cm}$$

Selon le BAEL 91, l'effort de compression sera considéré comme positif, même pour l'excentricité « e ».

– Vérification : on résout l'équation du 3<sup>ème</sup> degré :

$$z^3 + pz + q = 0$$

$$c = \frac{h}{2} - e \rightarrow c = \frac{10}{2} - 28.7 \rightarrow c = -23.7\text{cm}$$

$$p = -3c^2 - 90A'_s \frac{c-d'}{b} + 90A_s \frac{d-c}{b} = -3c^2 + 90A_s \frac{d-c}{b} \rightarrow (A'_s = 0)$$

$$p = -3(-23.7)^2 + 90 \times 2.01 \times \frac{8+23.7}{100} = -1627.72$$

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

$$q = -2(-23.7)^3 - 90 \times 2.01 \times \frac{(8+23.7)^2}{100} = 24806.26$$

$$\text{Donc } : z^3 - 1627.72z + 24806.26 = 0$$

$$\text{On calcul } : \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (24806.26)^2 + \frac{4(-1627.72)^3}{27} = -23553051.82 < 0$$

$$\Delta < 0 \rightarrow \varphi = \text{Arc cos} \left( \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) = \text{Arc cos} \left( \frac{3 \times 24806.26}{2 \times (-1627.72)} \sqrt{\frac{-3}{-1627.72}} \right)$$

$$\rightarrow \varphi = 168.93^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \rightarrow a = 2 \sqrt{\frac{1627.72}{3}} \rightarrow a = 46.59$$

$$z_1 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} \right) = 46.59 \cos \left( \frac{168.93}{3} \right) \rightarrow z_1 = 25.84 > 0$$

$$z_2 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 120 \right) = 46.59 \cos \left( \frac{168.93}{3} + 120 \right) \rightarrow z_2 = -46.49 < 0$$

$$z_3 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 46.59 \cos \left( \frac{168.93}{3} + 240 \right) \rightarrow z_3 = 20.65 > 0$$

– La distance du centre de pression à l'axe neutre à la fibre supérieur de la section :  $y_{ser} = Z + C$

$$y_{ser1} = z_1 + c = 25.84 - 23.7 \rightarrow y_{ser1} = 2.14\text{cm}$$

$$y_{ser2} = z_2 + c = -46.49 - 23.7 \rightarrow y_{ser2} = -70.19\text{cm}$$

$$y_{ser3} = z_3 + c = 20.65 - 23.7 \rightarrow y_{ser3} = -3.05\text{cm}$$

Puisque  $\Delta < 0$ , on choisit parmi  $Z_1; Z_2; Z_3$  la valeur qui donne  $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$0 \leq y_{ser1} = 2.14\text{cm} < d \rightarrow z = z_1 = 25.84$$

– On calcul l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b(y_{ser})^3}{3} + 15[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - d)^2]$$

$$I = \frac{100 \times (2.14)^3}{3} + 15 \times 2.01(8 - 2.14)^2$$

$$I = 1362.017\text{cm}^4$$

– Les contraintes valent :

$$\sigma_{bc} = \frac{ZN_{ser}}{I} y_{ser} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{25.84 \times 2.445}{1362.017 \times 10^{-4}} \times 2.14 \rightarrow \sigma_{bc} = 992.665\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0.992\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{ZN_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \rightarrow \sigma_s = 15 \times \frac{25.84 \times 2.445}{1362.017 \times 10^{-4}} (8 - 2.14) \rightarrow \sigma_s = 40773.47\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_s = 40.773 \text{ MPa} < \sigma_s = 202 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

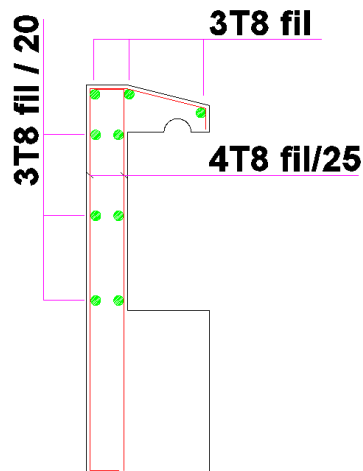


Figure III.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

### III.4. Les planchers :

Les planchers sont des aires planes qui limitent les étages et supportent le sol. Ce type de planchers est généralement utilisé dans les bâtiments d'habitation car ils sont constitués de corps creux et de poutrelles assemblées à l'hourdis. Ils sont chargés de deux tâches principales :

- Fonction résistance : les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- Fonction d'isolation : les différents étages sont isolés thermiquement et acoustiquement.

#### III.4.1. Justification de choix des plancher à corps creux :

- Absence des charges concentrées importantes sur les planchers.
- Plus légère que les dalles pleines.
- Plus économique que les dalles pleines.
- Exécution simple et bonne isolation thermique et phonique.

#### III.4.2. Méthode de calcul :

a) **Méthode forfaitaire** : Le calcul des poutres, en particulier pour les nervures et les planchers à surcharges modérées, peut être effectué selon la méthode forfaitaire à condition que les conditions suivantes soient satisfaites :

- Les charges d'exploitation modérée ( $Q \leq 2G$  ou  $Q < 5 \text{ KN/m}^2$ )
- Les moments d'inertie des sections : transversales sont les mêmes dans les différents travées en continuité. Les portées successives sont dans un rapport compris entre (0.8 ; 1.25).
- La fissuration ne comporte pas la tenue du béton armé ni celle de ces revêtements

Si l'une de ces quatre conditions n'est pas satisfaite, la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée (méthode de Caquot) peut être utilisée.

- **Principe de la méthode** : Cette méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et sur appuis en des fonctions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant  $M_0$  dans la travée dite de comparaison, c'est – à – dire dans la travée isostatique indépendant de même portée soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

- $\alpha = Q/G+Q$ .
- $M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

- $M_w$  et  $M_e$  : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (w) et droite (e) dans la travée considérée.
- $M_t$  : moment maximal en travée dans la travée considérée. Les valeurs de  $M_t$ ,  $M_e$  et  $M_w$  doivent vérifier les conditions suivantes :

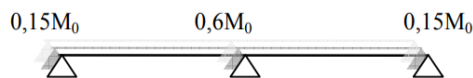
$$M_t \geq \text{Max}\{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \quad \text{Travée intermédiaire.}$$

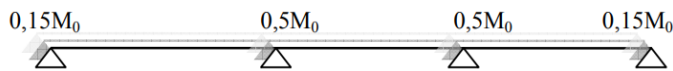
$$M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \quad \text{Travée de rive.}$$

- Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

- 1) Cas de 02 travées :



- 2) Cas de 03 travées :



- 3) Cas de plus de 03 travées :



- Efforts tranchants : Le moment varie paraboliquement sur une travée t, le maximum est ainsi à des abscisses « a » de l'appui gauche et « b » de l'appui droit avec  $L = a + b$ .

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \quad b = L - a$$

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} \quad ; V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b}$$

- La méthode de CAQUOT** : Elle est principalement utilisée sur les planchers des bâtiments industriels et des bâtiments à charge d'exploitation modérée.

- **Principe de la méthode** : La méthode, inspirée d'« Albert Caquot », tire son origine de la méthode des trois moments, qu'elle a simplifiée et modifiée pour prendre en compte :

- La variation du moment d'inertie efficace des sections transversales le long de la ligne moyenne, ce qui a pour effet de réduire les moments sur appuis et d'accroître les moments en travée.
- L'amortissement des effets du chargement des travées successives, qui est plus important que l'amortissement prévu par la continuité théorique, ce qui permet de limiter le nombre des travées recevant les charges d'exploitation.

- **Applications de la méthode** : L'appui "i" d'une poutre continue, entourée par les deux travées Ouest (w) et Est (e) de longueurs  $L_w$  et  $L_e$  :

- La charge répartie uniforme  $q_w$  et  $q_e$ .
- Des charges concentrées  $P_w$  et  $P_e$  appliquées à des distances  $a_w$  et  $a_e$  de l'appui.
- La longueur réduite de chaque travée  $L'$  :

$$L' = L \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$L' = 0.8 L \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

- Pour chaque force concentrée :  $x = \frac{a}{L'}$  et  $K = \frac{(x-1)(x-2)}{2.125}$
- Les moments sur appuis :
 
$$M_q = \frac{q_w L_w'^3 + q_e L_e'^3}{8.5(L_w' + L_e')} : \text{due aux charges réparties sur les deux travées.}$$

$$M_{PW} = \sum \frac{K_w P_w L_w'^3}{L_w' + L_e'} : \text{due aux charges concentrées de la travée « w ».}$$

$$M_{pe} = \sum \frac{K_e P_e L_e'^3}{L_w' + L_e'} : \text{due aux charges concentrées de la travée « e ».}$$
- La valeur du moment sur appui qui sera utilisée dans la suite de calcul, est égale à la valeur obtenue affectée du signe (-).
- Les efforts tranchants d'appuis  $V_w$  sur l'appui gauche et  $V_e$  sur l'appui droit sont calculés par  
Les formules :
 
$$\begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2} - \sum P_i \left(1 - \frac{a_i}{L}\right) \\ V_e = V_w + qL + \sum P_i \end{cases}$$
- Moment de flexion maximal en travée :
- Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme « 0 x » l'abscisse à partir de l'appui gauche (w) :  $x_0 = -\frac{V_w}{q}$
- Moment maximal :  $M_t = M_u - V_w \times x_0 - \frac{q x_0^2}{2} - \sum_{a_j < x_0} P_i (x_0 - a_i)$

### III.4.3. Evaluation des charges :

#### ➤ Plancher terrasse inaccessible :

Charge permanentes :  $G = 6,48 \text{ KN/m}^2$   $G = 6,48 \times 0,60 = 3.89 \text{ KN/ml.}$

Sur charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$   $Q = 1 \times 0,60 = 0.60 \text{ KN/ml.}$

#### ➤ Plancher étage courant :

Charge permanentes :  $G = 5.1 \text{ KN/m}^2$   $G = 5.1 \times 0,60 = 3.06 \text{ KN/ml.}$

Sur charge d'exploitation :  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$   $Q = 1,5 \times 0,60 = 0.9 \text{ KN/ml.}$

#### ➤ Plancher de RDC et 1<sup>er</sup> étage :

Charge permanentes :  $G = 5.1 \text{ KN/m}^2$   $G = 5.1 \times 0,60 = 3.06 \text{ KN/ml.}$

Sur charge d'exploitation :  $Q = 5 \text{ KN/m}^2$   $Q = 5 \times 0,60 = 3 \text{ KN/ml.}$

### III.4.4. La combinaison de charge :

#### ➤ Plancher terrasse inaccessible :

ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,152 \text{ KN/ml.}$

ELS :  $q_{ser} = G + Q = 4,58 \text{ KN/ml.}$

#### ➤ Plancher étage courant :

ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 5.481 \text{ KN/ml.}$

ELS :  $q_{ser} = G + Q = 3.96 \text{ KN/ml.}$

#### ➤ Plancher de RDC et 1<sup>er</sup> étage :

ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 8.631 \text{ KN/ml.}$

ELS :  $q_{ser} = G + Q = 6.06 \text{ KN/ml.}$

**III.4.5. Calcul des sollicitations maximales :****a) Poutrelle type (RDC+1<sup>er</sup> étage) :****– Les travées fictives**Travée (AB) :  $L' = 4.65$  m (travée de rive)Travée (BC) :  $L' = 3.72$  m (travée de intermédiaire)Travée (CD) :  $L' = 2.24$  m (travée de intermédiaire)Travée (DE) :  $L' = 2.32$  m (travée de intermédiaire)Travée (EF) :  $L' = 3.24$  m (travée de intermédiaire)Travée (FG) :  $L' = 3.68$  m (travée de intermédiaire)Travée (GH) :  $L' = 4.20$  m (travée de rive)**• ELU ( $q_u = 8.63$ KN.m) :****Les moments sur appuis :**

$$M_a = -\frac{q_w L_w'^3 + q_e L_e'^3}{8.5(L_w' + L_e')}$$

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

$$M_B = -\frac{q_w L_w'^3 + q_e L_e'^3}{8.5(L_w' + L_e')} = \frac{8.63 \times (4.65^3 + 3.72^3)}{8.5(4.65 + 3.72)} = -18.44 \text{KN.m}$$

$$M_C = -\frac{q_w L_w'^3 + q_e L_e'^3}{8.5(L_w' + L_e')} = \frac{8.63 \times (3.72^3 + 2.24^3)}{8.5(3.72 + 2.24)} = -10.68 \text{KN.m}$$

$$M_D = -\frac{q_w L_w'^3 + q_e L_e'^3}{8.5(L_w' + L_e')} = \frac{8.63 \times (2.24^3 + 2.32^3)}{8.5(2.24 + 2.32)} = -5.28 \text{KN.m}$$

$$M_E = -\frac{q_w L_w'^3 + q_e L_e'^3}{8.5(L_w' + L_e')} = \frac{8.63 \times (2.32^3 + 3.24^3)}{8.5(2.32 + 3.24)} = -8.49 \text{KN.m}$$

$$M_F = -\frac{q_w L_w'^3 + q_e L_e'^3}{8.5(L_w' + L_e')} = \frac{8.63 \times (3.24^3 + 3.68^3)}{8.5(3.24 + 3.68)} = -12.30 \text{KN.m}$$

$$M_G = -\frac{q_w L_w'^3 + q_e L_e'^3}{8.5(L_w' + L_e')} = \frac{8.63 \times (3.68^3 + 4.20^3)}{8.5(3.68 + 4.20)} = -15.97 \text{KN.m}$$

**Les moments en travée :**

$$x = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{qL}$$

$$M_0 = \frac{qL}{2} \times x - \frac{qx^2}{2}$$

$$M_t = M_0 + M_w \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \frac{x}{L}$$

**Travée(AB)**

$$x = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{qL} = \frac{4.65}{2} - \frac{0 + 18.44}{8.63 \times 4.65} = 1.87 \text{m}$$

$$M_0 = \frac{qL}{2} \times x - \frac{qx^2}{2} = \frac{8.63 \times 4.65}{2} \times 1.87 - \frac{8.63 \times 1.87^2}{2} = 22.43 \text{KN.m}$$

$$M_t = M_0 + M_w \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \frac{x}{L} = 22.43 + 0 - 18.44 \frac{1.87}{4.65} = 15.02 \text{KN.m}$$

**Travée(BC)**

$$x = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{qL} = \frac{4.65}{2} - \frac{-18.44 + 10.68}{8.63 \times 4.65} = 2.52 \text{m}$$

$$M_0 = \frac{qL}{2} \times x - \frac{qx^2}{2} = \frac{8.63 \times 4.65}{2} \times 2.52 - \frac{8.63 \times 2.52^2}{2} = 23.16 \text{KN.m}$$

$$M_t = M_0 + M_w \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \frac{x}{L} = 23.16 - 18.44 \left(1 - \frac{2.52}{4.65}\right) - 10.68 \frac{2.52}{4.65} = 8.92 \text{KN.m}$$

**Travée(CD)**

$$x = \frac{L}{2} - \frac{M_W - M_e}{qL} = \frac{2.80}{2} - \frac{-10.68 + 5.28}{8.63 \times 2.80} = 1.62\text{m}$$

$$M_0 = \frac{qL}{2} \times x - \frac{qx^2}{2} = \frac{8.63 \times 2.80}{2} \times 1.62 - \frac{8.63 \times 1.62^2}{2} = 8.25\text{KN.m}$$

$$M_t = M_0 + M_W \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \frac{x}{L} = 8.25 - 10.68 \left(1 - \frac{1.62}{2.80}\right) - 5.28 \frac{1.62}{2.80} = 0.69\text{KN.m}$$

**Travée(DE)**

$$x = \frac{L}{2} - \frac{M_W - M_e}{qL} = \frac{2.90}{2} - \frac{-5.28 + 8.49}{8.63 \times 2.90} = 1.32\text{m}$$

$$M_0 = \frac{qL}{2} \times x - \frac{qx^2}{2} = \frac{8.63 \times 2.90}{2} \times 1.32 - \frac{8.63 \times 1.32^2}{2} = 8.99\text{KN.m}$$

$$M_t = M_0 + M_W \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \frac{x}{L} = 8.99 - 5.28 \left(1 - \frac{1.32}{2.90}\right) - 8.49 \frac{1.32}{2.90} = 2.26\text{KN.m}$$

**Travée(EF)**

$$x = \frac{L}{2} - \frac{M_W - M_e}{qL} = \frac{4.05}{2} - \frac{-8.49 + 12.30}{8.63 \times 4.05} = 1.92\text{m}$$

$$M_0 = \frac{qL}{2} \times x - \frac{qx^2}{2} = \frac{8.63 \times 4.05}{2} \times 1.92 - \frac{8.63 \times 1.92^2}{2} = 17.65\text{KN.m}$$

$$M_t = M_0 + M_W \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \frac{x}{L} = 17.65 - 8.49 \left(1 - \frac{1.92}{4.05}\right) - 12.30 \frac{1.92}{4.05} = 7.35\text{KN.m}$$

**Travée(FG)**

$$x = \frac{L}{2} - \frac{M_W - M_e}{qL} = \frac{4.60}{2} - \frac{-12.30 + 15.97}{8.63 \times 4.60} = 2.21\text{m}$$

$$M_0 = \frac{qL}{2} \times x - \frac{qx^2}{2} = \frac{8.63 \times 4.60}{2} \times 2.21 - \frac{8.63 \times 2.21^2}{2} = 22.59\text{KN.m}$$

$$M_t = M_0 + M_W \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \frac{x}{L} = 22.59 - 12.30 \left(1 - \frac{2.21}{4.60}\right) - 15.97 \frac{2.21}{4.60} = 8.73\text{KN.m}$$

**Travée(GH)**

$$x = \frac{L}{2} - \frac{M_W - M_e}{qL} = \frac{4.20}{2} - \frac{-15.97 + 0}{8.63 \times 4.20} = 2.54\text{m}$$

$$M_0 = \frac{qL}{2} \times x - \frac{qx^2}{2} = \frac{8.63 \times 4.20}{2} \times 2.54 - \frac{8.63 \times 2.54^2}{2} = 18.19\text{KN.m}$$

$$M_t = M_0 + M_W \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \frac{x}{L} = 18.19 - 15.97 \left(1 - \frac{2.54}{4.20}\right) + 0 = 11.88\text{KN.m}$$

**Les efforts tranchant :**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_W = \frac{M_W - M_e}{L} - \frac{qL}{2} \\ V_e = V_W + qL \end{array} \right.$$

**Travée(AB)**

$$V_W = \frac{M_W - M_e}{L_{AB}} - \frac{qL_{AB}}{2} = \frac{0 + 18.44}{4.65} - \frac{8.63 \times 4.65}{2} = -16.10\text{KN}$$

$$V_e = V_W + qL_{AB} = -16.10 + 8.63 \times 4.65 = 24.03\text{KN}$$

**Travée(BC)**

$$V_W = \frac{M_W - M_e}{L_{BC}} - \frac{qL_{BC}}{2} = \frac{-18.44 + 10.68}{4.65} - \frac{8.63 \times 4.65}{2} = -21.73\text{KN}$$

$$V_e = V_W + qL_{BC} = -21.73 + 8.63 \times 4.65 = 18.40\text{KN}$$

**Travée(CD)**

$$V_W = \frac{M_W - M_e}{L_{CD}} - \frac{qL_{CD}}{2} = \frac{-10.68 + 5.28}{2.8} - \frac{8.63 \times 2.8}{2} = -14.01\text{KN}$$

$$V_e = V_W + qL_{CD} = -14.01 + 8.63 \times 2.80 = 10.15\text{KN}$$

**Travée(DE)**

$$V_W = \frac{M_W - M_e}{L_{DE}} - \frac{qL_{DE}}{2} = \frac{-5.28 + 8.49}{2.90} - \frac{8.63 \times 2.90}{2} = -11.41 \text{KN}$$

$$V_e = V_W + qL_{DE} = -11.41 + 8.63 \times 2.90 = 13.62 \text{KN}$$

**Travée(EF)**

$$V_W = \frac{M_W - M_e}{L_{EF}} - \frac{qL_{EF}}{2} = \frac{-8.49 + 12.30}{4.05} - \frac{8.63 \times 4.05}{2} = -16.53 \text{KN}$$

$$V_e = V_W + qL_{EF} = -16.53 + 8.63 \times 4.05 = 18.42 \text{KN}$$

**Travée(FG)**

$$V_W = \frac{M_W - M_e}{L_{FG}} - \frac{qL_{FG}}{2} = \frac{-12.30 + 15.97}{4.60} - \frac{8.63 \times 4.60}{2} = -19.05 \text{KN}$$

$$V_e = V_W + qL_{FG} = -19.06 + 8.63 \times 4.60 = 20.65 \text{KN}$$

**Travée(GH)**

$$V_W = \frac{M_W - M_e}{L_{GH}} - \frac{qL_{GH}}{2} = \frac{-15.97 + 0}{4.20} - \frac{8.63 \times 4.20}{2} = -21.92 \text{KN}$$

$$V_e = V_W + qL_{GH} = -21.92 + 8.63 \times 4.20 = 14.32 \text{KN}$$

**Tableau III.1** : les résultats des moments et les efforts tranchants ELU (RDC+1<sup>er</sup> étage).

Travé	1	2	3	4	5	6	7	
$q_u(\text{KN.m})$	8.63	8.63	8.63	8.63	8.63	8.63	8.63	
$L(\text{m})$	4.65	4.65	2.8	2.9	4.05	4.60	4.20	
$L'(\text{m})$	4.65	3.72	2.24	2.32	3.24	3.68	4.20	
<b>Apuis</b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>	<b>E</b>	<b>F</b>	<b>G</b>	<b>H</b>
$M_a(\text{KN.m})$	0.0	-18.44	-10.68	-5.28	-8.49	-12.30	-15.97	0.0
$X_0(\text{m})$	1.87	2.52	1.62	1.32	1.92	2.21	2.54	
$M_0(\text{KN.m})$	22.43	23.16	8.25	8.99	17.65	22.59	18.19	
$M_t(\text{KN.m})$	15.02	8.92	0.69	2.26	7.35	8.73	11.88	
$V_w(\text{KN})$	-16.10	-21.73	-14.01	-11.41	-16.53	-19.05	-21.92	
$V_e(\text{KN})$	24.03	18.40	10.15	13.62	18.42	20.65	14.32	

- ELS ( $q_{ser} = 6.06\text{KN/m}$ ) :

**Tableau III.2** : les résultats des moments à ELS (RDC+1<sup>er</sup> étage).

Travée	1	2	3	4	5	6	7	
$q_{ser}(\text{KN.m})$	6.06	6.06	6.06	6.06	6.06	6.06	6.06	
$L(\text{m})$	4.65	4.65	2.8	2.9	4.05	4.60	4.20	
$L'(\text{m})$	4.65	3.72	2.24	2.32	3.24	3.68	4.20	
Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
$M_a(\text{KN.m})$	0.0	-12.95	-7.50	-3.71	-5.96	-8.64	-11.21	0.0
$X_0(\text{m})$	1.87	2.52	1.62	1.32	1.92	2.21	2.54	
$M_t(\text{KN.m})$	10.54	6.27	0.48	1.58	5.16	13.00	17.44	

**b) Poutrelle type (terrasse inaccessible) :**

- ELU ( $q_u = 6.15\text{KN/m}$ ) :

**Tableau III.3** : les résultats des moments et les efforts tranchants ELU (terrasse inaccessible).

Travée	1	2	3	4	5	6	7	
$q_u(\text{KN.m})$	6.15	6.15	6.15	6.15	6.15	6.15	6.15	
$L(\text{m})$	4.65	4.65	2.8	2.9	4.05	4.60	4.20	
$L'(\text{m})$	4.65	3.72	2.24	2.32	3.24	3.68	4.20	
Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
$M_a(\text{KN.m})$	0.0	-13.14	-7.61	-3.76	-6.05	-8.77	-11.38	0.0
$X_0(\text{m})$	1.87	2.52	1.62	1.32	1.92	2.21	2.54	
$M_t(\text{KN.m})$	10.70	6.35	0.49	1.61	5.23	6.22	8.46	
$V_w(\text{KN})$	-11.47	-15.49	-9.98	-8.13	-11.78	-13.58	-15.62	
$V_e(\text{KN})$	17.12	13.11	7.24	9.71	13.12	14.71	10.21	

- ELS ( $q_{ser} = 4.58\text{KN/m}$ ) :

**Tableau III.4 :** les résultats des moments à ELS (terrasse inaccessible).

Travée	1	2	3	4	5	6	7	
$q_{ser}(\text{KN.m})$	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	
$L(\text{m})$	4.65	4.65	2.8	2.9	4.05	4.60	4.20	
$L'(\text{m})$	4.65	3.72	2.24	2.32	3.24	3.68	4.20	
Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
$M_a(\text{KN.m})$	0.0	-9.79	-5.67	-2.80	-4.51	-6.53	-8.47	0.0
$X_0(\text{m})$	1.87	2.52	1.62	1.32	1.92	2.21	2.54	
$M_t(\text{KN.m})$	7.97	4.74	0.37	1.20	3.90	7.90	10.63	

- c) Poutrelle type (étage courant) :

- ELU ( $q_U = 5.48\text{KN/m}$ ) :

**Tableau III.5 :** les résultats des moments et les efforts tranchants ELU (étage courant).

Travée	1	2	3	4	5	6	7	
$q_u(\text{KN.m})$	5.48	5.48	5.48	5.48	5.48	5.48	5.48	
$L(\text{m})$	4.65	4.65	2.8	2.9	4.05	4.60	4.20	
$L'(\text{m})$	4.65	3.72	2.24	2.32	3.24	3.68	4.20	
Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
$M_a(\text{KN.m})$	0.0	-11.71	-6.78	-3.35	-5.39	-7.81	-10.14	0.0
$X_0(\text{m})$	1.87	2.52	1.62	1.32	1.92	2.21	2.54	
$M_t(\text{KN.m})$	9.54	5.67	0.44	1.43	4.67	5.54	7.55	
$V_w(\text{KN})$	-10.22	-13.80	-8.90	-7.24	-10.50	-12.10	-13.92	
$V_e(\text{KN})$	15.26	11.68	6.45	8.65	11.69	13.11	9.09	

- ELS ( $q_{ser} = 3.96\text{KN/m}$ ) :

Tableau III.6 : les résultats des moments a ELS (étage courant).

Travée	1	2	3	4	5	6	7	
$q_{ser}(\text{KN.m})$	3.96	3.96	3.96	3.96	3.96	3.96	3.96	
$L(\text{m})$	4.65	4.65	2.8	2.9	4.05	4.60	4.20	
$L'(\text{m})$	4.65	3.72	2.24	2.32	3.24	3.68	4.20	
Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
$M_a(\text{KN.m})$	0.0	-8.46	-4.90	-2.42	-3.90	-5.65	-7.33	0.0
$X_0(\text{m})$	1.87	2.52	1.62	1.32	1.92	2.21	2.54	
$M_t(\text{KN.m})$	6.89	4.09	0.32	1.04	3.37	5.76	7.78	

- Sollicitations maximales :

Tableau III.7 : Sollicitations maximales.

	ELU	ELS
Moment sur appui(KN.m)	18.44	12.95
Moment en Travée(KN.m)	15.02	17.44
L'effort tranchant (KN)	24.03	/

• Diagramme des moments et des efforts tranchants :

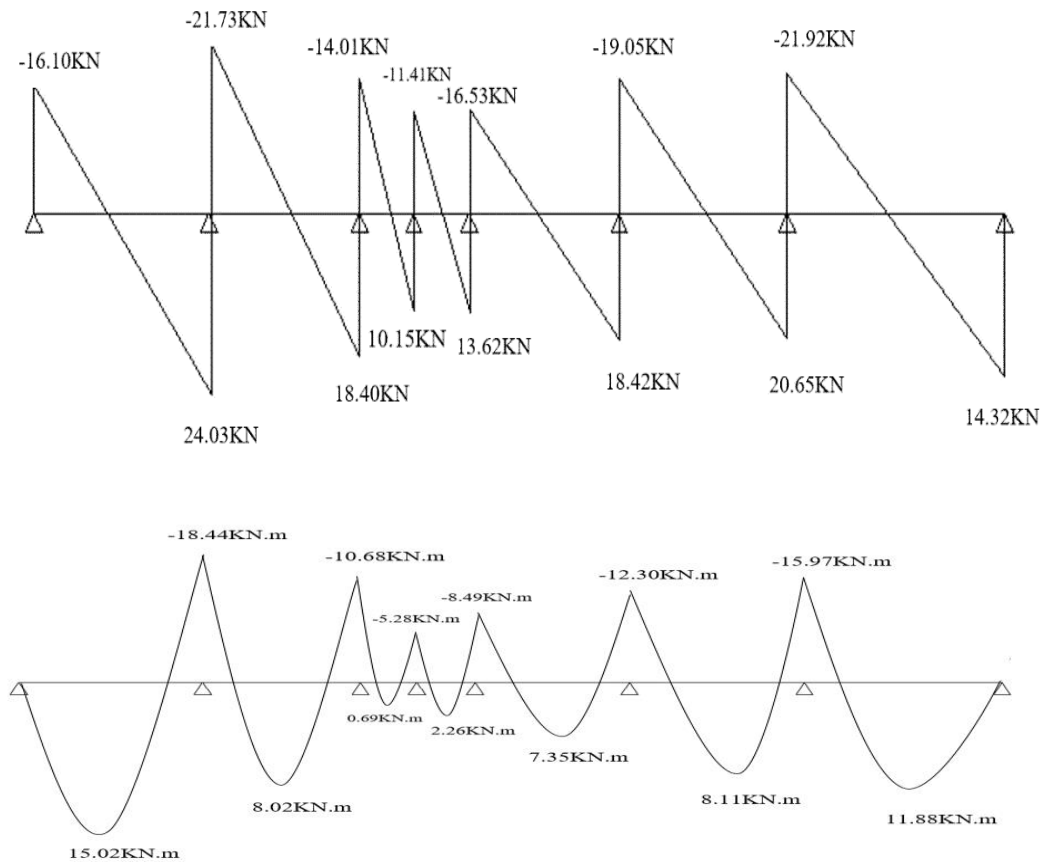


Figure III.5 : Diagramme de M et T à l'ELU poutrelle type (RDC+1<sup>er</sup> étage).

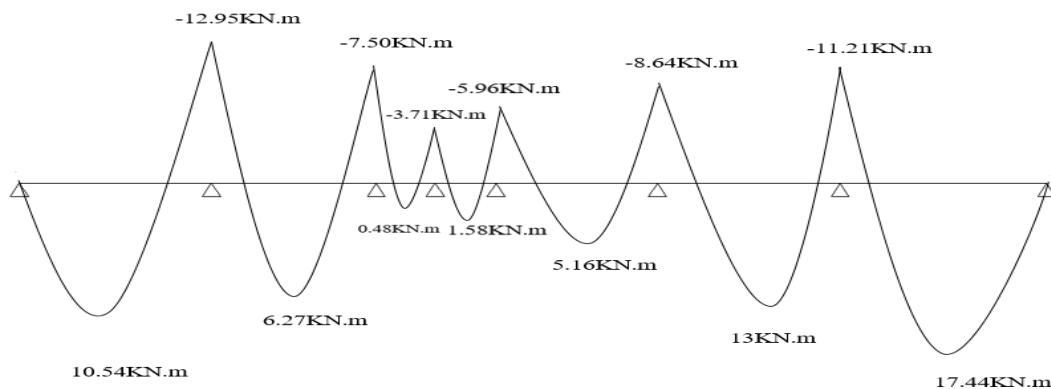


Figure III.6 : Diagramme de M à l'ELS poutrelle type (RDC+1<sup>er</sup> étage)

III.4.6. Calcul de ferrailage :

a) Armatures longitudinales :

En travée : section en T

Dans l'étude d'une section en T, il est nécessaire de savoir si la partie comprimée n'intéresse que la table (solicitation faible), ou si elle intéresse également la nervure (solicitation forte), c'est à-

dire on doit chercher la position de la l'axe neutre. Pour cela on calculera le moment  $M_0$  équilibré par la table.

$$M_0 = bh_0 f_{bu} (d-h_0/2) = (0,6 \times 0,04 \times 14,20(0,18 - 0,20/2)) = 27.26 \text{KN.m}$$

$M_0 > M^{\max}_t$  : L'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur  $b = 60\text{cm}$  et hauteur utile  $h = 20\text{cm}$ .

- Hauteur utile :  $d = 0.9 \times h = 0,9 \times 0,20 = 0,18 \text{ m}$
- Moment réduit :  $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{15.02 \times 10^{-3}}{14.20 \times 0.60 \times 0.18^2} = 0.0544$
- $\alpha = 1.25 \left( 1 - (\sqrt{1 - 2\mu}) \right) = 1.25 \left( 1 - (\sqrt{1 - 2 \times 0.0544}) \right) \rightarrow \alpha = 0.069$
- $A_{sf} = \frac{0.8 \times b \times \alpha \times d \times \sigma_b}{\sigma_s} = \frac{0.8 \times 0.60 \times 0.069 \times 0.18 \times 14.20}{348} = 2.43 \text{cm}^2$

#### Sur appui : section rectangulaire

Le moment appliqué sur les appuis est négatif donc les fibres supérieures sont tendues. Par conséquent, pour simplifier le calcul, la section peut être évaluée comme une section rectangulaire de dimension  $b_0 = 12 \text{ cm}$  et  $h = 20 \text{ cm}$ .

- Hauteur utile :  $d = 0.9 \times h = 0,9 \times 0,20 = 0,18 \text{ m}$
- Moment réduit :  $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{18.44 \times 10^{-3}}{14.20 \times 0.12 \times 0.18^2} = 0.334$
- $\alpha = 1.25 \left( 1 - (\sqrt{1 - 2\mu}) \right) = 1.25 \left( 1 - (\sqrt{1 - 2 \times 0.334}) \right) \rightarrow \alpha = 0.529$
- $A_{sf} = \frac{0.8 \times b \times \alpha \times d \times \sigma_b}{\sigma_s} = \frac{0.8 \times 0.12 \times 0.529 \times 0.18 \times 14.20}{348} = 3.729 \text{cm}^2$

#### b) Armatures transversales :

- Diamètre minimale  $\varphi_t$  :

$$\varphi_t \leq \min \{ h / 35 ; b_0 / 10 ; \varphi_t \} = \min \{ 200 / 35 ; 120 / 10 ; \varphi_t \}$$

$$\Rightarrow \varphi_t \leq \min \{ 5.71 ; 12 ; 12 \} \text{ Donc on prend } \varphi_t = 8 \text{mm}$$

- Espacement : Selon le RPA99/2003 (7.5.2.2) :

Dans les zones nodales :  $St = \min \{ h / 4 ; 12\varphi_t \} = \min \{ 20 / 4 ; 12(0.8) \} \Rightarrow St = 5 \text{cm}$  En dehors de la zone nodale :  $St \leq h / 2 = 20 / 2 = 10 \Rightarrow St = 10 \text{cm}$

#### III.4.7. Vérification nécessaire :

a) Condition de non-fragilité : selon le BAEL91

**En travée :**

La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{tSmin} = \max \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \{ 1.2 ; 1.3 \} = 1.3 \text{cm}^2$$

$$A_{St} = \max \{ A_{Smin} ; A_S \} = 2.43 \text{cm}^2$$

On adopte une section d'acier : **4T14 ( $A_S = 6.16 \text{cm}^2$ )**

**En appui :**

La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{aSmin} = \max \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 0.26 \text{cm}^2$$

$$A_{Sa} = \max \{ A_{Smin} ; A_S \} = 3.729 \text{cm}^2$$

On adopte une section d'acier : **4T14+1T12 ( $A_S = 7.29 \text{cm}^2$ )**

b) Vérification de l'effort tranchant à l'ELU :

- **Vérification de L'effort tranchant** : selon le BAEL91 Article [A.5.1, 1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} \longrightarrow \text{(Fissuration préjudiciable).}$$

**En travée :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{24.03 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.18} = 0.222\text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \min\{3.33; 5\text{MPa}\} \rightarrow \tau_u = 0.222\text{MPa} \leq 3.33\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**En appui :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{24.03 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 1.335\text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \min\{3.33; 5\text{MPa}\} \rightarrow \tau_u = 1.335\text{MPa} \leq 3.33\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification à L'ELS :**

**Position de l'axe neutre** :  $by^2 + 30A_S y - 30dA_S = 0$  dont la solution est :

$$y = \frac{15A_S}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_S}} - 1 \right]$$

**Le moment d'inertie :**

$$I = \left[ \frac{by^3}{3} \right] + 15A_S(d - y)^2$$

– Contrainte limite de compression du béton est : d'après le BAEL91 Article [A.4.5, 2]

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

– Contrainte limite de traction de l'acier : BAEL91 Article [A.4.5, 32], en fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e; \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} = 202\text{MPa}$$

– Calcul des contraintes : la contrainte étant soumise à un moment  $M_{ser}$ , la contrainte à une distance  $x$  de l'axe neutre est :

$$\sigma(x) = \frac{M_{ser}}{I} y ; \text{ On pose } K = \frac{M_{ser}}{I} \text{ et on a } (x=y) \rightarrow \sigma_{bc} = Ky$$

**En travée :**

$$y = \frac{15A_S}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_S}} - 1 \right] = \frac{15 \times 6.16}{60} \left[ \sqrt{1 + \frac{60 \times 18}{7.5 \times 6.16}} - 1 \right] = 7.6\text{cm}$$

$$I = \left[ \frac{by^3}{3} \right] + 15A_S(d - y)^2 = \left[ \frac{60 \times (7.6)^3}{3} \right] + 15 \times 6.16(18 - 7.6)^2 = 18773.504\text{cm}^4$$

$$K = \frac{17.44}{18773.504 \times 10^{-5}} = 92.89\text{MPa/m}$$

$$\sigma_{bc} = 92.891 \times 7.6 \times 10^{-2} = 7.06\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y) = 15 \times 92.89(0.18 - 0.076) = 130.97\text{MPa} \leq \overline{\sigma_s} \text{ Condition vérifiée.}$$

**En appui :**

$$y = \frac{15A_S}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_S}} - 1 \right] = \frac{15 \times 7.29}{12} \left[ \sqrt{1 + \frac{12 \times 18}{7.5 \times 7.29}} - 1 \right] = 11.16\text{cm}$$

$$I = \left[ \frac{by^3}{3} \right] + 15A_S(d - y)^2 = \left[ \frac{12 \times (11.16)^3}{3} \right] + 15 \times 5.75(18 - 11.16)^2 = 10675.72\text{cm}^4$$

$$K = \frac{12.95}{10675.72 \times 10^{-5}} = 121.30\text{MPa/m}$$

$$\sigma_{bc} = 121.30 \times 11.16 \times 10^{-2} = 10.42\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y) = 15 \times 121.30(0.18 - 0.1116) = 124.45\text{MPa} ; \text{ Donc condition vérifiée.}$$

- Vérification de la flèche :

En travée :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{18}{60} = 0.3 > 0.0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad (M_t = M_0) \rightarrow 0.3 > 0.1 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.16}{60 \times 18} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.005 < 0.0113 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

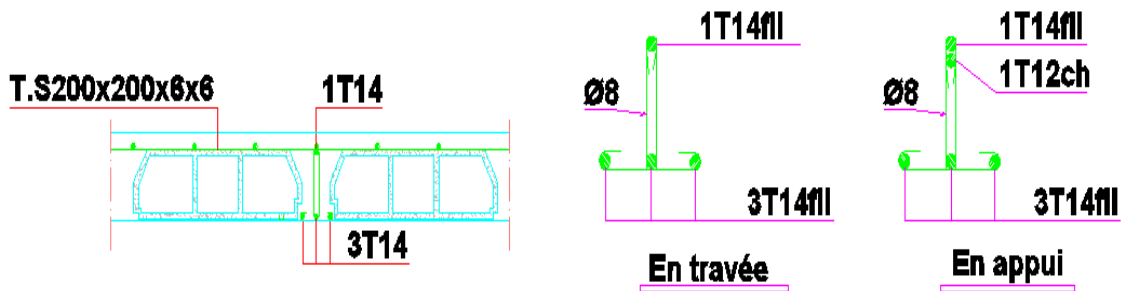


Figure III.7 : Schéma du ferrailage de la poutrelle.

### III.4.8. Etude de la table de compression :

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

33cm (3.par m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

– section minimale des armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A^\perp \geq 200/f_e \text{ (cm}^2/\text{ml) si } L \leq 50\text{cm ;}$$

$$A^\perp \geq 4L/f_e \text{ (cm}^2/\text{ml) si } 50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm ;}$$

Avec (L: l'écartement entre axe des nervures).

– section minimale des armatures parallèles aux poutrelles :

$$A// \geq A^\perp/2 ;$$

$$L = 0.60 \text{ m ;}$$

$$f_e = 215 \text{ MPa ;}$$

$$50\text{cm} \leq L = 60 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A^\perp \leq 4 \times 60 / 215 = 1.12 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{On prend : } A^\perp = 5\varphi 8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml ;}$$

$$A// \geq 2.51/2 = 1.26 \text{ cm}^2/\text{ml on prend : } A// = 5 \varphi 8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml ;}$$

On prend un quadrillage de section 5  $\varphi$  8 avec un espacement de 20.

– 33 cm (3 par mètre) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

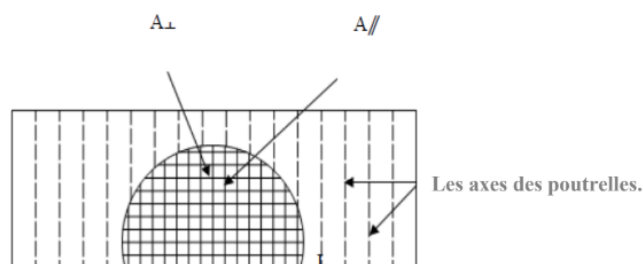


Figure III.8: Ferrailage de la table de compression

III.4. Les escaliers :

III.4.1. Détermination des charges et surcharges :

Tableau III.8. Les charges et surcharges d'escaliers.

	Les Charges Permanentes (KN/m <sup>2</sup> )	Les Charges D'exploitation (KN/m <sup>2</sup> )
<b>G palier</b>	<b>G palier =5.31</b>	<b>Q palier = 2.5</b>
<b>G volée</b>	<b>G volée =8.28</b>	<b>Q volée = 2.5</b>

• Combinaisons des charges :

Tableau III.9. Combinaisons des charges.

	ELU $q_u=1.35G+1.5Q$	ELS $q_s=G+Q$	Pour une bonde de 1m. $q_u=q_u \times 1$	pour une bonde de 1m. $q_s=q_s \times 1$
<b>q<sub>p</sub></b>	10.92	7.81	10.92	7.81
<b>q<sub>v</sub></b>	14.93	10.78	14.93	10.78

• Schéma statique :

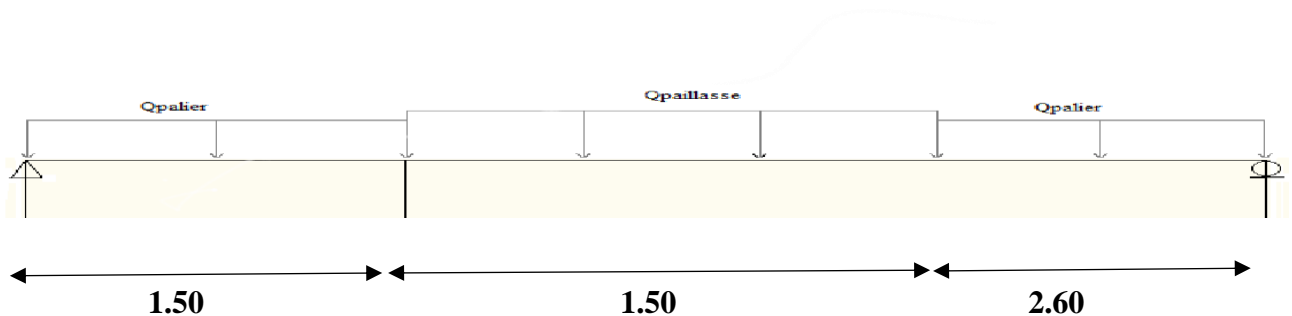


Figure III.9 : Schéma statique d'escalier de l'étage courant.

• Calcul des sollicitations : Calcule de la charge équivalente :

**ELU**

$$q_{eq} = \frac{q_{pu} \times l_p + q_{vu} \times l_v}{L} = \frac{10.92 \times (1.5 + 2.6) + 14.93 \times 1.5}{5.6} = 12.00 \text{ KN/m}^2$$

**ELS**

$$q_{eq} = \frac{q_{ps} \times l_p + q_{vs} \times l_v}{L} = \frac{7.81 \times (1.5 + 2.6) + 10.78 \times (1.5)}{5.6} = 8.60 \text{ KN/m}^2$$

- **Calcul de l'effort tranchant V et les moments en travée  $M_t$  et en appui  $M_a$  :**

$$v = q \times l/2$$

$$M_0 = q \times l^2/8$$

D'après l'article A.8.2.32 de BAEL 91 modifiée 99 :

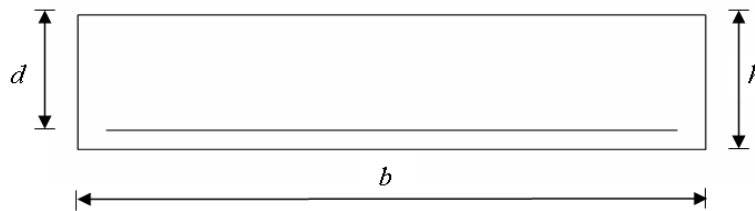
Le moment en travée égal à  $M_{travée} = 0,85 \times M_0$

Le moment en appui égal à  $M_{appui} = 0,3 \times M_0$

**Tableau III.10.** Sollicitations à l'ELS et à l'ELS des escaliers.

Sollicitation	V(KN)	$M_0$ (KN.m)	$M_T$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)
ELU	33.6	47.04	39.98	14.11
ELS	24.08	33.71	28.65	10.11

**III.4.2. Calcul de ferrailage :**



$$h = 15 \text{ cm} ; d = h - 2.5 = 15 - 2.5 = 12.5 \text{ cm}$$

a)ELU :

- **En travée :**

**Le moment réduit :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{39.98 \times 10^{-3}}{1 \times (0.125)^2 \times 14.20} = 0.180$$

$$\mu_{bu} = 0.180 < \mu_{lu} = 0.392 \quad A'_s = 0 \text{ (pas de section d'acier comprimée).}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.180}) = 0.25$$

$$z_b = d \times (1 - 0.4\alpha) = 12.5 \times (1 - 0.4 \times 0.25) = 11.25$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{z_b \times \sigma_{su}} = \frac{39.98 \times 10^3}{11.25 \times 348} = 10.21 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{min} = \max \left\{ \frac{b h}{1000} ; 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_c} \right\}$$

$$A_s \geq A_{min} = \max \left\{ \frac{100 \times 15}{1000} ; 0.23 \times 100 \times 12.5 \frac{2.1}{400} \right\} = \max \{1.5; 1.51\} = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{min} = \max \{A_{smin}; A_s^{ELU}\} = \max \{1.51; 10.21\} = 10.21 \text{ cm}^2$$

On adopte : **7T16**,  $A_s = 14.07\text{cm}^2$ ,  $St = 15\text{cm}$ .

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 14.07/4 = 3.52\text{cm}^2, \text{ on adopte } \mathbf{5T10} \text{ avec } A_r = 3.93\text{cm}^2 \text{ } S_r = 20\text{cm}.$$

• **En appuis :**

Le moment sur appuis : 
$$\begin{cases} M_{au} = 14.11 \text{ KN.m} \\ M_{as} = 10.11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On appliquant le même calcul, On adopte : **5T12**,  $A_s = 5.65\text{cm}^2$ ,  $St = 20\text{cm}$ .

**Tableau III.11.** Ferrailage d'escalier à l'ELU.

	M(KN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{sadop}(\text{cm}^2)$	$A_r(\text{Cm}^2)$
<b>En travée</b>	39.98	0.180	0.25	11.25	10.21	7T16 = 14.07	5T10 = 3.93
<b>En appuis</b>	14.11	0.063	0.081	12.09	3.35	5T12 = 5.65	5T10 = 3.93

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{b \times d} = \frac{33.6 \times 10^{-3}}{1 \times 0.125} = 0.268 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = 3.33\text{MPa}.$$

Donc :  $\tau_u = 0.268 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée.

**b) ELS :**

• **En travée :**

$$M_{\max} = M_t = 28.65 \text{ KN.m}$$

**Position de l'axe neutre :**

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 10.78}{100} \left[ \sqrt{1 + \frac{100 \times 12.5}{7.5 \times 10.78}} - 1 \right] \rightarrow y = 4.94 \text{ cm}.$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \left( \frac{by^3}{3} \right) + 15A_s(d - y)^2 = \left( \frac{100 \times 4.94^3}{3} \right) + 15 \times 10.78(12.5 - 4.94)^2$$

$$\text{Donc : } I = 13260.20 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{M_{tser}}{I} \right) \times y = 9.92 \text{ MPa} \leq \sigma_b = 15\text{MPa} \text{ .....condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15(M_{tser}/I) \times (d - y) = 190.62\text{MPa} \leq \sigma_s = 202\text{MPa} \text{ ..... condition vérifiée.}$$

• **En appuis :**

$$M_{\max} = M_a = 10.11\text{KN.m}$$

**Position de l'axe neutre :**

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 5.65}{100} \left[ \sqrt{1 + \frac{100 \times 12.5}{7.5 \times 5.65}} - 1 \right] \rightarrow y = 3.83\text{cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \left( \frac{by^3}{3} \right) + 15A_s(d - y)^2 = \left( \frac{100 \times 3.83^3}{3} \right) + 15 \times 5.65(12.5 - 3.83)^2$$

$$\text{Donc : } I = 8243.29 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{M_{tser}}{I} \right) \times y = 4.69\text{MPa} \leq \sigma_b = 15\text{MPa} \text{ .....Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15(M_{tser}/I) \times (d - y) = 159.50\text{MPa} \leq \sigma = 202\text{MPa} \text{ ..... Condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul de la flèche :**

- **Vérification si le calcul de la flèche se fait à ELU :** D'après BAEL 91, il est nécessaire de vérifier la flèche si les conditions ci-dessous ne vérifiées pas.

$$h/l \geq 1/16 \rightarrow 15/560 = 0.026 \leq 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$h/l \geq 0.1M_t/M_0 \rightarrow 15/560 = 0.026 \geq 0,1 \times 39.98/47.04 = 0.084 \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$A_s \leq 4.2bd/f_e \rightarrow 5.65 \leq 4.2 \times 100 \times 12.5/400 = 13.125 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de la flèche est nécessaire

Le calcul de la flèche total est donné par la formule du BAEL91 comme suite :

$$\Delta_f = |f_{gv} - f_{ji}| + |f_{pi} - f_{gi}|$$

$f_{gv}$  et  $f_{gi}$ : Sont les flèches respectivement due à l'ensemble de la charge permanente, après la mise en place des revêtements.

$f_{pi}$ : est la flèche due à la l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation.

$f_{ji}$ : est la flèche due à l'ensemble des charges appliquée avant la mise en place des revêtements.

$f_{adm} = \frac{l}{500}$ : Cette flèche ne doit pas dépasser.

D'après le BAEL91 (calcul globale) on a :

$$f_i = \frac{M_{ser \max} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = f_{ser} \quad ; \quad f_v = \frac{M_{ser \max} \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

• **Calcul de chargement :**

**Paillasse :**

$$J = j \text{ (dalle pleine)} + j \text{ (Marche)} = 3.75 + 1.87 = 5.62 \text{ KN/m}^2$$

$$g = G \text{ (paillasse)} = 8.28 \text{ KN/m}^2$$

$$P = (G_p + Q_p) = 10.78 \text{ KN/m}^2$$

**Palier :**

$$J = j \text{ (dalle pleine)} = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

$$g = G \text{ (palier)} = 5.31 \text{ KN/m}^2$$

$$p = (G+Q) = 7.81 \text{ KN/m}^2$$

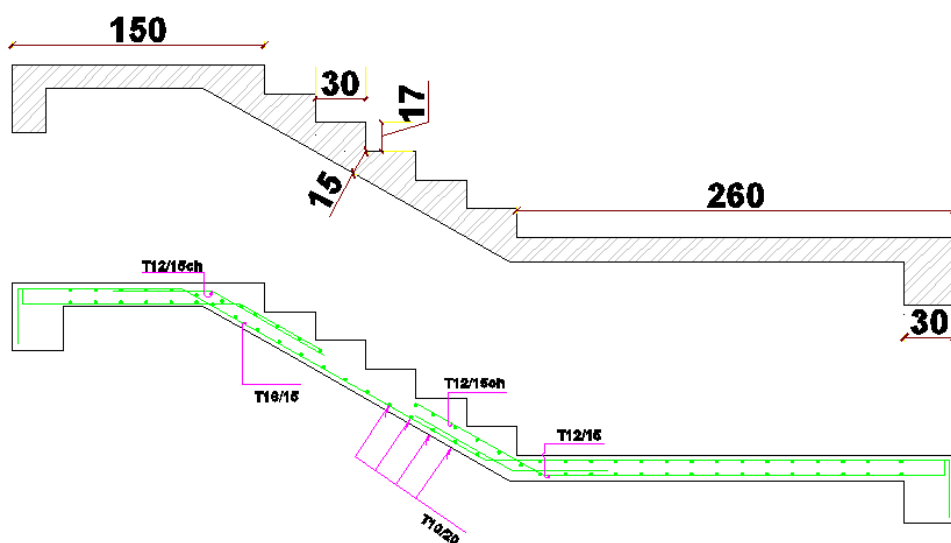


Figure III.10 : Schéma de ferrailage des escaliers.

**III.5. Etude de la poutre palière :****III.5.1. Pré dimensionnement de la poutre palière :**

Selon le BAEL91 les dimensions de la poutre sont :

$$L_{\max}/15 \leq h \leq L_{\max}/10$$

Avec :  $L_{\max}=470\text{cm}$

$$470/15 \leq h \leq 470/10 \rightarrow 31.33 \leq h \leq 47$$

Donc on prend  $h=45\text{cm}$ .

La largeur de la poutre limitée comme suit :

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \rightarrow 18 \leq b \leq 36$$

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

Le [RPA99] préconise :  $b \geq 20\text{ cm}$  ;  $h \geq 30\text{ cm}$  ;  $h/b \leq 4$

Nous prenons :  $h = 45\text{cm}$  ;  $b = 30\text{cm}$ .

- **Vérification de L'RPA :**

$$b=30\text{cm} \geq 20\text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$h=45\text{cm} \geq 30\text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$h/b=45/30=1,5 \leq 4 \quad \text{condition vérifiée.}$$

**III.5.2. Evaluation des charges :**

Poids propres :  $G_p = 25 \times 0.30 \times 0.45 = 3.38\text{KN/ml}$

Réaction de l'escalier sur la poutre :  $R_{es} = (12.00 \times 4.70)/2 = 28.2\text{KN/ml}$ .

Réaction de plancher sur la poutre :

$$q_u = 1.35G \text{ (plancher étage)} + 1.5Q \text{ (plancher étage)}$$

$$q_u = 1.35 \times 5.1 + 1.5 \times 1.5 = 9.13\text{KN/m}^2.$$

Donc  $R_{pl} = (9.13 \times 4.70)/2 = 21.46\text{KN/ml}$ .

- **Combinaison de charge à l'ELU :**

$$q_u = 1.35 \times G_p + (R_{es} + R_{pl})$$

$$q_u = 1.35 \times 3 + (28.2 + 21.46) = 49.66\text{KN/ml}.$$

$$M_0 = q_u \times L^2 / 8 = 137.12\text{KN.m}.$$

$$V = q_u \times L / 2 = 116.70\text{KN}.$$

**III.5.3. Ferrailage de la poutre palière :**

$$M_{\text{travée}} = 0.85 \times M_0 ; M_{\text{appui}} = 0.3 \times M_0 ; d = 0.9h$$

Tableau III.12. Sollicitations de la poutre palière à l'ELU.

V(KN)	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)
116.70	137.12	116.55	41.14

a) **ELU :**

- **En appuis :**

**Le moment réduit :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{41.14 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.41)^2 \times 14.20} = 0.057$$

$$\mu_{bu} = 0.057 < \mu_{lu} = 0.392 \quad A'_s = \mathbf{0} \text{ (pas de section d'acier comprimée).}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.057}) = 0.073$$

$$z_b = d \times (1 - 0.4\alpha) = 41 \times (1 - 0.4 \times 0.073) = 39.80$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{z_b \times \sigma_{su}} = \frac{41.14 \times 10^3}{39.80 \times 348} = 2.97 \text{ cm}^2$$

On adopte 3T12 = 3.39 cm<sup>2</sup>

**Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = \max\left\{\frac{b h}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$$

$$A_s \geq A_{\min} = \max\left\{\frac{30 \times 45}{1000}; 0.23 \times 30 \times 41 \frac{2.1}{400}\right\} = \max\{1.35; 1.48\} = 1.48 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s \geq A_{\min} = \max\{A_{s\min}; A_s^{ELU}\} = \max\{1.48; 2.97\} = 2.97 \text{ cm}^2$$

• **En travée :**

**Le moment réduit :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{116.55 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.41)^2 \times 14.20} = 0.162$$

$$\mu_{bu} = 0.162 < \mu_{lu} = 0.392 \quad A'_s = 0 \text{ (pas de section d'acier comprimée).}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.162}) = 0.222$$

$$z_b = d \times (1 - 0.4\alpha) = 41 \times (1 - 0.4 \times 0.222) = 37.36$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{z_b \times \sigma_{su}} = \frac{116.55 \times 10^3}{37.36 \times 348} = 8.96 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = \max\left\{\frac{b h}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$$

$$A_s \geq A_{\min} = \max\left\{\frac{30 \times 45}{1000}; 0.23 \times 30 \times 41 \frac{2.1}{400}\right\} = \max\{1.35; 1.48\} = 1.48 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s \geq A_{\min} = \max\{A_{s\min}; A_s^{ELU}\} = \max\{1.48; 8.96\} = 8.96 \text{ cm}^2.$$

On adopte 6T14 = 9.24 cm<sup>2</sup>.

**Tableau III.13.** Ferrailage de poutre palière à l'ELU.

	M (KN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>	116.55	0.162	0.222	37.36	8.96	6T14=9.24
<b>En appuis</b>	41.14	0.057	0.073	39.80	2.97	3T12=3.19

• **Ferrailage transversal :**

$$\Phi t \leq \min(h / 35, b_0 / 10, \Phi L)$$

$\Phi L$  : diamètre minimale des armatures longitudinales ( $\Phi L = 14 \text{ mm}$ ).

$$\Phi t \leq \min(400 / 35, 300 / 10, 14) = 11.42 \text{ mm}$$

Donc :  $A_t = 4 \Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$ .

• **Vérifications à ELS :**

• **Vérification de la flèche :**

D'après BAEL 91, il est nécessaire de vérifier la flèche si la condition ci-dessous n'est pas vérifiée.

$h/L \geq 1/16$        $45/470 = 0.095 \geq 0.0625$ ..... Condition vérifiée.

$h/L \geq M_t / 10M_0$        $45/470 = 0.095 \geq 116.55/10 \times 137.12 = 0.085$ ..... Condition vérifiée.

$A_s \leq 4.2 \times b \times d / f_e$        $3,62 \leq 4.2 \times 30 \times 41 / 400 = 12.92$ ..... Condition vérifiée.

**III.5.4. Ferrailage sous sollicitations de torsion :**

• **Calcul de la contrainte tangentielle de torsion :**

Selon (l'article A.5.4.2 des règles BAEL 91 modifiée 99), les contraintes de cisaillement dues à la torsion pour une section pleine se calcul comme suit :

$$\tau_{uT} = \frac{T_u}{2 \Omega b_0}; b_0 = \frac{a}{6}$$

Avec :

$T_u$  : Moment de torsion.  $T_u = 17.50 \text{ KN.m}$

$b_0$  : épaisseur réel de la paroi.

$\Omega$  = aire du contour à mi- épaisseur des parois.

$a = b = 0.30 \text{ m}$ , donc  $b_0 = \frac{0.30}{6} = 0.05 \text{ m}$ .

$\Omega = (b - b_0) (h - b_0) = (0.30 - 0.05) (0.45 - 0.05) = 0.10$

Donc :  $\tau_{uT} = \frac{17.50 \times 10^{-3}}{2 \times 0.10 \times 0.05} = 1.75 \text{ MPa}$ .

• **Détermination des armatures de torsion :**

– **Les armatures longitudinales :**

$\sum A_l = M_{tor} \times U \times \gamma_s / f_e \times 2 \times \Omega$

Avec :  $\sum A_l$  : La somme des sections des aciers longitudinaux.

$U$  : Le périmètre du contour d'aire  $\Omega$ .

$U = [(b - b_0) + (h - b_0)] \times 2 = [(0.30 - 0.05) + (0.45 - 0.05)] \times 2 = 1.3 \text{ m}$ .

$A_S^T = \sum A_l = \frac{\gamma_s U T_u}{2 f_e \Omega} = \frac{1.15 \times 1.3 \times 17.50 \times 10^{-3}}{2 \times 400 \times 0.10} = 3.27 \text{ cm}^2$ .

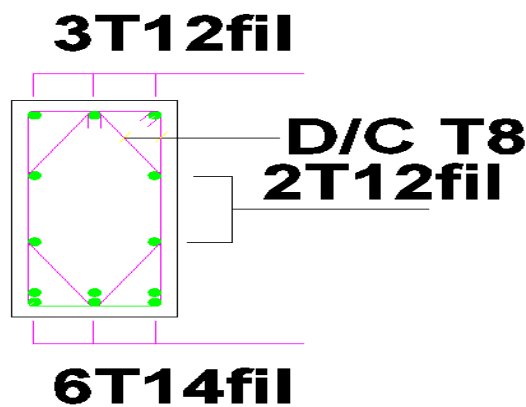


Figure III.11 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

# **Chapitre IV**

## **Etude sismique**

**IV.1. Introduction :**

Depuis toujours, les tremblements de terre ont constitué l'un des désastres les plus graves pour l'humanité. Leur arrivée est soudaine et surtout inattendue. De temps en temps, les dégâts peuvent être comparés à un budget national annuel pour un pays, en particulier si ses ressources sont restreintes.

Il est possible qu'une catastrophe sismique entraîne une crise économique majeure, ou au moins une brusque baisse du niveau de vie dans toute une région pendant une durée prolongée. L'Algérie est un pays où il y a une forte activité sismique. Il est essentiel de réaliser une analyse minutieuse pour garantir que la structure ne subisse pas de déformations importantes en cas de séisme et que les déplacements seront limités.

**IV.2. Le séisme :**

Le séisme se produit lorsque l'énergie potentielle accumulée dans les roches est libérée de manière brusque grâce aux mouvements relatifs de diverses parties de l'écorce terrestre. Quand les contraintes dépassent un seuil donné, il y a une rupture d'équilibre qui engendre des ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Il est donc nécessaire d'appliquer la règle parasismique actuelle "RPA99 version2003" pour calculer les charges sismiques et prendre des mesures constructives pour toutes les constructions qui abritent des personnes, dans toutes les zones sauf 0. En général, il incombe à l'ingénieur du bureau d'études de mettre en œuvre ces règles et de mesurer les éléments en béton armé, en acier, en bois ou en mixtes.

**IV.3. Méthodes de calcul :**

D'après le RPA la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

**IV.3.1. Méthode statique équivalente :****• Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

**IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :****• Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

**IV.3.3.Méthode d'analyse dynamique par accélérographe :****• Principe de la méthode :**

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

**IV.4. Choix de la méthode de calcul :**

Critères de classification par le RPA99 version2003 :

**IV.4.1. Classification de l'ouvrage :**

La classification des ouvrages se fait aussi sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A : ouvrage d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrage de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrage de faible importance.

Notre ouvrage représente un bâtiment a usage d'habitation, il est considéré comme ouvrages courant ou d'importance moyenne Groupe2. (Bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48m)

**IV.4.2. Classification des zones sismiques :**

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité, cette répartition par wilaya et par commune est présentée comme suit :

- Zone O : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone II : sismicité moyenne.
- Zone III : sismicité élevée.

Notre projet, la wilaya de SETIF est située en zone de sismicité moyenne IIa.

**IV.5. La modélisation de la structure :**

- A.** Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- B.** Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- C.** Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- D.** La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

- E. Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- F. Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

#### IV.5.1. Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI. etc). De plus, de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

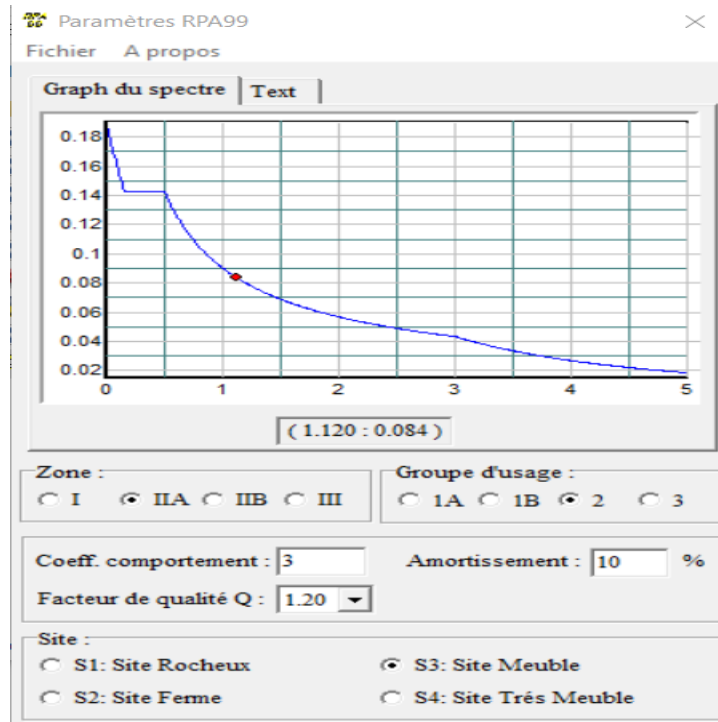
#### IV.6. Méthode dynamique modale spectrale :

La structure rendre le calcul dynamique manuellement très laborieux, et nécessite beaucoup de temps et d'efforts, donc on va calculer les efforts sismiques par la méthode dynamique modale spectrale en servant d'un logiciel de calcul sur ordinateur pour l'analyse modale et sismique, et qui va nous donner les résultats suivants :

- Les périodes naturels de la structure pour chaque mode de vibration.
- Les formes modales (les déformés).
- Les valeurs propres.
- Les masses modales (pourcentage de participation des masses modales).
- Les moments d'inertie massiques.
- Les coordonnées des centres de gravité et de rigidité des différents étages.
- Les déplacements horizontaux des CDG d'étages sous les forces sismique.
- La répartition des forces sismiques en étages, les forces pseudo-élastiques ainsi que les forces d'interaction.

**IV.6.1. Spectre de réponse de calcul :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :



**Figure IV.1 :** La courbe de spectre de réponse.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \times \left( 2,5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3s \end{cases}$$

Avec : g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub> : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

• Disposition des voiles :

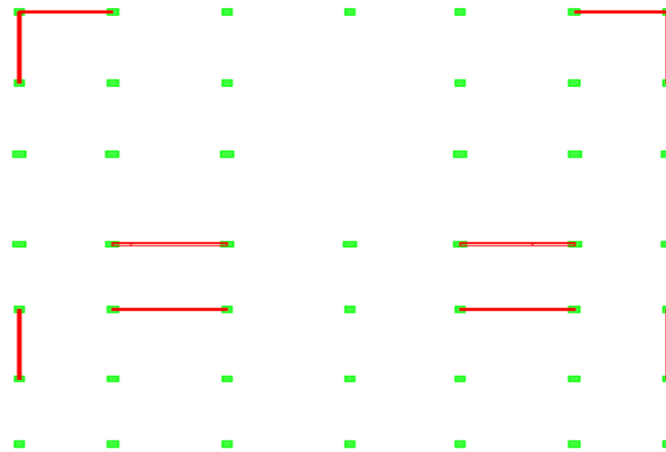
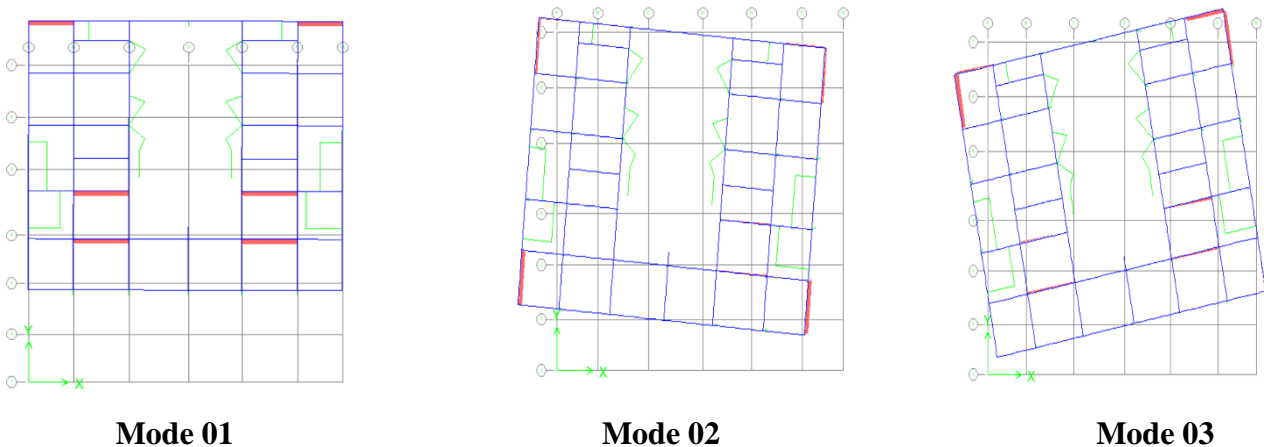


Figure IV.2 : La disposition des voiles.

• Forme modale de la structure :



Mode 01

Mode 02

Mode 03

Figure IV.3 : Les formes modales de la structure.

IV.6.2. Nombre de modes à considérer :

- a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
  - La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
  - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
  - Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée
- b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ Et } T_K \leq 0.20sec$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T<sub>k</sub> la période du mode K.

### IV.6.3. Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalente :

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale  $V$  qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :  $V = \frac{ADQ}{R} W$

$A$  : Coefficient d'accélération de zone : (du tableau 4.1 ; p26).

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right. \longrightarrow A=0.15$$

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen.

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

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$

$\xi$  : Le pourcentage d'amortissement critique : (du tableau 4.2 page 26)

On a :  $\xi = 10\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0.7643 > 0.7$

$T_2$  : période caractéristique : (du tableau 4.7 page 34)

Site meuble  $S_3 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$

$T$  : Période fondamentale de la structure :

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

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement et de type de remplissage (Du tableau 4.6 page 31)  $\Rightarrow C_T = 0,05$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu' au dernier niveau  $h_N = 31.96m$

$$T = 0.05 \times (31.96)^{0.75} = 0.672s \rightarrow T_2 = 0.5 < T = 0.672 < 3s$$

$$\text{Donc } D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.763 \times \left(\frac{0.5}{0.672}\right)^{2/3} = 1.57$$

$R$  : Coefficient de comportement global de la structure : (du tableau 4.3 page 28) On a un système de contreventement assuré par des voiles porteurs, donc :  $R = 4$

$Q$  : Facteur de qualité :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

$P_q$  : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non

1. Conditions minimales sur les files de contreventement :

Système de portique : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois (3) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5, les travées de portiques peuvent être constituées de voiles de contreventement (non observé, donc  $P_q = 0.05$ ).

2. Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre (4) files de portiques dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées

symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximales et minimales d'espacement ne dépassent pas 1,5 (non observé, donc  $P_q = 0.05$ ).

3. Régularité en plan : (non observé,  $P_q = 0,05$ ).
4. Régularité en élévation : (non observé,  $P_q = 0.05$ ).
5. Contrôle de qualité des matériaux : (observé,  $P_q = 0$ ).
6. Contrôle de la qualité de l'exécution : observé,  $P_q = 0$ ).

Donc  $Q = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0)$ .

$$Q = 1.2$$

$W$  : Poids totale de la structure :  $W = \sum_{i=1}^9 W_i$

Avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

$W_{Gi}$  : Poids due aux charges permanentes.

$W_{Qi}$  : Poids due aux charges d'exploitations.

$\beta$  : coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99 version 2003.

Dans notre cas, Pour les bâtiments d'habitation  $\beta = 0,20$ .

Les résultats des poids donnés avec l'ETAPS :  $W_G = 6870.65$  t

$$W_Q = 1172,21$$
 t

$$W = 6870.65 + (0.2 \times 1172,21) \Rightarrow W = 7105.092$$
 t

$$\text{Donc : } V = 0.15 \times 1.57 \times 1.2 \times 7105.092 / 4 \Rightarrow V = 501.97475$$
 t

#### IV.7. Les résultats trouvés par logiciel ETABS :

- Centre de masse et centre de torsion :

Tableau IV.1 : Centre de masse et centre de rigidité.

Story	Diaphragme	Centre de masse		Centre de rigidité	
		XCM	YCM	XCR	YCR
RDC	D2	15.303	15.141	15.303	18.440
Etage01	D3	15.308	14.826	15.303	19.311
Etage02	D4	15.263	14.064	15.304	19.201
Etage03	D5	15.139	14.114	15.305	19.183
Etage04	D6	15.259	14.116	15.306	19.119
Etage05	D7	15.258	14.122	15.307	19.001
Etage06	D8	.15258	14.125	15.308	18.884
Etage07	D9	15.137	.14019	15.309	18.777
Etage08	D10	15.266	.16601	15.309	18.732
Etage09	D11	15.259	16.291	15.308	18.709

**IV.8. Vérification des résultats :****IV.8.1. Vérification de la période :****Tableau IV.2 :** Les valeurs des périodes trouvées par logiciel ETABS.

Mode	Période	UX	UY	Sumux	Sumuy	Rz
1	0.763622	0.0085	67.8175	0.0085	.678175	0.0064
2	0.698949	60.6117	0.0121	60.6202	.678296	7.6248
3	0.504822	6.9269	0.0013	.675471	.678309	60.2444
4	0.184046	0.0051	.200767	.675522	.879076	0.0017
5	0.174360	17.2443	0.0071	.847965	.879146	2.7237
6	0.116584	3.1531	0.0003	.879496	.879149	18.5643
7	0.083846	0.0010	.70028	.879506	94.9177	0.0000
8	0.080129	5.8510	0.0016	.938016	94.9193	0.7889
9	0.053838	1.0609	0.0027	.948625	.949221	5.7443
10	0.051874	0.0000	2.9301	94.8625	97.8521	0.0055

Selon la réglementation RPA 99/V2003, il est important que les valeurs de la période de calcul obtenues à partir des formules numériques ne dépassent pas plus de 30% celles estimées à partir des formules empiriques appropriées.

On a :

- La période de la méthode statique équivalente :  $T_{emp} = 0.672s$ .
- La période donne par l'ETABS :  $T = 0.763622s$ .

$$1.3 \times T = 1.3 \times 0.672 = 0.874$$

$$T_{emp} = 0.672s < 1.3 \times T = 0.874 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

## IV.8.2. Vérification de l'effort tranchant à la base :

Tableau IV.3 : Les valeurs des efforts dynamique à la base.

Spec	Mode	Dir	F1	F2
EX	1	U1	0.05	-4.22
EX	2	U1	358.81	5.07
EX	3	U1	50.73	-0.69
EX	4	U1	0.04	-2.36
EX	5	U1	126.85	2.57
EX	6	U1	27.11	-0.27
EX	7	U1	0.01	-0.84
EX	8	U1	58.30	0.96
EX	9	U1	11.57	-0.59
EX	10	U1	0.00	0.11
EX	ALL	ALL	408.25	2.93
EY	1	U2	-4.22	377.66
EY	2	U2	5.07	0.07
EY	3	U2	-0.69	0.01
EY	4	U2	-2.36	147.69
EY	5	U2	2.57	0.05
EY	6	U2	-0.27	0.00
EY	7	U2	-0.84	68.70
EY	8	U2	0.96	0.02
EY	9	U2	-0.59	0.03
EY	10	U2	0.11	32.21
EY	ALL	ALL	2.93	416.90

Selon le RPA 99 /V 2003, la valeur modale obtenue par combinaison des forces sismiques à la base  $V_t$  ne doit pas être inférieure à 80% de la valeur modale obtenue par la méthode statique équivalente  $V$ .

Si  $V_t < 0,8V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport  $0,8 \times \frac{V}{V_t}$ .

– L'effort tranchant obtenu par la méthode statique équivalente est :  $V = 501.97475t$

– L'effort tranchant obtenu par l'ETABS est :  $\begin{cases} V_{tx} = 408.25t \\ V_{ty} = 416.90t \end{cases}$

$$0,8V = 0,8 \times 501.97475 = 401.579t$$

$$\begin{cases} V_{tx} = 408.25t > 0,8V = 401.579t \\ V_{ty} = 416.90t > 0,8V = 401.579t \end{cases}$$

Condition vérifiée

Condition vérifiée

### IV.8.3. Vérification des déplacements :

Selon le RPA 99/ V 2003 le déplacement horizontal a chaque niveau "K" de la structure est calculé comme suit :  $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

Avec :  $\delta_{eK}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$

R : Coefficient de comportement (R= 3,5)

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

– Etage courant :  $1\% \times H = 0,01 \times 3,06 = 0,0306$

– RDC :  $1\% \times H = 0,01 \times 4,08 = 0,0408$

Tableau IV.4 : Les valeurs des déplacements.

Niveau	R	Sens (x)			Sens (y)			$\Delta_K adm$ (m)	$\Delta_K < \Delta_K adm$
		$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\Delta_K$ (m)	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\Delta_K$ (m)		
9eme	4	.00142	0.0568	0.0068	0.0177	0.0708	0.008	0.0306	C.V
8eme	4	0.0125	0.05	0.0036	0.0157	.00628	0.0084	0.0306	C.V
7eme	4	0.0116	0.0464	0.0076	0.0136	.00544	0.0084	0.0306	C.V
6eme	4	0.0097	.00388	0.0072	0.0115	.0046	0.0088	0.0306	C.V
5eme	4	0.0079	.00316	.00072	0.0093	0.0372	0.008	0.0306	C.V
4eme	4	0.0061	0.0244	0.0068	0.0073	0.0292	0.008	0.0306	C.V
3eme	4	0.0044	.00176	0.006	0.0053	0.0212	0.0072	0.0306	C.V
2eme	4	0.0029	0.0116	0.048	0.0035	0.014	0.006	0.0306	C.V
1 <sup>er</sup>	4	0.0017	0.0068	.00044	0.0020	0.008	0.0052	0.0306	C.V
RDC	4	0.0006	.00024	0.0024	0.0007	0.0028	0.0028	0.0408	C.V

**IV.8.4. Stabilité au renversement :**

Pour que le nôtre bâtiment soit stable au renversement il faut vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Avec :

$M_s$  : Moment stabilisant  $M_s = \frac{W \times L}{2} \rightarrow W$  : Poids du bâtiment.

$$\diamond L_x = 31.00\text{m} ; M_s = \frac{W \times L_x}{2} = \frac{7105.092 \times 30.85}{2} \rightarrow M_s = 109596.04\text{t.m}$$

$$\diamond L_y = 30.24\text{m} ; M_s = \frac{W \times L_y}{2} = \frac{7105.092 \times 30.24}{2} \rightarrow M_s = 107428.991\text{t.m}$$

$M_r$  : Moment renversant  $M_r = \sum F_i \times h_i$  ;  $F$  : Force sismique de niveau.

- Sens (X-X) :

**Tableau IV.5** : Les valeurs de  $M_r$  et  $M_s$  suivant x-x.

Niveau	$W_i$	$H_i$	$F_i$	$F_i \times h_i$	$M_r$	$M_s$	$M_s/M_r$	Vérification
9eme	855.21	31.96	389.05	12433.91	25491.07	109596.04	4.29	C.V
8eme	561.04	28.90	180.16	5206.65				
7eme	702.39	25.84	132.82	3432.06				
6eme	699.93	22.78	89.76	2044.74				
5eme	710.33	19.72	44.75	882.52				
4eme	710.33	16.66	37.81	629.88				
3eme	703.86	13.60	30.58	415.92				
2eme	713.93	10.54	24.04	253.39				
1 <sup>er</sup>	802.65	7.48	19.18	143.48				
RDC	912.43	4.08	11.89	48.53				

- Sens (Y-Y) :

Tableau IV.6 : Les valeurs de Mr et Ms suivant y-y.

Niveau	W <sub>i</sub>	H <sub>i</sub>	F <sub>i</sub>	F <sub>i</sub> × h <sub>i</sub>	M <sub>r</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>s</sub> /M <sub>r</sub>	Vérification
9eme	588.21	31.96	397.29	12697.36	26031.17	107428.991	4.13	C.V
8eme	561.04	28.9	183.98	5316.96				
7eme	702.39	25.84	135.63	3504.78				
6eme	699.93	22.78	91.66	2088.06				
5eme	710.33	19.72	45.70	901.22				
4eme	710.33	16.66	38.61	643.23				
3eme	703.86	13.6	31.23	424.74				
2eme	713.93	10.54	24.55	258.76				
1er	802.65	7.48	19.59	146.52				
RDC	912.43	4.08	12.15	49.55				

#### IV.8.5. Vérification spécifique :

D'après le RPA99 art 7.4.3.1, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

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

N<sub>d</sub> : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B<sub>c</sub> : Est l'aire (section brute) de cette dernière.

F<sub>c28</sub> : Est la résistance caractéristique du béton.

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{2.28}{0.6 \times 0.5 \times 25} = 0.3 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

# **Chapitre V**

## **Ferrailage des éléments principaux**

**V.1. Introduction :**

Il est essentiel que le ferrailage des éléments principaux respecte les règlements en vigueur, notamment le BAEL 91 et le RPA99 version 2003.

**V.2. Combinaison des charges :**

Selon le genre de sollicitations, nous identifions les combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91 :**

**ELU** : Situation durable

$$1,35G+1,5Q$$

**ELS** : Situation durable

$$G+Q$$

- **Selon RPA 99** Situation accidentelle

$$G+Q+E$$

$$0,8G+E$$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

**V.3. Caractéristique des matériaux :**

Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques principales des deux matériaux (béton, acier) en situation normale (durable) et accidentelle, ainsi que les coefficients de sécurité correspondants.

**Tableau V.1** : caractéristique des matériaux.

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$	$f_{bu}$	$\gamma_s$	$F_e$	$\sigma_s$
Durable	1.5	25	14.20	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

**V.4. Ferrailage des poutres :****V.4.1. Introduction :**

Les poutres sont des éléments qui ne sont pas soumis aux intempéries et qui sont soumis à une flexion et à un effort tranchant. Par conséquent, le calcul sera effectué en utilisant une flexion simple, en prenant en compte la possibilité de fissures préjudiciables.

Il existe deux zones distinctes pour le ferrailage des poutres : la zone de travée et la zone d'appui.

**V.4.2. La recommandation du RPA99 (art 7.5.2.1) :**

a) **Armatures longitudinales** : 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 de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40Ø en zone I et II.

**b) Armature transversale :** La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003.S.b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :  $s \leq (h/4, 12)$ .
- En dehors de la zone nodale :  $s \leq h/2$ .

La valeur du diamètre Ø des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

#### V.4.3. Les recommandations du BAEL :

La section minimale des armatures longitudinales est :

$$A_{smin} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e.$$

#### V.4.4. Exemple de calcul : (Poutre principale)

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 45 \text{ cm} ; d = 42 \text{ cm}$$

**a) Ferrailage longitudinal :**

✓ **En travée :**

$$\text{ELU} \rightarrow M_u = 80.62 \text{ KN.m} ; V_u = 10.8 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} \rightarrow M_s = 57.82 \text{ KN.m} ; V_s = 7.7 \text{ KN.}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.39$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.296$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{80.62 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.42)^2 \times 14.20} = 0.107$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu}.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.107)}) = 0.141$$

$$A_s = \frac{0.8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0.8 \times 0.141 \times 0.30 \times 0.42 \times 14.20}{348} = 5.79 \text{ cm}^2$$

✓ **En appui :**

$$\text{ELU} \rightarrow M_u = 144.33 \text{ KN.m} ; V_u = 143.9 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} \rightarrow M_s = 104.8 \text{ KN.m} ; V_s = 104.3 \text{ KN.}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{144.33}{104.8} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.293$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{144.33 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.42)^2 \times 14.20} = 0.192$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu}.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.192)}) = 0.269$$

$$A_s = \frac{0.8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0.8 \times 0.269 \times 0.3 \times 0.42 \times 14.20}{348} = 11.06 \text{ cm}^2$$

• **Vérification :**

✓ **Condition de non fragilité :** (selon le BAEL91)

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{30 \times 45}{1000} ; 0.23 \times 30 \times 42 \frac{2.1}{400} \right\} = \max \{1.35; 1.52\} = 1.52 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est

$$A_{s \min} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2.$$

Le pourcentage maximal des aciers longitudinaux (RPA99/V2003) :

– En zone courante :

$$A_{s \max} = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2.$$

– En zone de recouvrement :

$$A_{s \max} = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2.$$

Alors :

➤ **En travée :**

$$A_s = 5.59 \text{ cm}^2 > A_{s \min} (\text{BAEL}) = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.59 \text{ cm}^2 > A_{s \min} (\text{RPA}) = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.59 \text{ cm}^2 < A_{s \max} (\text{RPA}) = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s = A_{s \min} (\text{RPA}) = 5.59 \text{ cm}^2$$

En adopte : 3T16 avec  $A_s = 6.03 \text{ cm}^2$ .

➤ **En appui :**

$$A_s = 11.06 \text{ cm}^2 > A_{s \min} (\text{BAEL}) = 1.52 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 11.06 \text{ cm}^2 > A_{s \min} (\text{RPA}) = 6.75 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 11.06 \text{ cm}^2 < A_{s \max} (\text{RPA}) = 54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s = 11.06 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T16 avec  $A_s = 12.06 \text{ cm}^2$ .

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

On doit vérifier que les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne c.à.d :

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{b \times d} = \frac{10.8 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.42} = 0.085 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \longrightarrow (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc :  $\tau_u = 0.085 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$  ..... Condition Vérifiée.

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{45}{540} = 0.083 > 0.0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad (M_t = M_0) \rightarrow 0.083 > 0.1 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{12.06}{30 \times 42} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0095 < 0.0113 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Ferrailage transversale :**

Diamètre minimal des armatures transversal  $\phi_t$  d'après (BAEL 91) est :

$$\phi_t \leq \min (h / 35, b/10, \phi_l)$$

Avec :  $\phi_t$ : Diamètre des armatures transversales.

h : Hauteur de la section.

b: Largeur de nervures.

$\phi_l$  : Diamètres minimales des armatures longitudinales en travée.

$$\phi_t \leq \min (400/35, 300/10, 16) = 11.42 \text{ mm}$$

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

• **Espacement des armatures transversales :**

D'après RPA 99 :

– Dans la zone nodale :  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) = \min\left(\frac{450}{4}; 12 \times 8\right) \Rightarrow S_t = 9.6\text{cm} \rightarrow$  Pour :  
 $h = 45\text{cm}.$

– Dans la zone courante :  $S_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow S_t = 22.5\text{cm}$

• **Armatures transversales imposée par RPA99 :**

En zone nodale :  $A_t \geq 0.003 \times S_t \times b \rightarrow A_t \geq 0.003 \times 9.6 \times 30 \rightarrow A_t \geq 0.864$

En la zone courante :  $A_t \geq 0.003 \times S_t \times b \rightarrow A_t \geq 0.003 \times 22.5 \times 30 \rightarrow A_t \geq 2.025$

On prend :  $A_t = 4T10$  avec  $A_t = 3.14\text{cm}^2$  dans les deux zones.

**V.4.5. Résultats du ferraillage des poutres principales (30× 45) :**

Tableau V.2 : Résultats du ferraillage des poutres principales (30× 45).

P.principale	M <sub>max</sub> (kn.m)	A <sub>scalculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>smin(rpa)</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sminbael</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s(adopté)</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
En travée	80.62	5.79	6.75	1.52	9.42	3T16+3T12
En appui	144.33	11.06	6.75	1.52	12.06	6T16

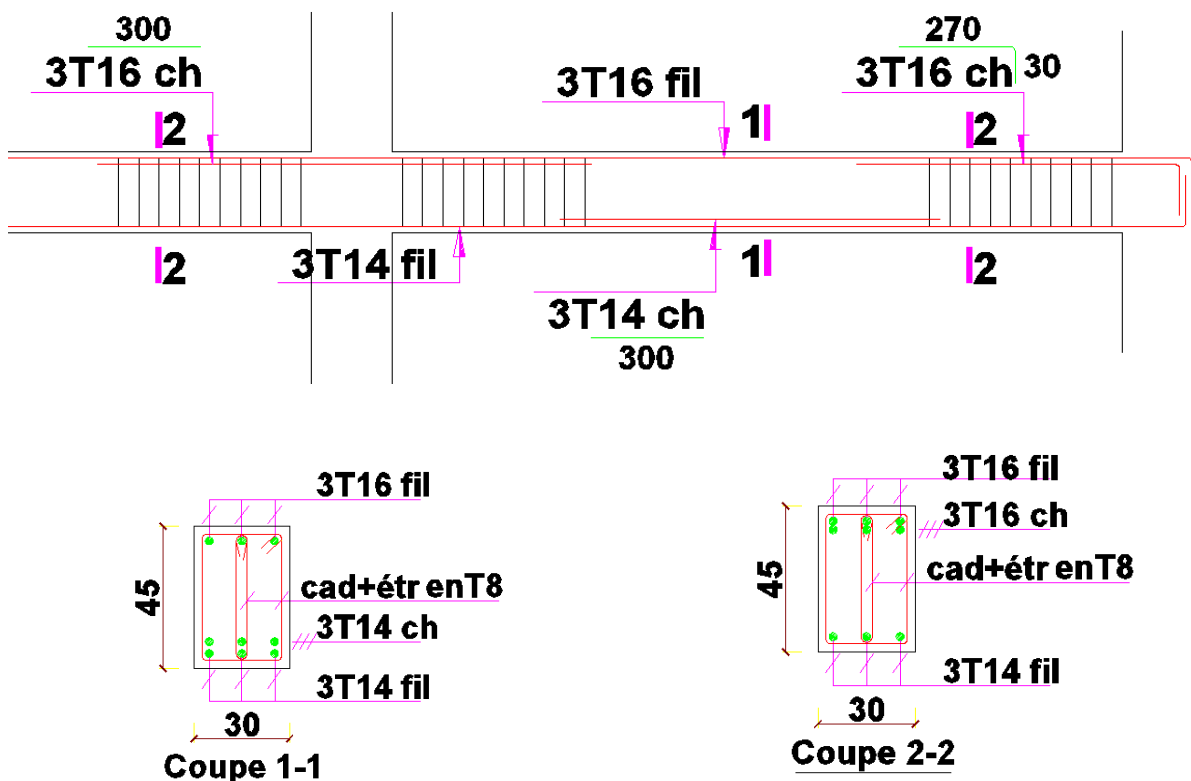


Figure V.1 : Schéma de ferraillage de poutre principale.

V.4.6. Résultats du ferraillage des poutres secondaires (30× 40) :

Tableau V.3 : Résultats du ferraillage des poutres secondaire (30×40).

Poutre secondaire	M <sub>max</sub> (KN.m)	A <sub>scalculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>smin</sub> (RPA)(cm <sup>2</sup> )	A <sub>smin</sub> (BAEL)(cm <sup>2</sup> )	A <sub>s(adopte)</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
En travée	78.03	6.52	6	1.34	8.01	3T14+3T12ch
En appui	94.57	8.04	6	1.34	8.01	3T14+3T12ch

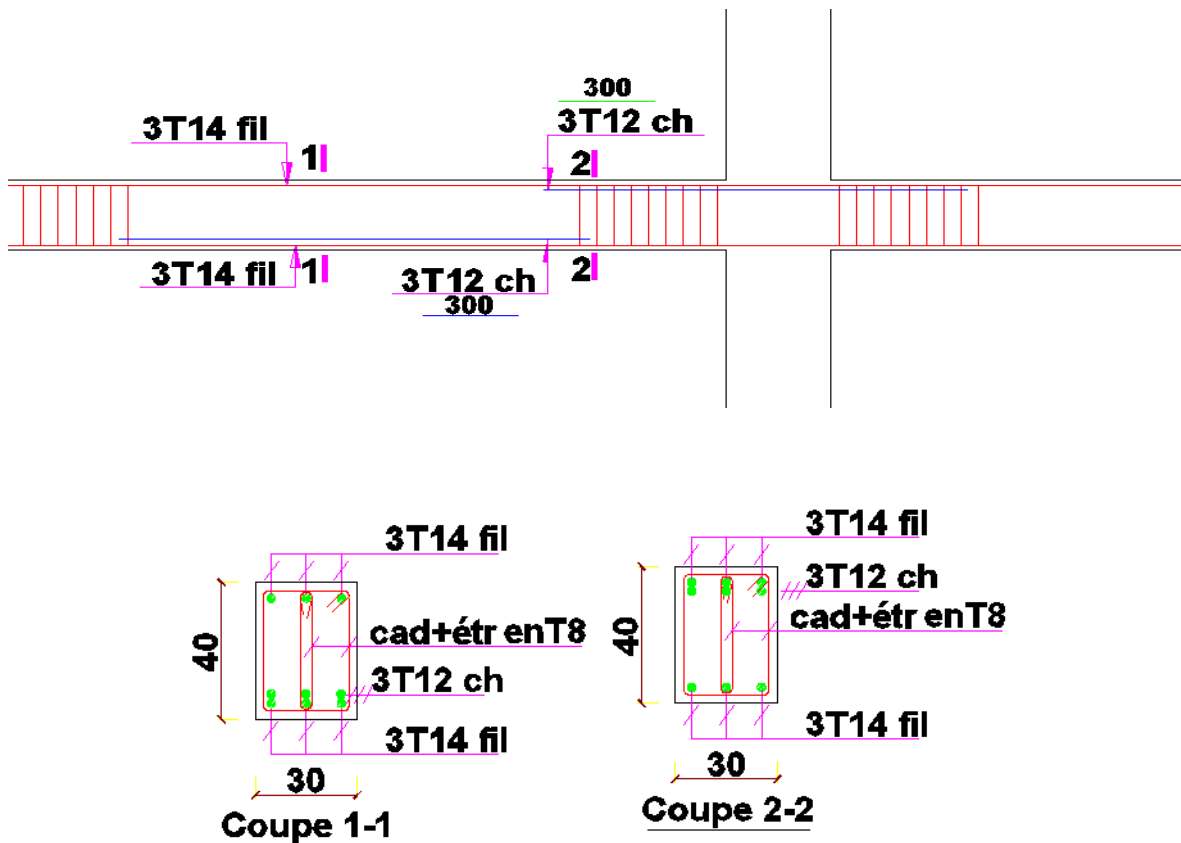


Figure V.2 : Schéma de ferraillage de poutre secondaire.

V.5. Ferraillage des voiles :

V.5.1. Introduction :

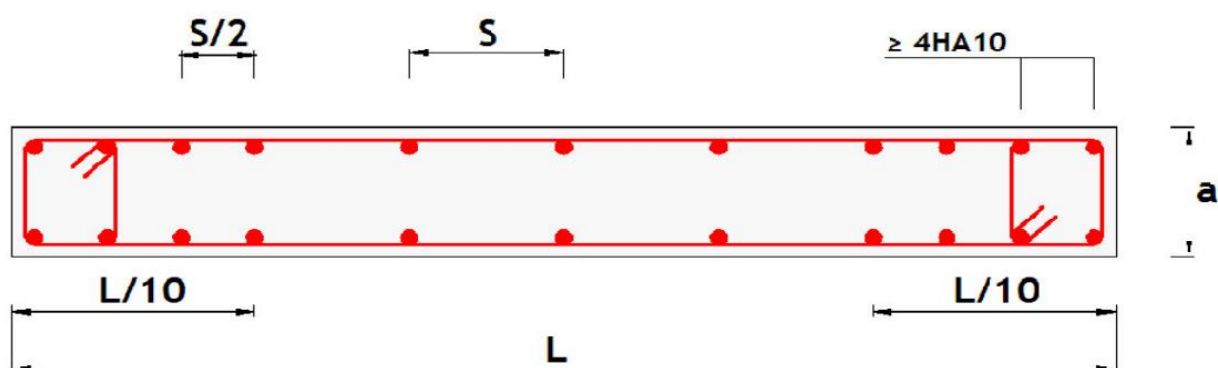
Les voiles ou les refends sont des plaques en béton armé dont deux dimensions sont nettement supérieures à la troisième qui est l'épaisseur. Chaque voile sera calculé en flexion composée avec des efforts tranchants, et ferraillés selon les prescriptions de l'RPA99, leur ferraillage est composé de :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

### V.5.2. Recommandation du règlement RPA99 :

- **Acier vertical (art.7.7.4.1) :**

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- 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 1/10 de la largeur du voile, Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



**Figure V.3 :** Disposition des armatures verticales dans les voiles.

- **Acier Horizontal (art.7.7.4.2) :**

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\varnothing$ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- **Règles communes (art.7.7.4.3) :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit:

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 a$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

Les deux nappes d'armatures 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.

- $40\varnothing$  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.

**V.5.3. Méthode de calcul des voiles :**

Pour le calcul des voiles en béton armé, deux méthodes de calcul sont disponibles :

- Méthode simplifiée.
- Méthode par flexion composée.

**V.5.4. Exemple de calcul :****a) Ferrailage verticale :**

Le voile sujet de cet exemple, est le voile **V5** de niveau RDC.

**1. Cas de  $M_{max}$  et  $N_{corr}$  :**

$$M_{max} = 4559.52 \text{ KN.m}$$

$$N_{corr} = 2491 \text{ KN}$$

$$V_{max} = 399.6 \text{ KN}$$

La répartition des contraintes dans la section :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} v$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} v'$$

$$v = v' = \frac{L}{2} = \frac{4.40}{2} = 2.2 \text{ m.}$$

$$I = bL^3 / 12 = 0.2 \times 4.4^3 / 12 = 1.42 \text{ m}^4$$

$$B = b \times L = 0.2 \times 4.40 = 0.88 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{2491}{0.88} + \frac{4559.52}{1.42} \times 2.2 = 9894.72 \text{ KN/m}^2 = 9.894 \text{ MPa} \rightarrow \text{compression}$$

$$\sigma_{min} = \frac{2491}{0.88} - \frac{4559.52}{1.42} \times 2.2 = -4233.36 \text{ KN/m}^2 = -4.233 \text{ MPa} \rightarrow \text{traction}$$

**• Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = M_G / N_G = 4559.52 / 2491 = 1.83 \text{ m}$$

$e_0 = 1.83 \text{ m} > L/2 \rightarrow$  L'excentricité est supérieure à  $h/2$ , donc le centre de pression est à l'extérieur de la section.

**• Calcul de l'élancement :**

$$L_f = 0.8h = 0.8 \times 3.68 = 2.94 \text{ m.}$$

$$\lambda = L_f \times (12)^{0.5} / h = 3.26 \times (12)^{0.5} / 4.08 = 2.77$$

$$\lambda = 2.77 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**• Calcul de coefficient de majoration  $\gamma_f$  :**

$$e_0/h = 0.45 \leq 0.75$$

$$\text{Donc} \rightarrow \gamma_f = 1 + 0.2 (\lambda / 35)^2$$

$$\gamma_f = 1 + 0.2 (2.77/35)^2 = 1.0012$$

**• Calcul de l'excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max \{ 2 \text{ cm} ; L/250 \} = 2 \text{ cm}$$

**• Sollicitations majorés :**

$$N_G^* = \gamma_f \times N_G = 1.0012 \times 2491 = 2493.98 \text{ KN.}$$

$$M_G^* = N_G (e_0 + e_a) = 2491 (1.83 + 0.02) = 4608.35 \text{ KN.m}$$

**• Calcul du moment fictif par rapport au CDG des armatures :**

$$M_f = M_G^* + N_G^* (d - h/2)$$

$$M_f = 4608.35 + 2493.98 (4.37 - 2.2) = 10020.28 \text{ KN.m}$$

**• Calcul de ferrailage fictif en flexion simple sous le moment fictif :**

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{525.61}{378.67} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.29$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_F}{bd^2f_{bu}} = \frac{10020.28 \times 10^{-3}}{0.2 \times 4.37^2 \times 18.48} = 0.14$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu}$$

Donc, on n'est pas besoin des armatures comprimées, c'est-à-dire :  $A'sf = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.19$$

$$Z_b = 4.37(1 - 0.4 \times 0.42) = 4.03m$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z_b \times \sigma_{su}} = \frac{10020.28 \times 10}{4.03 \times 400} = 62.16cm^2$$

• **Calcul du ferraillage réel de flexion composée :**

$$A'_{sv} = A'_{svf} = 0$$

$$A_{sv} = A_{sf} - N_G * / \sigma_s = 62.16 - 2493.98 / 400 = 55.93cm^2.$$

**2. Cas de  $N_{max}$  et  $M_{corr}$  :**

$$N_{max} = 2491KN$$

$$M_{corr} = 4559.52 KN.m$$

$$V_{max} = 399.6KN.$$

• **La répartition des contraintes dans la section :**

Les contraintes extrêmes sont calculées au niveau des abouts du voile selon le principe de Navier-Bernoulli comme suit :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}v$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I}v'$$

$$v = v' = \frac{h}{2} = \frac{4.4}{2} = 2.2m.$$

$$I = bL^3 / 12 = 0.2 \times 4.4^3 / 12 = 1.42 m^4$$

$$B = b \times L = 0.2 \times 4.4 = 0.88 m^2.$$

$$\text{Donc : } \sigma_{max} = \frac{2491}{0.88} + \frac{4559.52}{1.42} \times 2.2 = 9894.72KN/m^2 = 9.89MPa \dots \dots \dots \text{Compression.}$$

$$\sigma_{min} = \frac{2491}{0.88} - \frac{4559.52}{1.42} \times 2.2 = -4233.36KN/m^2 = -4.233MPa \dots \dots \dots \text{traction.}$$

Donc la section est partialement comprimée

• **Diagramme des contraintes :**

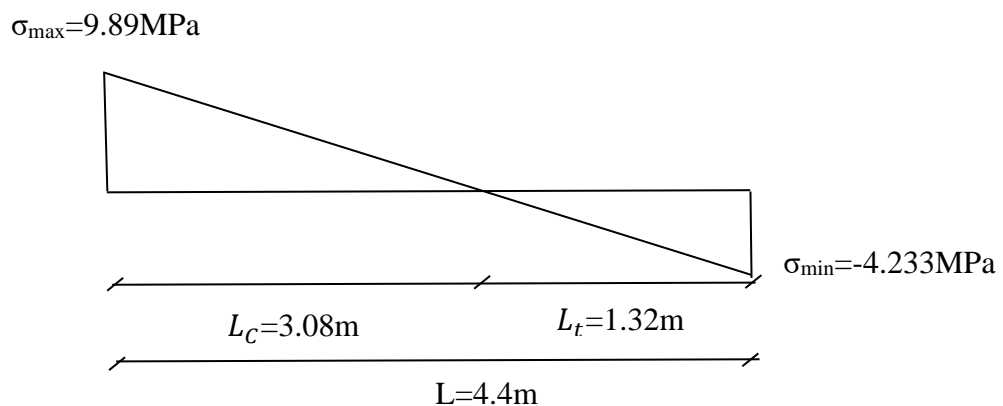


Figure V.4 : Diagramme des contraintes.

On a aussi :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{9.89}{4.233 + 9.89} \times 4.4 = 3.08\text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 4.4 - 3.08 = 1.32\text{m}$$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = M_G / N_G = 4559.52 / 2491 = 1.83\text{m.}$$

$$e_0 = 1.83 < h/2.$$

Donc le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section.

Pour avoir la nature précise de la section, on doit appliquer la condition suivante :

$$N (d-d') - M_A \leq (0,337h - 0,81d') b h f_{bu}$$

Avec :

$M_A$  : le moment par rapport au C.D.G des armatures tendues.

Donc :

$$M_A = M_G + N_G (d-h/2) = 4559.52 + 2491 (4.37-2.2) = 9964.99 \text{ KN.m}$$

Alors :

$$N (d-d') - M_A = 2491 (4.37-0.03) - 9964.99 = 7445.95 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$(0,337h - 0,81d') b h f_{bu} = (0.337 \times 4.4 - 0.81 \times 0.03) 0.2 \times 4.4 \times 18.48 = 23.78 \text{ MN.m}$$

La condition est vérifiée, donc la section sera considérée comme une S.P.C.

- **Calcul de l'élancement :**

$$L_f = 0,8L = 3.26\text{m.}$$

$$\lambda = L_f \times (12)^{0,5} / h = 3.26 (12)^{0,5} / 4.08 = 2.77$$

$$\lambda = 2.77 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Calcul de coefficient de majoration  $\gamma_f$  :**

$$e_0/h = 0.45 \leq 0,75$$

$$\text{Donc} \rightarrow \gamma_f = 1 + 0.2 (\lambda / 35)^2$$

$$\gamma_f = 1 + 0.2 (2.77/35)^2 = 1.0012$$

- **Calcul de l'excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max \{ 2\text{cm} ; L/250 \} = 2 \text{ cm}$$

- **Sollicitations majorés :**

$$N_G^* = \gamma_f \times N_G = 1.0012 \times 2491 = 2493.98 \text{ KN}$$

$$M_G^* = N_G (e_0 + e_a) = 2491 (1.83 + 0.02) = 4608.35 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du moment fictif par rapport au CDG des armatures :**

$$M_f = M_G^* + N_G^* (d-h/2)$$

$$M_f = 4608.35 + 2493.98 (4.37 - 2.2) = 10020.28 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du ferrailage fictif en flexion simple sous le moment fictif :**

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{525.61}{378.67} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.29$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10020.28 \times 10^{-3}}{0.2 \times 4.37^2 \times 18.48} = 0.14$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu}.$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.19$$

$$Z_b = 4.37 (1 - 0.4 \times 0.115) = 4.03 \text{ m}$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z_b \times \sigma_{su}} = 62.16 \text{ cm}^2$$

• **Calcul du ferraillage réel de flexion composée :**

$$A'_{sv} = A'_{svf} = 0$$

$$A_{sv} = A_{sf} - N_G \cdot \sigma_s / \sigma_s = 62.16 - 2493.98 / 400 = 55.93 \text{ cm}^2.$$

• **Ferraillage minimal :**

✓ Selon BAEL :

$$A_{\min(\text{BAEL})} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min(\text{BAEL})} = \max \left\{ \frac{20 \times 440}{1000}; 0.23 \times 0.2 \times 4.37 \frac{2.1}{400} \right\} = 10.55 \text{ cm}^2$$

✓ Selon RPA99 (v2003) :

$$A_{\min(\text{RPA})} = 0,15\%B = 13.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{sv} = \max \{ A_s(\text{calculé}); A_{\min(\text{BAEL})}; A_{\min(\text{RPA})} \} = 62.16 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte pour l'acier verticale : 2(30T12) avec  $A_s=67.86 \text{ cm}^2$

Avec L'espace entre les barres verticales recommandées par l'RPA est limité comme suit :

$$S \leq \min \{ 1,5a; 30\text{cm} \} = \min \{ 1,5 \times 20; 30\text{cm} \} = 15\text{cm}$$

**b) Ferraillage horizontal :**

$$A_H = (2/3) A_{sv} = 0,66 \times 62.16 = 41.03 \text{ cm}^2. \text{ (Pour les deux faces).}$$

$$A_H = 41.03/2 = 20.51 \text{ cm}^2. \text{ (Pour une seule face).}$$

On adopte : 26T10 ( $A_H=20.42 \text{ cm}^2$ ), avec un espacement :  $s_t = 15\text{cm}$ .

**c) Ferraillage transversale :**

- Pour la zone d'about : on a un poteau.
- Pour la zone courante : des épingles de 8mm pour assurer leur stabilité de l'ensemble d'armatures.

L'espace des cadres transversales = 15cm.

• **Vérification de contrainte de cisaillement :**

✓ Selon l'RPA99 (v2003) :

Selon l'article 7. 7.2, on doit vérifier :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.4V/0.9bh = 1.4 \times 399.6 / 0.9 \times 0.2 \times 4.4 = 0.71 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ Selon BAEL :

Pour le cas de fissuration préjudiciable, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = V_u/bd \leq \min \{ 0,15f_{c28}/\gamma_b ; 7\text{Mpa} \} = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 399.6/0.2 \times 4.37 = 0.45 \text{ Mpa} \leq 3.26 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

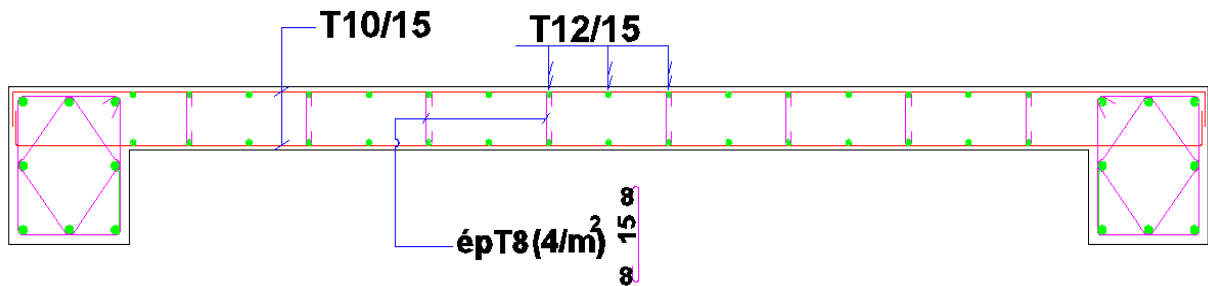


Figure V.5 : Schéma de ferraillage de voile.

**V.6. Ferrailage des poteaux :****V.6.1. Introduction :**

Le poteau est un élément porteur qu'est soumis à un effort normal de compression et un effort tranchant, il a des moments de flexion à sa tête et à sa base.

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal  $N_{\max}$  et le moment correspondant «  $M_{\text{cor}}$  ».
- Effort normal minimal  $N_{\min}$  et le moment correspondant «  $M_{\text{cor}}$  ».
- Moment fléchissant maximal  $M_{\max}$  et l'effort normal correspondant «  $N_{\text{cor}}$  ».

**V.6.2. Les Armatures longitudinales proposée par le RPA 99 version 2003 :**

Les armatures doivent être à haute adhérence, droite et sans crochets.

- Le pourcentage minimum imposé par le (RPA 99 v 2003) est :  
 $A_{\min} = 0,8 \%$  de la section totale ; en zone IIa
- Le pourcentage maximum imposé par le RPA99 est :  
 $A_{\max} = 4\%$  de la section totale ; en zone courante  
 $A_{\max} = 6\%$  de la section totale ; en zone recouvrement.
- Le diamètre minimum de l'acier est :  $\phi_{\min} = 12\text{mm}$
- La longueur de recouvrement est :  $40\phi$ .
- La distance entre les barres verticales doit être  $\leq 25 \text{ cm}$

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

✓ Conditions de RPA99 :

$$A_{\min} = 0,8\% \ b \times h \text{ (zone IIa)}$$

**Tableau V.7 :** Tableau récapitulatif des sections d'aciers recommandées par RPA.

Section de poteau [cm <sup>2</sup> ]	Zone	Section min (cm <sup>2</sup> )	Section max (cm <sup>2</sup> )
50 × 60	Courante	0.008 × 60 × 50 = 24	0.04 × 60 × 50 = 120
	de recouvrement		0.06 × 60 × 50 = 180
40 × 60	Courante	0.008 × 60 × 40 = 19.2	0.04 × 60 × 40 = 96
	de recouvrement		0.06 × 60 × 40 = 144

**V.6.3. Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule (RPA99 v 2003) :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

$V_u$  : l'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversale.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \text{Si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$ : est l'élançement géométrique du poteau.  $\lambda_g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$

$S_t$  : l'espacement des armatures transversales :

- En zone nodale :  
 $S_t = \text{Min}(10 \varnothing_1, 15\text{cm})$  en zone IIa.
- En zone courante :  
 $S'_t = 15 \varnothing_1$  en zone IIa.

La quantité d'armatures transversales minimale donnée comme suit :

Si  $\lambda_g \geq 5$  0,3 %.

Si  $\lambda_g \leq 3$  0,8 %.

Si  $3 < \lambda_g < 5$  interpoler entre les valeurs limite précédents.

#### V.6.4. Les sollicitations obtenir par logiciel ETABS :

Tableau V.8 : Les sollicitations obtenues par logiciel ETABS.

Sollicitations	Combinaison	Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	N <sub>max</sub> (t)	M <sub>cor</sub> (t.m)	N <sub>ser</sub> (t)	M <sub>ser</sub> (t.m)
N <sub>max</sub> et M <sub>cor</sub>	1.35G + 1.5Q	RDC Etage1	60×50	312.23	2.438	227.09	1.747
		Etage2.....9	60×40	239.73	1.473	174.37	1.058
Sollicitations	Combinaison	Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	N <sub>cor</sub> (t)	M <sub>max</sub> (t.m)	N <sub>ser</sub> (t)	M <sub>ser</sub> (t.m)
M <sub>max</sub> et N <sub>cor</sub>	G + Q + Ex G + Q + Ey	RDC Etage1	60×50	325.7	11.225	227.09	1.747
		Etage2.....9	60×40	284.36	4.636	174.37	1.058
Sollicitations	Combinaison	Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	N <sub>min</sub> (t)	M <sub>cor</sub> (t.m)	N <sub>ser</sub> (t)	M <sub>ser</sub> (t.m)
N <sub>min</sub> et M <sub>cor</sub>	0.8G + Ex 0.8G + Ey	RDC Etage1	60×50	273.15	11	227.09	1.747
		Etage2.....9	60×40	236.96	5.864	174.37	1.058

#### V.6.5. Exemple de calcul de ferrailage :

On prend le poteau de RDC (le poteau le plus sollicité) :

$$M_{\max} = 11.225 \text{ t.m} ; N_{\text{cor}} = 325.7 \text{ t} ; M_{\text{ser}} = 1.747 \text{ t.m} ; N_{\text{ser}} = 227.09 \text{ t}$$

##### a) Ferrailage longitudinale :

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.6 = 0.54 \text{ m}$$

$$d' = 0.11d = 0.11 \times 0.54 = 0.059 \text{ m}$$

$$N_0 = b \times h \times f_{bu} = 0.5 \times 0.6 \times 14200 = 4260 \text{ KN}$$

$$M_1 = M_U + N_U \left( d - \frac{h}{2} \right) = 11.225 + 325.7 \left( 0.54 - \frac{0.6}{2} \right) = 893.9 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = N_0(d - d') - M_1 = 4260(0.54 - 0.059) - 893.9 = 672.7 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = \left( 0.337 - 0.8095 \frac{d'}{h} \right) h N_0 = \left( 0.337 - 0.8095 \frac{0.059}{0.6} \right) = 657.91 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = \left( \frac{h}{2} - d' \right) N_0 = \left( \frac{0.6}{2} - 0.059 \right) 4260 = 1026.66 \text{ KN.m}$$

$M_2 > M_3$  Oui et  $M_2 > M_4$  Non donc :

- **Coefficient  $\psi$  :**

$$\psi = \frac{0.3754N_0h + N_u\left(\frac{h}{2} - d'\right) - M_u}{(0.8571h - d')N_0} = \frac{0.3754 \times 4260 \times 0.6 + 3257\left(\frac{0.6}{2} - 0.059\right) - 112.25}{(0.8571 \times 0.6 - 0.059)4260} = 0.826$$

$\psi > 0.8095$  Oui  $\longrightarrow$  section simplement armée

$$A_2 = \frac{N_u - \psi N_0}{f_{su}} = \frac{3257 - 0.826 \times 4260}{348 \times 10^{-1}} = -7.52 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 0$$

- **Section minimale :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.5 \times 0.54 \times \frac{2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de RPA99 (v2003) :**

$$A_{s \min} = 0.008 \times 60 \times 50 = 24 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \max\{A_{s \min \text{RPA}}, A_{s \min}, A_2\} = 24 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T20+6T16 avec  $A_s = 24.63 \text{ cm}^2$ .

- **Ferrailage transversal :**

Selon l'article 7.4.2.2 de RPA99 (v2003) :

$$l_f = 0.7L = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.852}{0.5} = 5.712 > 5 \text{ donc } \rho_a = 2.5.$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur.

– La zone nodale :  $t \leq \min(10\emptyset_{\min}, 15 \text{ cm})$  donc  $t \leq \min(10 \times 1.6 ; 15 \text{ cm})$   $t \leq 15 \text{ cm}$  on prend  $t = 10 \text{ cm}$  dans la zone nodale.

– La zone courante  $t \leq 15\emptyset_{\min} \rightarrow t \leq 15 \times 1.6 = 24$ , on prend  $t = 15 \text{ cm}$  dans la zone courante.

La section d'armature minimale transversale donnée par :

$$\frac{A_{t \min}}{t \times b} \geq 0.3\%$$

Dans la zone nodale :  $A_{t \min} \geq 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$ .

Dans la zone courante :  $A_{t \min} \geq 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$ .

Donc on adopte : 4T10 avec  $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$

- ✓ **Vérifications :**

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

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{8.54 \times 10^{-2}}{0.5 \times 0.57} = 0.30 \text{ MPa.}$$

Selon les règles de (BAEL 91) :

$$\tau_u \leq \min\left\{\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right\} \rightarrow \text{(Fissuration préjudiciable).}$$

Donc :  $\tau_u = 0.30 \text{ MPa} \leq \tau = 3.33 \text{ MPa}$  ..... Condition Vérifiée.

D'après le (RPA) :

$$\lambda_g = 2.852/0.5 = 5.704 > 5 \text{ donc } \rho_d = 0.075$$

$\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.87 \text{ Mpa} > \tau_u = 0.3 \text{ Mpa}$  ..... Condition Vérifiée.

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

– La contrainte limite de compression du béton :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{z \times N_{ser}}{I} y_{ser}$$

$$y_{ser} = z + c$$

$$c = \frac{h}{2} - e$$

- L'excentricité :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.747}{227.09} = 0.0076m$$

- Vérification : on résout l'équation du 3<sup>eme</sup> degré :

$$z^3 + pz + q = 0$$

$$c = \frac{h}{2} - e \rightarrow c = \frac{0.60}{2} - 0.0076 \rightarrow c = 0.29cm$$

$$p = -3c^2 + 90A_s \frac{d-c}{b}$$

$$p = -3(0.29)^2 + 90 \times 24.63 \times 10^{-4} \times \frac{0.54-0.29}{0.5} = -0.145m^2$$

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

$$q = -2(0.29)^3 - 90 \times 24.63 \times 10^{-4} \times \frac{(0.54-0.29)^2}{0.5} = -0.077$$

$$\text{Donc : } z^3 - 0.145z - 0.077 = 0$$

$$\text{On calcul : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (-0.077)^2 + \frac{4(-0.145)^3}{27} = 5.47 \times 10^{-3}$$

$$t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q) = 0.075$$

$$u = \sqrt[3]{t} = \sqrt[3]{0.075} = 0.42$$

$$z = u - \frac{p}{3u} = 0.42 - \frac{-0.145}{3 \times 0.42} = 0.53$$

$$y_{ser} = 0.53 + 0.292 = 0.82m$$

- Moment d'inertie I :

$$I = \frac{b(y_{ser})^3}{3} + 15[A_s(d - y_{ser})^2]$$

$$I = \frac{0.50(0.82)^3}{3} + 15[24.63 \times 10^{-4}(0.54 - 0.82)^2] = 0.094m^4$$

- Calcul les contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.53 \times 227.09 \times 10^{-2}}{0.094} \times 0.82 = 10.50MPa$$

- Vérification :

$$\sigma_{bc} = 10.50MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifier.}$$

• **Vérification de flambement :**

$$\lambda \leq \max \left\{ 50; \min \left( \frac{67 \times e}{h}; 100 \right) \right\} \rightarrow \lambda \leq 50$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad ; \quad I = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad i = \frac{\sqrt{I}}{B}$$

Tableau V.9 : Vérification du flambement

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$\lambda$	$\lambda \leq 50$
Sous-sol	60×60	10.32	C.V
Rdc	60× 50	9.03	C.V
Etage 1	60× 50	7.52	C.V
Etage 2	60× 40	6.06	C.V
Etage 3	60× 40		
Etage 4	60× 40		
Etage 5	60× 40		
Etage 6	60× 40		
Etage 7	60× 40		
Etage 8	60× 40		
Etage 9	60× 40		

Vérification de la stabilité de forme :

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left\{ 15; 20 \frac{e}{h} \right\} = 15$$

Tableau V.10 : Vérification de la stabilité de forme.

Niveau	$L_f$ (m)	$L_f/h$	$L_f/h \leq 15$
Sous-sol	2.975	4.96	C.V
Rdc	2.852	4.75	C.V
Etage 1	2.38	3.97	C.V
Etage 2	2.142	3.57	C.V
Etage 3			
Etage 4			
Etage 5			
Etage 6			
Etage 7			
Etage 8			
Etage 9			

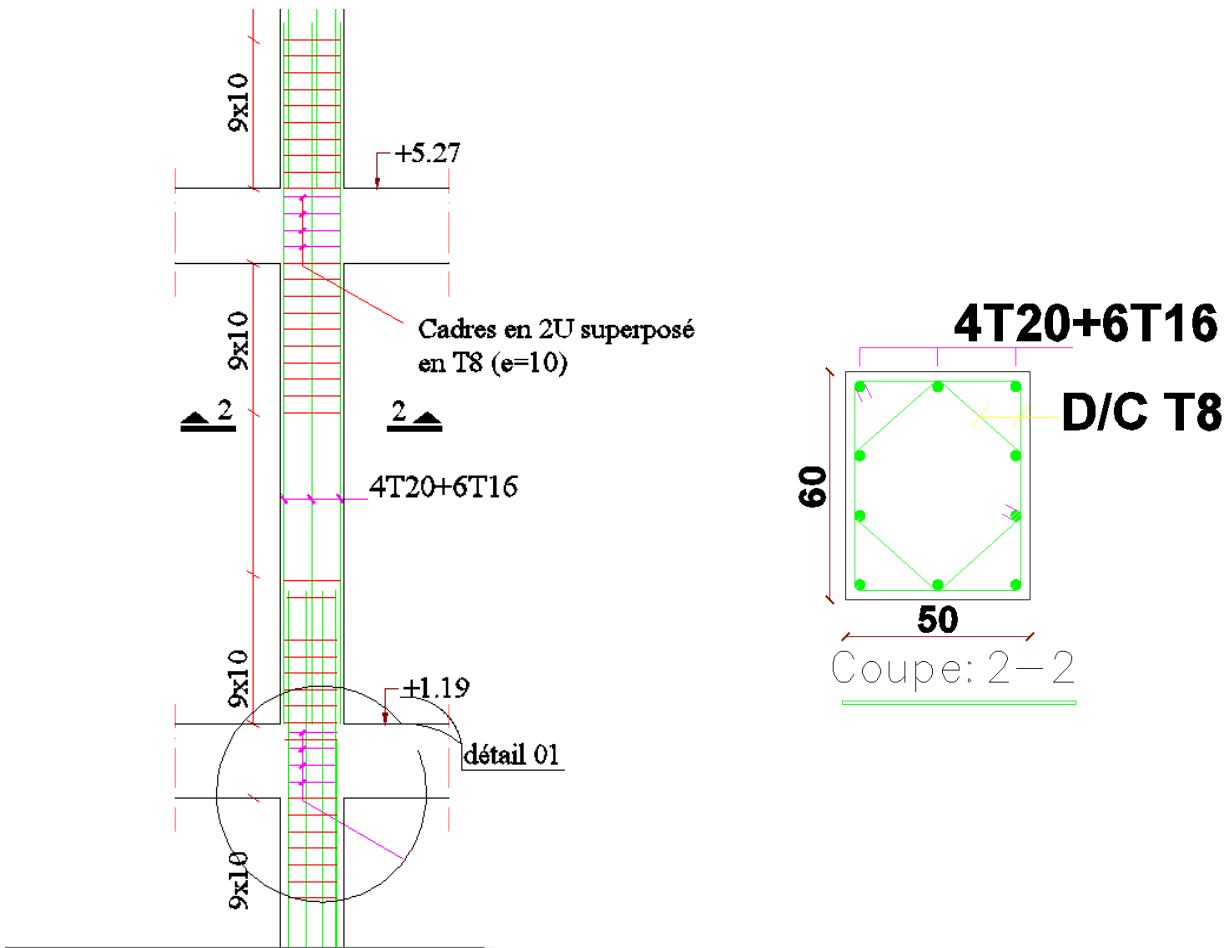
**V.6.6. Résultats de ferraillage des autres poteaux :**

L'ensemble des résultats des ferraillages longitudinal des poteaux est résumé dans le tableau ci-dessous.

**Tableau V.11 :** Résultats de ferraillage longitudinal des poteaux.

Section	AS calculé (cm <sup>2</sup> )	ASmin(rpa) (cm <sup>2</sup> )	AS (adopté) (cm <sup>2</sup> )	Choix de la barre
50 × 60	-7.52	24	24.63	4T20+6T16
40 × 60	8	19.2	20.11	10T16

**Poteau 50x60cm<sup>2</sup>**



**Figure V.6 :** Schéma de ferraillage poteau 50x60cm<sup>2</sup>.

Poteau 40x60cm<sup>2</sup>

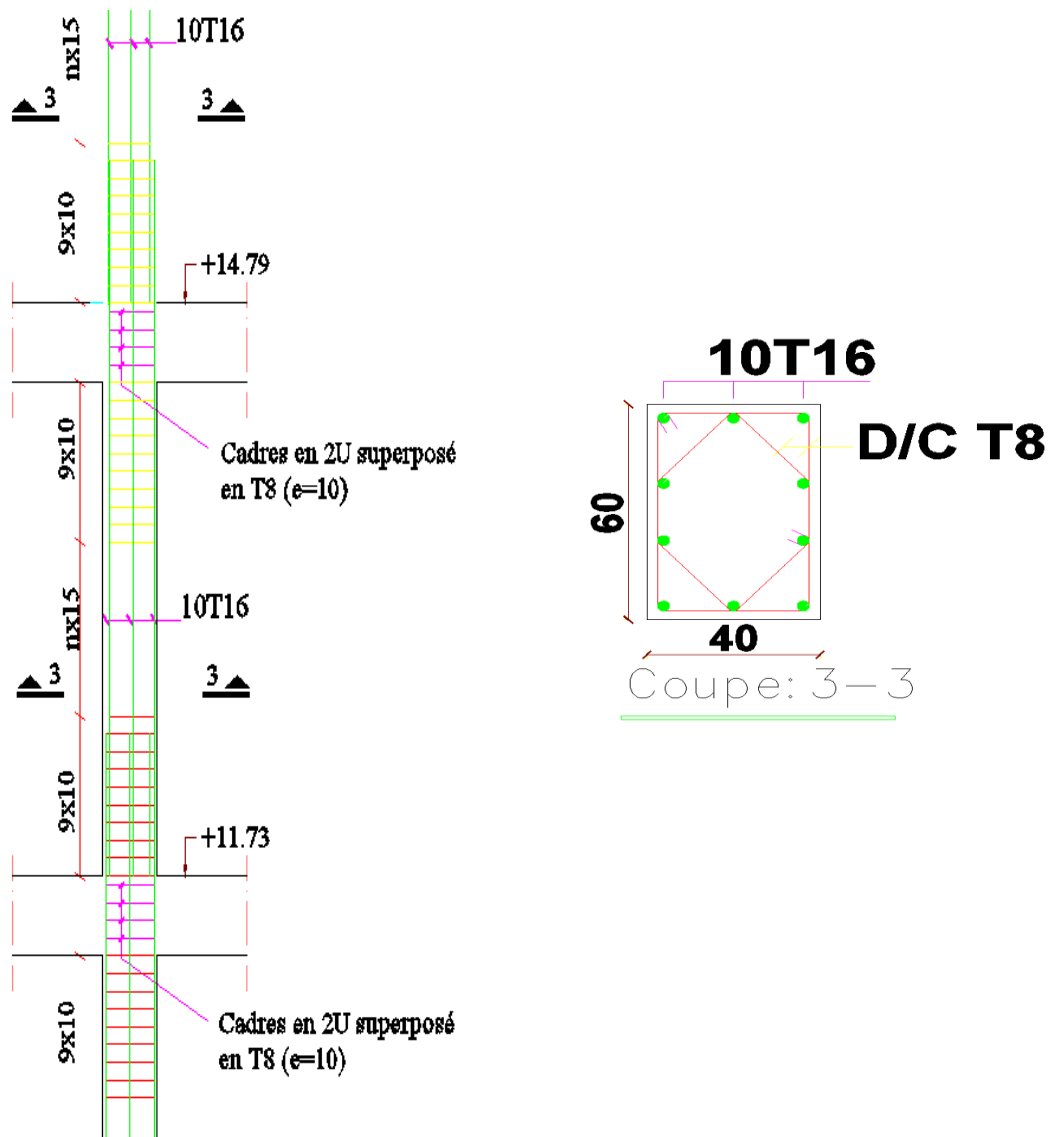


Figure V.6 : Schéma de ferraillage de poteau 40x60cm<sup>2</sup>.

# **Chapitre VI**

## **Etude de l'infrastructure**

### VI.1. Introduction :

La partie située en dessous du niveau 0.00 est l'infrastructure, qui a pour but de transmettre les différentes charges provenant de la superstructure vers le sol. Cette transmission peut être effectuée soit par contact direct (semelles posées directement sur le sol, fondations superficielles) soit par contact indirect (semelles sur des pieux, fondations profondes).

L'infrastructure doit assurer les deux fonctions suivantes :

La capacité de transmettre, en plus des charges verticales, les charges sismiques horizontales. Limiter les tassements différentiels et empêcher les déplacements horizontaux relatifs des points d'appuis par solidarisation au moyen de longrine ou autre dispositif équivalent.

### VI.2. Etude du voile périphérique :

#### VI.2.1. Pré dimensionnement :

Un voile périphérique est un mur en béton armé construit entre la fondation et le niveau du plancher de sous-sol. Selon le RPA99 v 2003, leurs caractéristiques minimales sont comme suites :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15cm.
- Les armateurs sont constitués de deux nappes. Le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Le poids des terres est un élément stabilisateur.

#### VI.2.2. Caractéristique du sol :

On sait que :  $q = K_a \times \gamma \times h$

Avec :

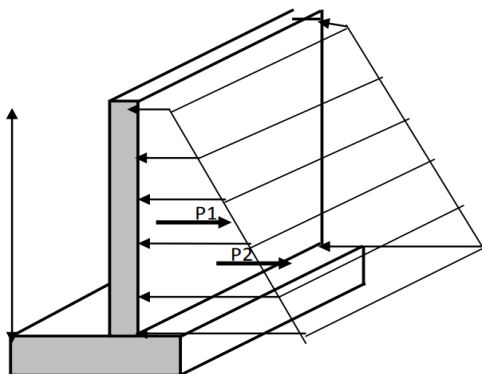
$k_a$  : coefficient de poussée.

$\gamma$  : Masse volumique des terres.

$h$  : hauteur du voile.

$\varphi$  : Angle de frottement.  $\rightarrow \varphi = 2.12$

$Q$  : surcharge d'exploitation.



FigureVI.1 : Schéma de Voile périphérique.

#### VI.2.3. Calcul des contraintes :

- **Calcul du coefficient des terres :**

Il est donné par la formule suivante (selon Coulomb) :

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{2.12}{2} \right) = 0.92$$

- **Calcul de la pression géostatique (Poussée des terres) :**

$$P_1 = \gamma \times h \times Ka$$

$$P_1 = 18.4 \times 3.85 \times 0.92 \rightarrow P_1 = 65.17 \text{KN/m}^2$$

$P_1$  : Force due à la surcharge.

- **Calcul de charge due à la surcharge :**

$$q = 10 \text{KN/m}^2$$

$$P_2 = q \times Ka$$

$$P_2 = 10 \times 0.92 \rightarrow P_2 = 9.2 \text{KN/m}^2$$

$P_2$  : Force due à la poussée des terres.

#### VI.2.4. Ferrailage du voile :

**ELU :**

$$\sigma_{max} = 1.35P_1 + 1.5P_2$$

$$\sigma_{max} = 1.35 \times 65.17 + 1.5 \times 9.2 \rightarrow \sigma_{max} = 101.78 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 1.5P_2 = 1.5 \times 9.2 = 13.8 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 101.78 + 13.8}{4} = 79.78 \text{KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ml} = 79.78 \text{KN/ml}$$

Pour le calcul de ferrailage on prend le plus grand panneau, dont les caractéristiques

Sont :

$$L_x = 3.85 \text{m} ; b = 1 \text{m}$$

$$L_y = 5.84 \text{m} ; h = 20 \text{cm}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.85}{5.84} = 0.659 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle portant dans deux sens.}$$

$$\alpha = 0.659 \rightarrow \begin{cases} u_x = 0.0737 \\ u_y = 0.3753 \end{cases}$$

$$M_x = u_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0737 \times 79.78 \times (3.85)^2 = 87.15 \text{KN.m}$$

$$M_y = u_y \times M_x = 0.3753 \times 87.15 = 32.71 \text{KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85M_x = 0.85 \times 87.15 = 74.08 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 0.85 \times 32.71 = 27.80 \text{KN.m}$$

- **Moment en appui :**

$$M_{ax} = -0.3M_x = -0.3 \times 87.15 = -26.15 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.3M_y = -0.3 \times 32.71 = -9.81 \text{KN.m}$$

- **Ferrailage minimal :**

Selon RPA99v2003 (art10.1.2) :

$$A_{s \min}(\text{RPA}) = 10\%bh = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{cm}$$

- **Espacements :**

Sens X-X :  $St = 15 \text{cm} \leq \min(2e ; 25 \text{cm}) = 25 \text{cm}$ , on adopte  $St = 15 \text{cm}$ .

Sens Y-Y :  $St = 15 \text{cm} \leq \min(3e ; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm}$ , on adopte  $St = 15 \text{cm}$ .

Tableau VI.1 : Résultat de ferrailage des voiles périphériques (par mètre linéaire).

Localisation		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopte}$ (cm <sup>2</sup> )	Description des barres
Travée	X-X	74.08	0.161	0.221	0.165	12.90	2	15.83	14T12
	Y-Y	27.80	0.060	0.077	0.174	4.59			
Appui	X-X	26.15	0.056	0.072	0.175	4.29	2	4.71	6T10
	Y-Y	9.81	0.021	0.027	0.178	1.58			

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{d.b} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17\text{MPa}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} = \frac{79.78 \times 3.85}{2} \times \frac{5.84^4}{5.84^4 + 3.85^4} = 129.17\text{KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_y^4 + L_x^4} = \frac{79.78 \times 5.84}{2} \times \frac{3.85^4}{5.84^4 + 3.85^4} = 37.01\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d.b} = \frac{129.17 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.75 \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**A l'ELS :**

$$\sigma_{max} = P1 + P2$$

$$\sigma_{max} = 65.17 + 9.2 \rightarrow \sigma_{max} = 74.37\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = P2 = 9.2\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 74.37 + 9.2}{4} = 58.08\text{KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1\text{ml} = 58.08\text{KN/ml}$$

Pour le calcul de ferrailage on prend le plus grand panneau, dont les caractéristiques Sont:

$$L_x = 3.85\text{m} ; b = 1\text{m}$$

$$L_y = 5.84\text{m} ; h = 20\text{cm}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.85}{5.84} = 0.66 \Rightarrow \text{La dalle portant dans deux sens.}$$

$$\alpha = 0.66 \rightarrow \begin{cases} u_x = 0.0792 \\ u_y = 0.5351 \end{cases}$$

$$M_x = u_x \times q_u \times L_x^2 = 68.18\text{KN.m}$$

$$M_y = u_y \times M_{0x} = 36.48\text{KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85M_x = 57.95\text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 31.01\text{KN.m}$$

- **Moment en appui :**

$$M_{ax} = -0.3M_x = -20.45\text{KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.3M_y = -10.94\text{KN.m}$$

• **Ferrailage minimal :**

Selon RPA99v2003 (art10.1.2) :

$$A_{S \min(RPA)} = 10\%bh = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

• **Espacements :**

Sens X-X :  $St = 15\text{cm} \leq \min(2e ; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$ , on adopte  $St = 15\text{cm}$ .

Sens Y-Y :  $St = 15\text{cm} \leq \min(3e ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ , on adopte  $St = 15\text{cm}$ .

• **Vérification des contraintes :**

Pour déterminer si le calcul à l'ELS est requis, on doit vérifier la condition suivante en appui et en travée sur les deux sens :

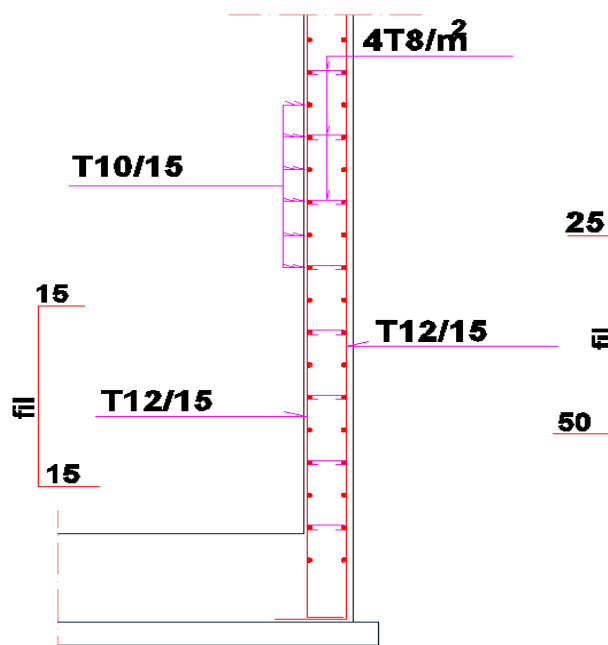
$$\alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } y = \frac{M_{ult}}{M_{ser}}$$

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes du voile périphérique à L'ELS.

Localisation		Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Y	$\frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha$	Vérification
Travée	X-X	74.08	59.95	1.23	0.36	0.19	C.V
	Y-Y	27.80	31.01	0.89	0.19	0.09	C.V
Appui	X-X	26.15	20.45	1.27	0.38	0.06	C.V
	Y-Y	9.81	10.94	0.89	0.19	0.03	C.V

Par conséquent, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton  $\bar{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{bc}$ .  
Le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

• **Schéma de ferrailage :**



FigureVI.2 : Schéma de ferrailage des voiles périphérique.

**VI.3. Etude des fondations :****VI.3.1. Introduction :**

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure qui ont pour rôle de transmettre les charges provenant de la superstructure au sol dans les meilleures conditions et sans moindre risque d'instabilité ou de fissures probables, et cela ne peut se faire qu'à partir d'une étude bien détaillée sur le sol et sur le type de fondation qu'il faut.

On distingue plusieurs types de fondations :

- **Les fondations superficielles** : Semelle isolée (sous les poteaux) ; Semelle filante (sous les murs ou plusieurs poteaux) ; Radier (simple ou général).
- **Les fondations semi-profondes** : Les puits.
- **Les fondations profondes** : Les pieux.
- **Les fondations spéciales** : Les parois moulées et les cuvelages.

**VI.3.2. Choix du type de Fondation :**

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs facteurs parmi lesquels :

- Nature de la structure (voile, auto stable, mixte, ...etc.).
- Nature du terrain.
- Contrainte admissible du terrain.
- Tassement maximal acceptable.
- Contraintes maximales limitées par le RPA....

**VI.3.3. Radier :**

Il est recommandé de ne réaliser ce type de fondation que sur sol homogène, la rigidité des radiers n'étant en général pas suffisante pour résister aux tassements différentiels.

On distingue dans la pratique :

- Les radiers nervurés avec poutres pour raidissement.
- Les radiers plats, sous forme d'une seule dalle armée, de réalisation facile et économique.
- Les radiers épingleés, dans le cas de forte sous pression avec des charges verticales faibles.

**a) Avantages des radier :**

Le radier présente les avantages suivants :

- Une bonne répartition des charges sur le sol.
- Le tassement est nettement plus faible que dans le cas des semelles.
- Cette solution (radier) est envisagée lorsque le niveau de la nappe phréatique est plus haut que celui du sous-sol le plus bas.
- Facilité du coffrage et de la mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

**b) Calcul de l'épaisseur du radier :**

L'épaisseur du radier doit vérifier les conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire** :  $L \geq \frac{L_{\max}}{10}$

Avec :  $L_{\max}$  : la portée maximale entre nus de deux voiles consécutifs ;

$$h \geq \frac{559}{10} = 55.9 \text{ cm} = 0.5 \text{ m}$$

• **Condition de cisaillement :**

On dimensionne le radier de telle façon qu'on n'a pas besoin d'armatures dues à l'effort tranchant. La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{MPa} \dots \dots \dots (1)$$

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de longueur (b=1m)

$$V_u = \frac{P_u \cdot L_{\max}}{2} \quad \text{Avec :}$$

$P_u$  : réaction du sol sur le radier à l'ELU

$L_{\max}$  : porté maximal entre deux voiles consécutifs.

Comme  $P_u = \frac{N_u}{S_r} \rightarrow V_u = \frac{N_u}{S_r} \times \frac{L}{2}$

Où :  $N_u$  : effort normal revenant au radier général.

$S_r$  : surface du radier.

De la relation (1) on déduit :

$$d \geq \frac{N_u L}{2 S_r b \tau_b} = \frac{110337 \times 5.59}{2 \times 30.24 \times 30.85 \times 1 \times 1.167 \times 10^3} = 0.28m$$

Par ailleurs  $d=0,9h \Rightarrow h=d/0,9=0.314m$ .

• **Condition de rigidité :** Pour que le radier soit considéré comme étant rigide il faut que

$$L_i \leq \left(\frac{\pi}{2}\right) L_e$$

Avec :  $L_i$  : distance entre axes de deux voiles consécutifs.

$K$  : coefficient de raideur du sol.

$L_e$  : longueur élastique du radier donné par la formule.

$$L_e = \left(\frac{4EI}{Kb}\right)^{1/4} \geq \frac{2}{\pi} L_{ma} I$$

$$H \geq \left[ \frac{3K(2 \cdot L_{4\max}^4}{E\pi^4} \left[ \frac{1}{3} \left[ \frac{3.4 \cdot 10^{10} \cdot (2.5,59)^4}{2.10^6 \cdot 3,14^4} \right]^{1/3} \right] \right]$$

on prend  $h = 0.2m$

$$h \geq \max(h_1; h_2; h_3) = 0.55m$$

On adopte  $h=55cm$ .

Poids propre du radier :  $0.55 \times 932.90 \times 2.5 = 1282.73t$

Donc les sollicitations totales à la base du radier seront :

$$N_u = (1.35 \times 1282.73) + 11033.7 = 12765,38t$$

$$N_{ser} = 8042.85 + 1282.73 = 9325.58t$$

• **Caractéristiques géométriques du radier :**

➤ **centre de gravité :**

$$X_G = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i}$$

$$X_G = 15.39 \text{ m} \quad ; \quad Y_G = 15.16 \text{ m}$$

➤ **calcul du moment d'inertie :**

$$I_{xx} = 71091.76 \text{ m}^2 \quad ; \quad I_{yy} = 73988.81 \text{ m}^2$$

- **Vérification**

- **Vérification au renversement du au séisme :**

Pour que le bâtiment soit stable au renversement, on doit avoir :

$$\frac{M_s}{M_R} \geq 1,5 \quad \text{avec ; } M_R = \sum F_{Ki} H_k + T_o Z$$

$$M_s = \frac{N_G L}{2}$$

$T_o$  : effort tranchant à la base.

$M_R$  : moment de renversement dû aux forces sismiques.

$M_s$  : moment stabilisant sous l'effet de poids propre.

$Z$  : profondeur d'ancrage de la structure pris égal à 4.5 m.

$N_G$  : poids propre de la structure sans surcharge.

$L$  : longueur dans le sens considéré.

Donc le moment de renversement pour :

Sens transversal est :  $M_{RT} = 25491.01 + 4.5 \times 408.25 = 27328.135 \text{ t.m}$

Sens longitudinal est :  $M_{RL} = 26031.17 + 4.5416.90 = 27907.22 \text{ t.m}$

Le poids total de la structure est :

$N_G = G_{\text{structure}} + G_{\text{radier}} = 7105.092 + 1282.73 = 8387.82 \text{ t}$

Donc le moment stabilisant est :

$$M_{ST} = 8387.82 \times \frac{30.85}{2} = 129382.12 \text{ t.m}$$

$$M_{SL} = 8387.82 \times \frac{30.24}{2} = 126823.84 \text{ t.m}$$

Donc en ce qui concerne le rapport du moment stabilisant au moment de renversement, on constate qu'il n'y a pas de risque de renversement car pour :

- Sens longitudinal :  $\frac{M_{SL}}{M_{RL}} = \frac{126823.84}{27907.22} = 4.54 \geq 1,5 \dots\dots\dots \text{C. vérifiée.}$

- Sens transversal :  $\frac{M_{ST}}{M_{RT}} = \frac{129382.12}{27328.135} = 4.73 \geq 1,5 \dots\dots\dots \text{C. vérifiée}$

- **Vérification du non soulèvement**

Pour les fondations superficielles, on doit vérifier que l'excentricité de la résultante des charges verticales au niveau du sol reste inférieure ou égale à un quart (1/4) de la dimension des fondations dans la direction considérée (Art 3.1.9 RPA99).

$$e_o = \frac{M_R}{0,8.G_T}$$

Avec  $M_R$  : Moment de renversement.

$L$  : Longueur dans le sens considéré.

Donc on aura pour :

- Le sens longitudinal :  $e_o = \frac{27907.22}{0,8.7105,092} = 4.9 \text{ m}$

$L_Y = 30.24 \text{ m} \quad e_o = 4.9 \text{ m} < \frac{L_Y}{4} = 7.56 \text{ m} \dots\dots\dots \text{C. vérifiée.}$

- Le sens transversal :  $e_o = \frac{27328,135}{0,8.7105.092} = 4.81m$

$L_x=30.85m \quad e_o = 4.81m < \frac{L_x}{4} = 7.71m \dots\dots\dots C. \text{ vérifiée.}$

➤ **Vérification au non poinçonnement :**

Les armatures de poinçonnement ne sont pas nécessaires si la condition suivante est vérifiée :

$N_U < 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} = 0.045 \times 4.6 \times 0.55 \times 25 = 2.846MN = 284.6t$

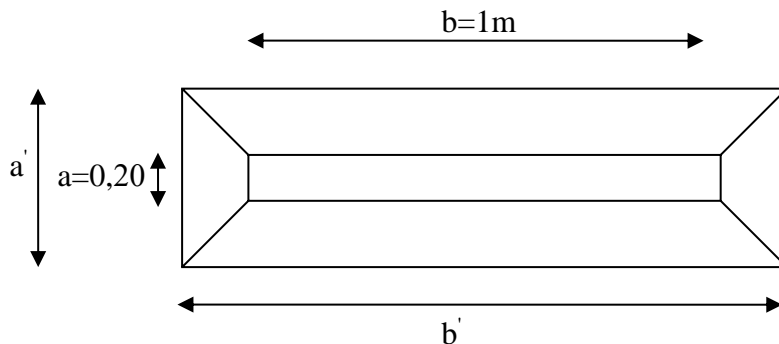
Avec :

La vérification se fait pour le point le plus sollicité du radier en effort normal appliqué par le voile le plus sollicité. (Voile V<sub>5</sub>) :

$N_G=324.27t \quad N_Q=35.36t.$

$N_u=1.35 \times 324.27 + 1.5 \times 35.36 = 490.80 t$

Donc l'effort normal par mètre linéaire est :  $N_u=490.80/4.5=109.067 t/ml.$



comme :  $\mu_c = 2.(a' + b')$

$a' = a + h = 0.2 + 0.55 = 0,75m.$   
 $b' = b + h = 1 + 0.55 = 1.55m.$   
 $\Rightarrow \mu_c = 2(0.75 + 1.55) = 4.6m$

Donc :  $N_u=109.067t/ml < 284.52t/ml \dots\dots\dots C. \text{ vérifiée.}$

➤ **Vérification sous l'effet de sous pression :**

On doit vérifier que le bâtiment ne se soulève pas sous l'effet de la sous pression hydrostatique. Il faut vérifier à cet effet que :  $P > W. S. F_s$

Avec  $P$  : poids total de la structure.

$S$  : surface du sol sur lequel repose la structure.

$F_s$  : coefficient de sécurité pris égal à 1,5

$W$  : pression hydrostatique ( $W = \gamma_{eau} \cdot Z$ ).

On a :  $p=7105.092t$

$S=932.90 m^2$

$\gamma = 1t / m^3$   
 $Z = 1m$   
 $\Rightarrow W = 1t / m^2.$

Alors :  $P > 1 \times 932.90 \times 1.5 = 1396.35t \dots\dots\dots C. \text{ vérifiée.}$

➤ **Vérification des contraintes sous le radier :**

On doit vérifier que la contrainte du sol sous le radier est inférieure à la contrainte admissible.

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

- Un effort normal N.
- Un moment de renversement ( $M_R$ ) dû aux forces sismiques.

**1) à l'ELS**

La contrainte est donnée par : 
$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{ser}}{S_r} \pm M_R \frac{V}{I}$$

Avec : I : inertie du radier selon le sens considéré.

$$N_{ser} = N_G + N_Q \text{ (infrastructure + superstructure)} = 8387.82 + 2344.41 = 10732.23t$$

$$V = \frac{L_{max}}{2}$$

On doit vérifier que : 
$$\sigma_m = \frac{1}{4}(3\sigma_1 + \sigma_2) \leq K\sigma_{sol}$$

$K=2.5$  d'après (l'Art 10-1-4-1 de les RPA99).

- **Sens longitudinal**

$$\sigma_1 = \frac{10732.23}{932.9} + 27907.22 \frac{5.59/2}{73988.81} = 12.56t/m^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{10732.23}{932.9} - 27907.22 \frac{5.59/2}{73988.81} = 10.44t/m^2.$$

donc:

$$\sigma_m = \frac{1}{4}(3 \times 12,56 + 10,44) = \frac{12,03t}{m^2} < 2.5 \times 18.4 = 46t/m^2 \dots \dots \dots C. vérifiée.$$

- **Sens transversal**

$$\sigma_1 = \frac{10732.23}{932.9} + 27328.135 \frac{5.65}{71091.76} = \frac{12.59t}{m^2}.$$

$$\sigma_2 = \frac{10732.23}{932.9} - 27328.135 \frac{5.65}{71091.76} = \frac{10.41t}{m^2}.$$

donc:

$$\sigma_m = \frac{1}{4}(3 \times 12.59 + 10.41) = 12.05t/m^2 < 2.5 \times 18.4 = 46t/m^2 \dots \dots \dots C. vérifiée.$$

**1) à l'ELU**

$$N_U = 1.35N_G + 1.5N_Q = 14840.17t$$

- **Sens longitudinal**

$$\sigma_1 = \frac{14840.17}{932.9} + 27907.22 \frac{5.59/2}{73988.81} = 16.96t/m^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{14840.17}{932.9} - 27907.22 \frac{5.59/2}{73988.81} = 14.85t/m^2.$$

donc:

$$\sigma_m = \frac{1}{4}(3 \times 16.96 + 14.85) = 16.43t/m^2 < 2.5 \times 18.4 = 46t/m^2 \dots \dots \dots C. vérifiée.$$

- **Sens transversal**

$$\sigma_1 = \frac{14840.17}{932.9} + 27328.135 \frac{5.65/2}{71091.76} = 16,99t/m^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{14840.17}{932.9} - 27328.135 \frac{5.65/2}{71091.76} = 15,47t/m^2.$$

donc:

$$\sigma_m = \frac{1}{4}(3 \times 16.99 + 15.47) = 16.61t/m^2 < 2.5 \times 18,4 = 46t/m^2 \dots \dots C. vérifiée.$$

La condition des contraintes est vérifiée dans les deux sens puisque le poids du radier travail pour le cas favorable alors  $\sigma_{moy} = \sigma_m - \frac{P_{rad}}{S_{rad}}$

Tableau VI.3 : les valeurs maximales  $\sigma_m$ .

Sens	Valeur de $\sigma_m(t/m^2)$	
	ELU	ELS
Transversal	15.24	10.68
Longitudinal	15.08	10.66

Donc on adopte comme contrainte la valeur maximale dans les deux sens :

A l'ELU :  $q_u = \max(\sigma_{moy L} ; \sigma_{moy T}) = 15.24t/m^2$

A l'ELS :  $q_{ser} = \max(\sigma_{moy L} ; \sigma_{moy T}) = 10.68t/m^2$

**c) Ferrailage du radier :**

Le radier sera calculé comme un plancher nervuré constitué des panneaux avec leur mode de fixation (appuis, encastrement), appuyé sur les voiles et soumise à une charge uniformément répartie égale à la réaction du sol.

La réaction du sol à l'ELU :  $q_u = 15.24t/m^2$

La réaction du sol à l'ELS :  $q_{ser} = 10.68t/m^2$

Le radier est ancré dans le sol considéré comme un milieu agressif, la fissuration est considéré comme préjudiciable l'enrobage est pris égal à 4cm.

• **Calcul :**

Soit  $L_x$  et  $L_y$  les dimensions mesurées entre un des appuis d'un panneau on à :

$L_x = 5,52m$  ;  $L_y = 5,55m$

Nous utilisons pour le ferrailage des panneaux, la méthode donnée par les règles du BAEL91.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,99$$

$$0,4 < \alpha < 1$$

Donc le panneau considéré comme portant dans les deux sens.

• **Calcul à l'ELU :**

$q_u = 15.24t/m^2$ .

$$\nu = 0; \alpha = 0,99 \begin{cases} \mu_x = 0,0376 \\ \mu_y = 0,9771 \end{cases}$$

– **Moment isostatique :**

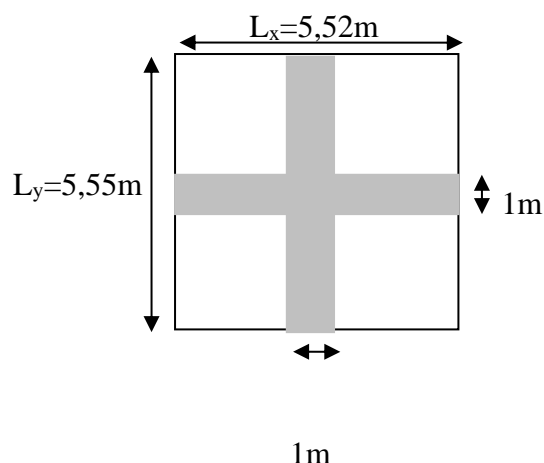
$$M_{ox} = \mu_c \times q_u \times L_x^2 = 17.46t.m$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 17.06t.m$$

– **Ventilation isostatique :**

Moment en travée

$$M_{tx} = 0,85M_{ox} = 0,85 \times 17.46 = 14.84t.m$$



$$M_{ly}=0,85M_{oy}=0,85 \times 17,06 = 14,50\text{t.m}$$

Moment sur appuis

$$M_{ax}=0,5M_{ox}=0,5 \times 17,46 = 8,73\text{t.m}$$

$$M_{ay}=0,5M_{oy}=0,5 \times 17,06 = 8,53\text{t.m}$$

– **Calcul du ferrailage :**

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$A_s = 0,8\alpha \cdot b \cdot d \cdot \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{2,1}{400} = 0,23 \times 100 \times 95 \times \frac{2,1}{400} = 11,47$$

**Tableau VI.4 :** Calcul du ferrailage de radier à l'ELU en travée.

Sens	M <sub>t</sub> (t.m)	b(cm)	d(cm)	μ	α	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
X-X	14,84	100	95	0,011	0,013	4,03	11,47	6T16=12,06
Y-Y	14,50	100	95	0,011	0,013	4,03	11,47	6T16=12,06

– **L'espacement :**

$$S_t = \min(3h; 33\text{cm}) = 15 \text{ cm. } \text{t, on adopte } S \rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$$

Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{8,73}{1 \times 0,95^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,0068$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0085$$

$$A_s = 0,8\alpha \cdot b \cdot d \cdot \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_s} = 2,64\text{cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{2,1}{400} = 0,23 \times 100 \times 95 \times \frac{2,1}{400} = 11,47\text{cm}^2$$

Soit: 6T16=12,06cm<sup>2</sup>

• **Calcul à l'ELS :**

$$q_{ser} = 10,68\text{t/m}^2.$$

$$\nu = 0,2 \quad ; \quad \alpha = 0,99 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0449 \\ \mu_y = 0,9847 \end{cases}$$

– **Moment isostatique :**

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x^2 = 0,0449 \times 10,68 \times 5,52^2 = 14,61\text{t.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,9847 \times 14,61 = 14,38\text{t.m}$$

– **Ventilation des moments :**

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85M_{ox} = 0,85 \times 14,61 = 12,41 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_{oy} = 0,85 \times 14,38 = 12,22 \text{ t.m}$$

Moment sur appuis :

$$M_{ax} = 0,5M_{ox} = 0,5 \times 14,61 = 7,30\text{t.m}$$

$$M_{ay} = 0,5M_{oy} = 0,5 \times 14,38 = 7,19\text{t.m}$$

– Calcul du Ferrailage :

En travée :

Tableau VI.5 : Calcul du ferrailage de radier à l'ELS en travée.

Sens	M <sub>i</sub> (t.m)	b(cm)	d(cm)	μ	α	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
X-X	12.41	100	95	0,009	0,011	3.41	11,47	6T16=12,06
Y-Y	12.22	100	95	0,009	0,011	3.41	11,47	6T16=12,06

Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{7.30}{1 \times 0.95^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,006$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0075$$

$$A_s = 0,8\alpha \cdot b \cdot d \cdot \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_s} = 2.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{2.1}{400} = 0.23 \times 100 \times 95 \times \frac{2.1}{400} = 11.47$$

Soit : 6T16 = 12,06 cm<sup>2</sup>

• Ferrailage final :

Tableau VI.6 : Ferrailage final de radier.

	Travée	Appuis
E.L.U (cm <sup>2</sup> )	4.03	2.64
E.L.S (cm <sup>2</sup> )	3.41	2.33
C.N. Fissuration	11.47	11.47

⇒ En travée : A<sub>s</sub> = 11.47 cm<sup>2</sup> → 6T16 = 12,06 cm<sup>2</sup>.

⇒ Sur appuis : A<sub>s</sub> = 11.47 cm<sup>2</sup> → 6T16 = 12,06 cm<sup>2</sup>.

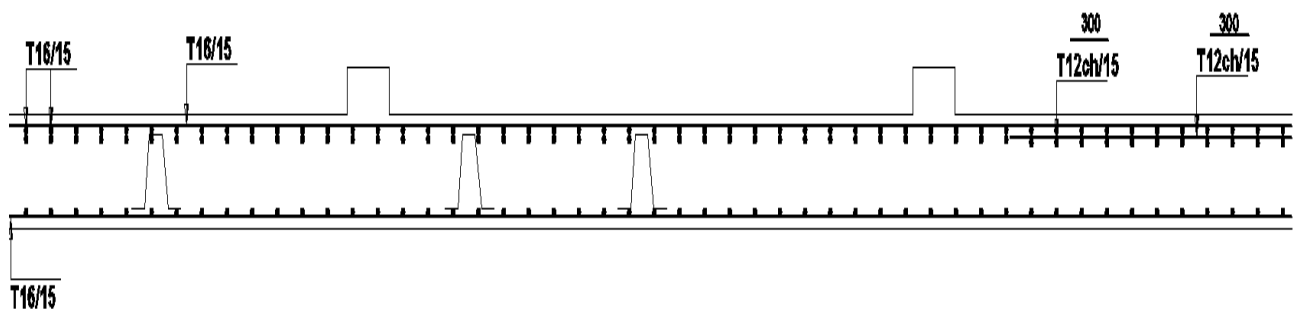


Figure VI.3. Le ferrailage de radier.

**VI.3.4. Poutres de rigidité :**

Pour déterminer le ferrailage nécessaire de ces poutres noyées on a calculé les sollicitations par le logiciel ETABS en construisant un fichier des données spécialement au radier considéré comme un plancher renversé. Les sollicitations obtenues nous ont permis de calculer le ferrailage des poutres tenant compte de la poutre la plus sollicitée, alors en trouve en travée une section de 10.68cm<sup>2</sup> et on adopte 4T14+4T12, en appui en trouve une section de 14.20cm<sup>2</sup> on adopte 4T14+4T16.

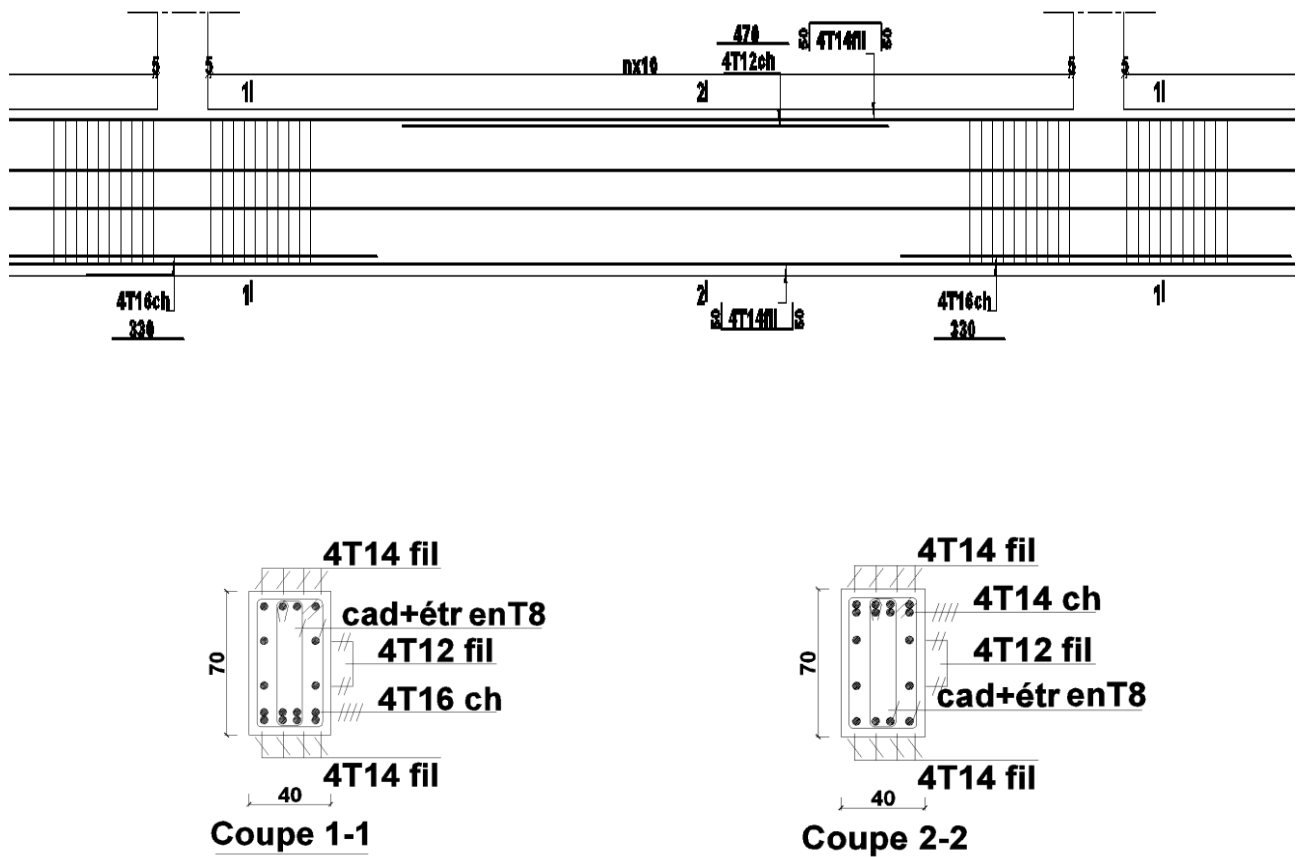


Figure VI.4. Le ferrailage de Poutres de rigidité.

# **Conclusion générale**

## **Conclusion générale**

Dans ce projet, en tant qu'élèves ingénieurs, notre rôle a consisté à faire une étude dans le domaine des bâtiments aussi complète que possible. D'après l'analyse du projet, il a été observé que:

- ✓ Le positionnement des voiles revêt une importance beaucoup plus grande que le nombre de voiles placées dans la structure. Ces voiles peuvent avoir un impact sur la stabilité de la structure si elles ne sont pas correctement placées.
- ✓ Chaque composant de la structure (poutres, poteaux, voiles, etc.) est conforme au moins aux normes requises par le RPA99.
- ✓ On a examiné la conception de la structure en prenant en considération les principaux bénéfices, la résistance, la sécurité et l'efficacité économique.
- ✓ L'analyse sismique est indéniablement une étape cruciale dans la conception parasismique

En fin de compte, nous souhaitons que ce mémoire représente un premier pas vers la carrière professionnelle et un guide pour ceux qui sont intéressés par le métier d'ingénieur en génie civil, que ce soit de près ou de loin.

# BIBLIOGRAPHIE

## **Reglements:**

BAEL91: Jean-Pierre Mougin, béton Armé aux Etats Limites 91 modifié99, deuxième édition enrôles 2000.

RPA99version 2003: Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003.

DTR B.C.2.2: Document technique réglementaire (charges et surcharg

CBA93: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

## **Logiciels:**

ETABS.

AUTOCAD 2013.

Word 2019.

Excel 2019.

# **Annexe**

## Annexe A

Dalles rectangulaires uniformement chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
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					

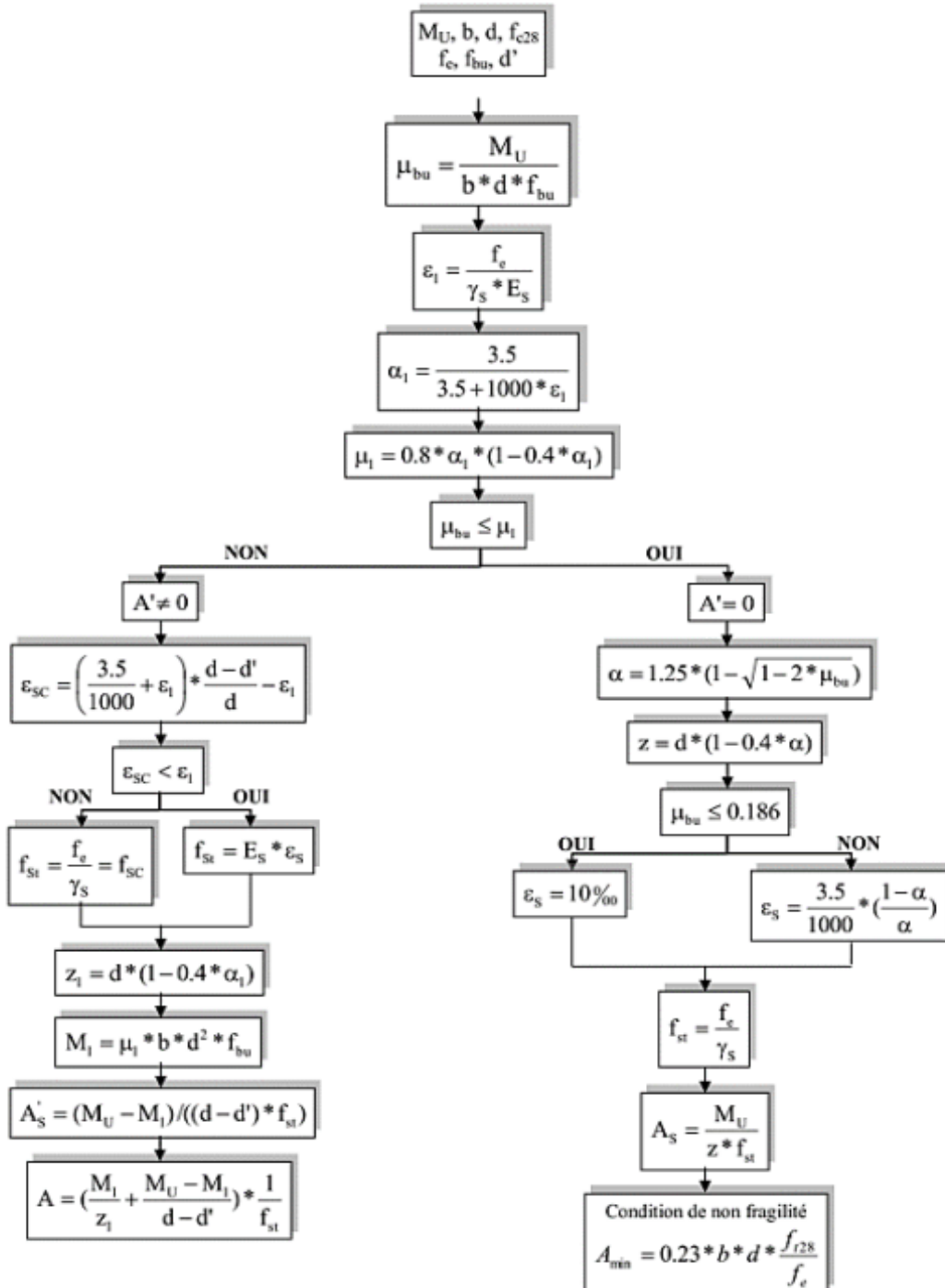
## Annexe B

Tableau des Armatures (en cm<sup>2</sup>)

<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

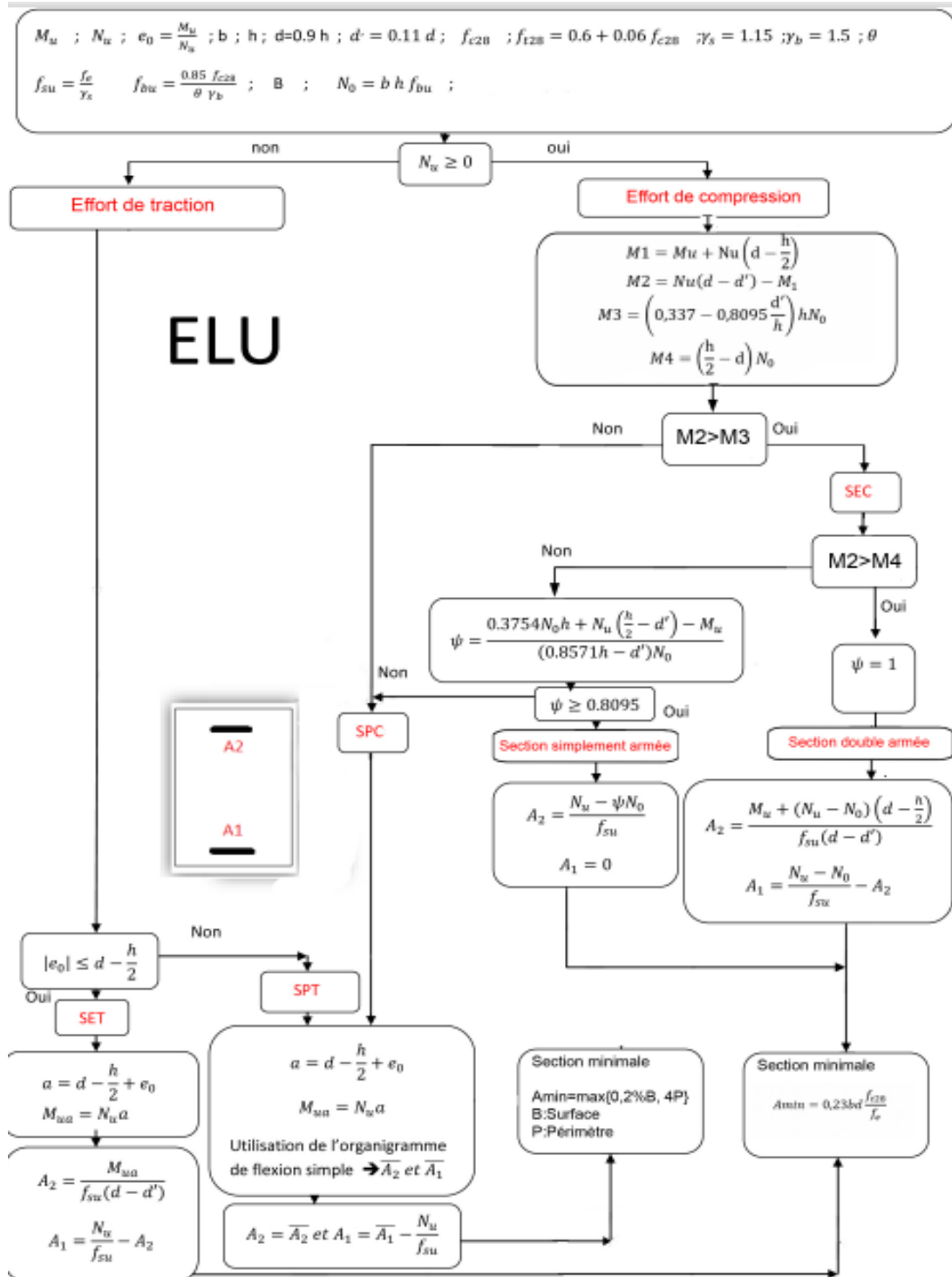
## Annexe C

Organigramme de section rectangulaire en flexion simple Calcul à l'ELU



## Annexe D

### Organigramme de section rectangulaire en flexion composé Calcul à l'ELU



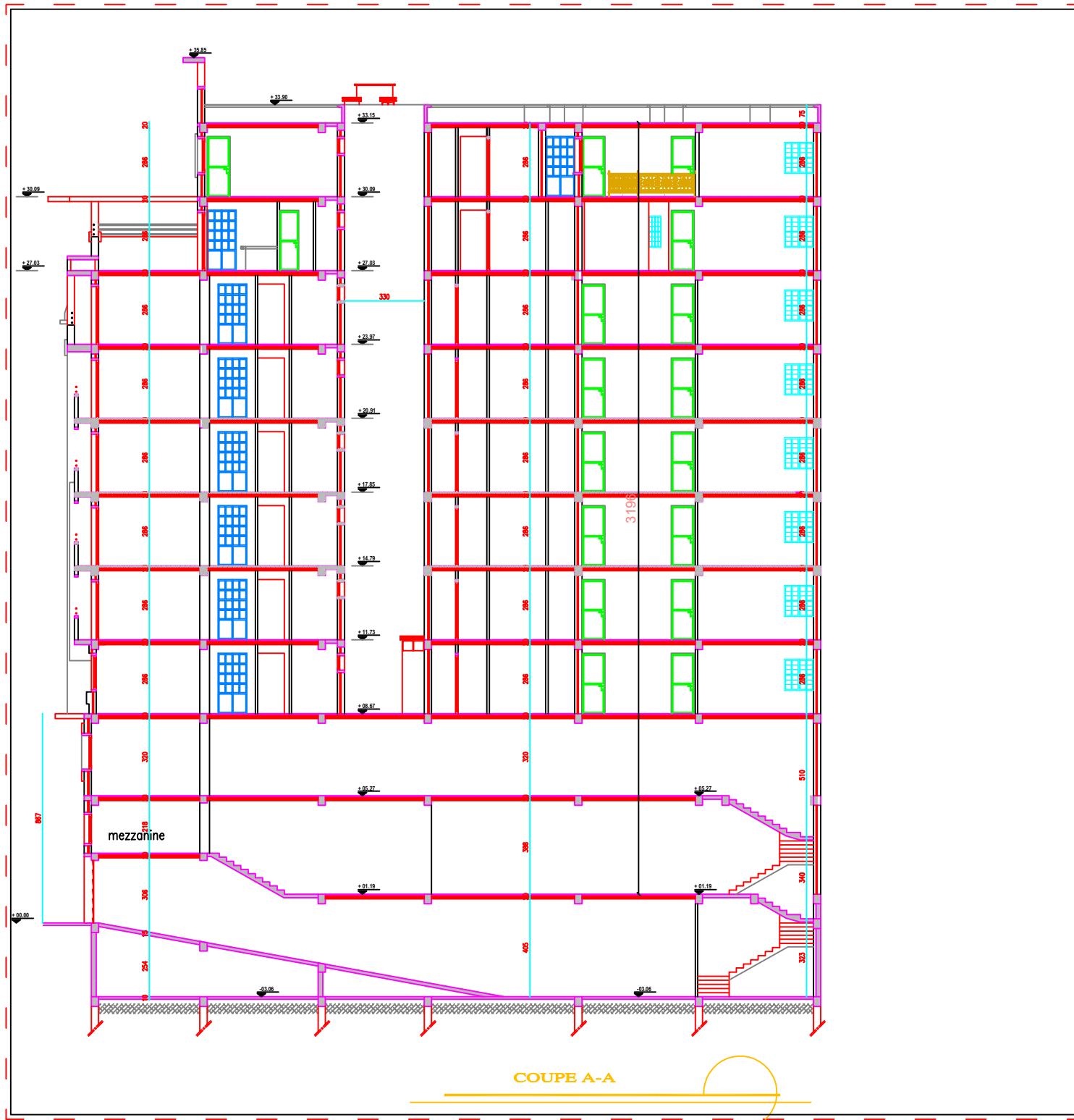
# **Les plans**

# **Les plans d'architecture**





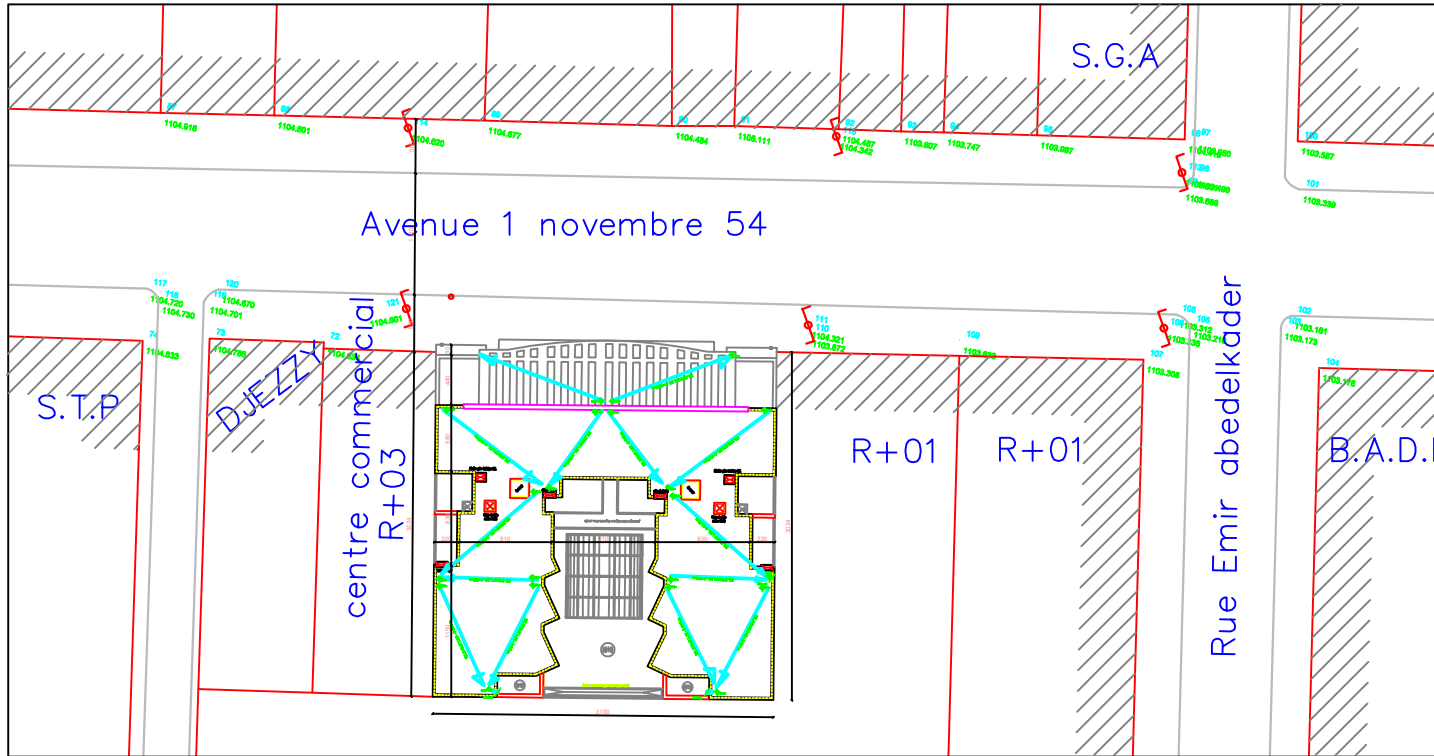
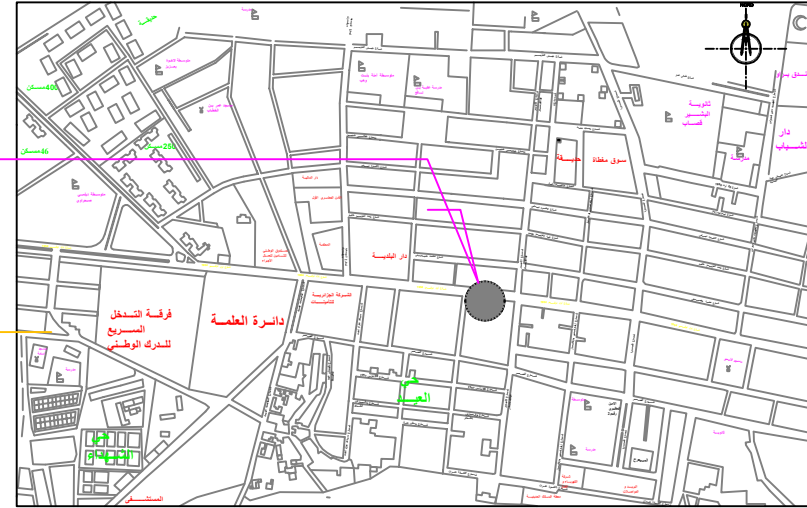
FACADE PRINCIPAL



COUPE A-A

le Projet

PLAN DE SITUATION



PLAN DE MASSE



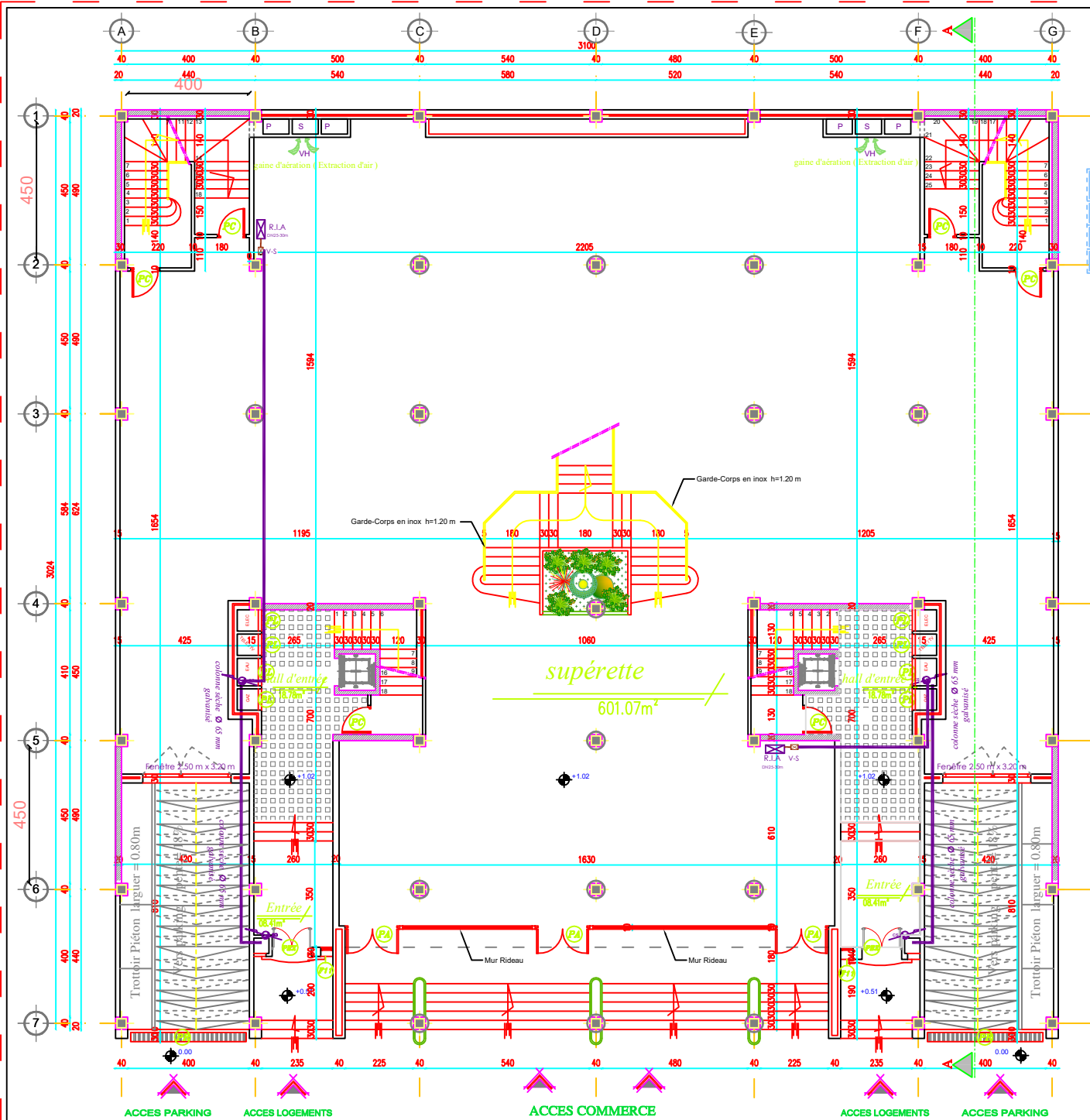


TABLEAU DE SURFACES	
Designation	Surface
Surface commerciale	601.07 m <sup>2</sup>
Entrée + Hall D'Entrée	54.38 m <sup>2</sup>
<b>Total</b>	<b>655.45 m<sup>2</sup></b>

PLAN REZ\_DE\_CHAUSSEE

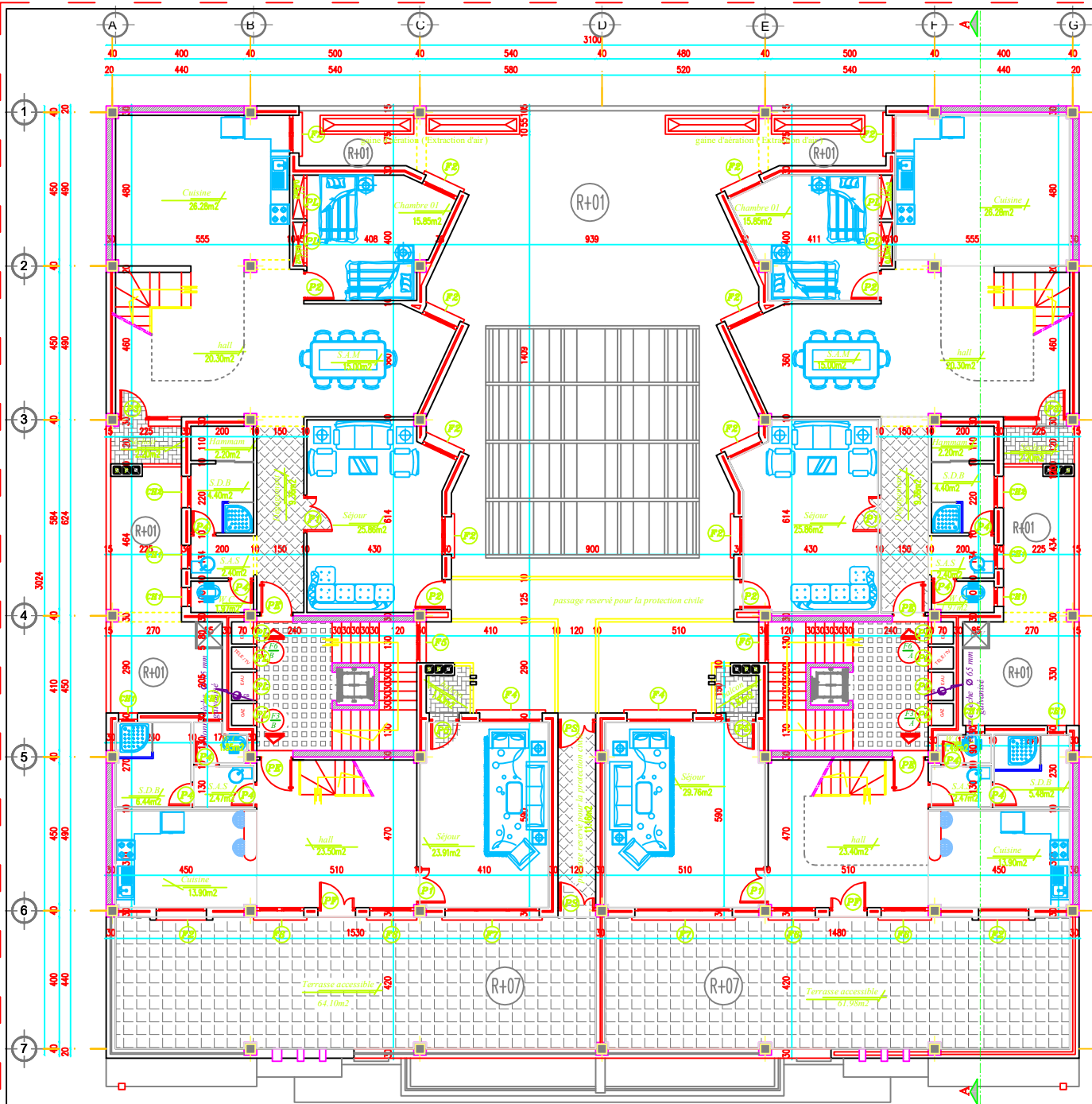
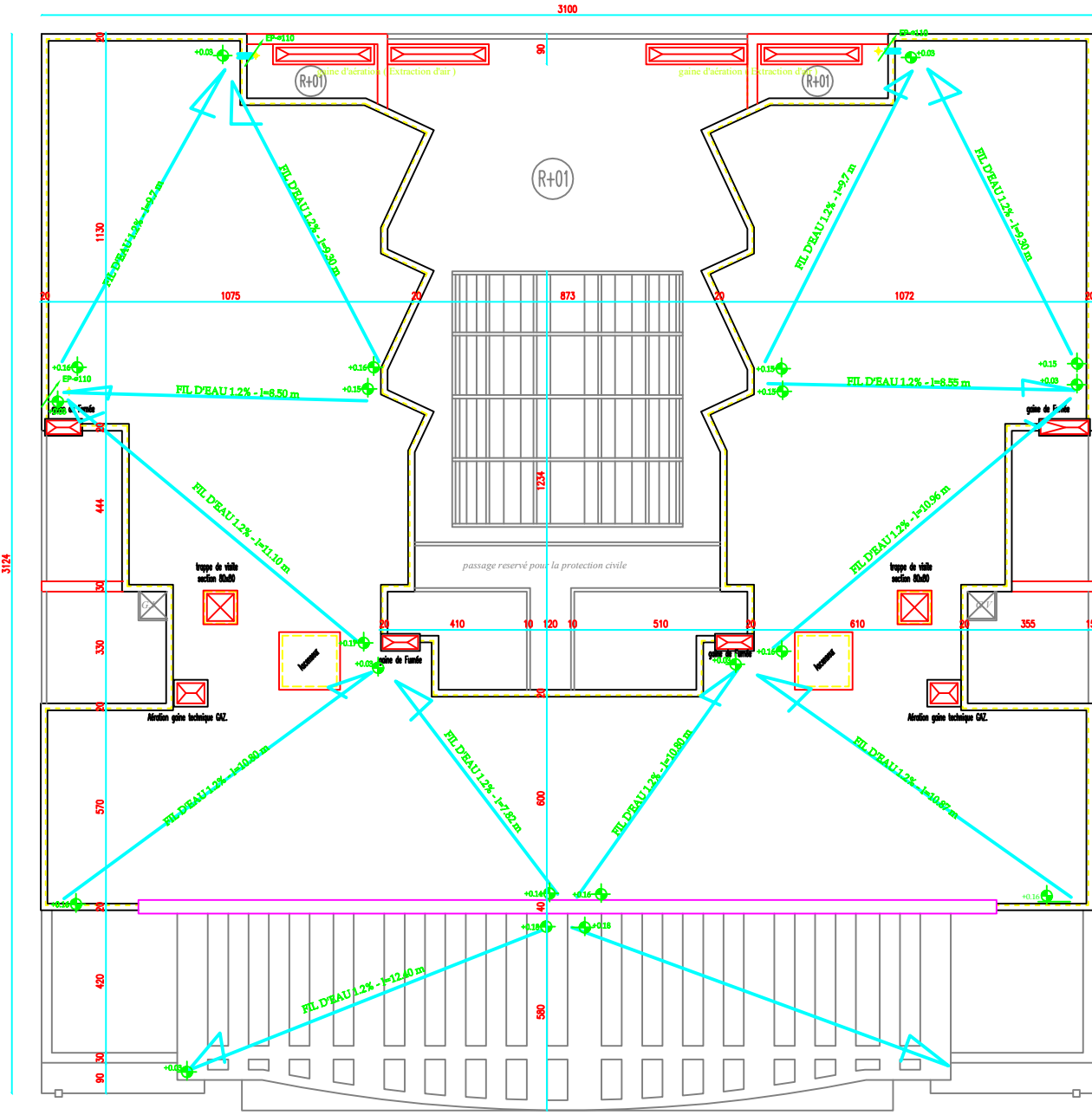


TABLEAU DE SURFACES		
Designation	Surface Habitable	Surface Utile
F6 - A -	237.69m <sup>2</sup>	245.35m <sup>2</sup>
F6 - B -	237.69m <sup>2</sup>	245.35m <sup>2</sup>
F3 - A -	141.42m <sup>2</sup>	207.06m <sup>2</sup>
F3 - B -	137.69m <sup>2</sup>	205.45m <sup>2</sup>
<b>Total</b>	<b>754.49m<sup>2</sup></b>	<b>903.21m<sup>2</sup></b>

PLAN 8ème Etage

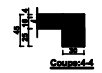
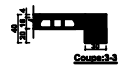
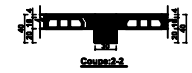
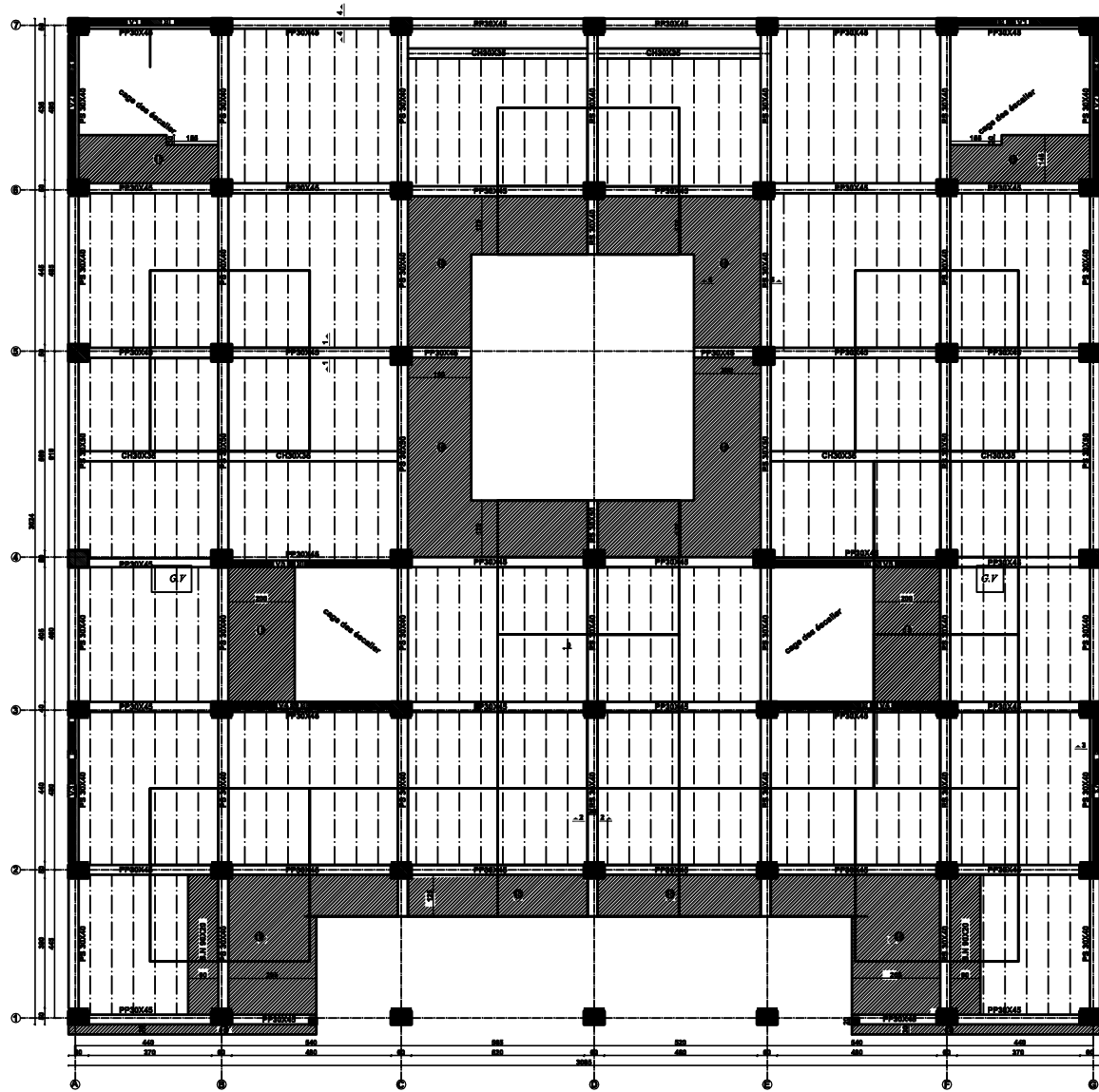


PLAN TERRASSE

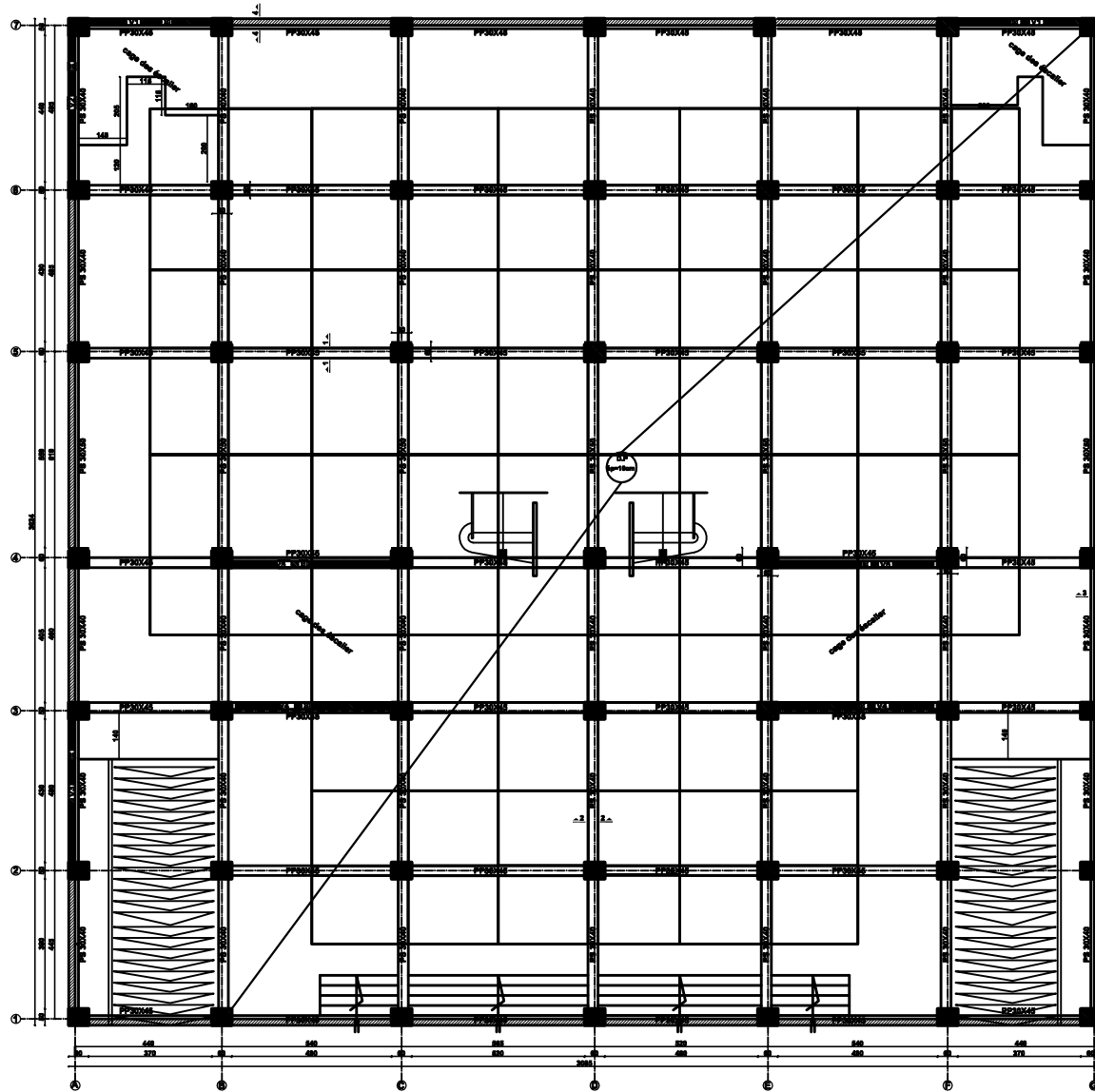


# **Les plans de génie civil**

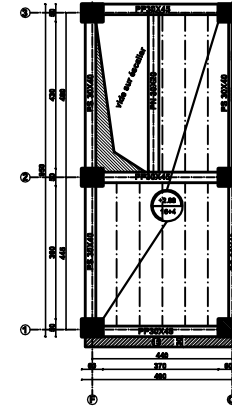
COFFRAGE PLANCHER Niv:+5.27



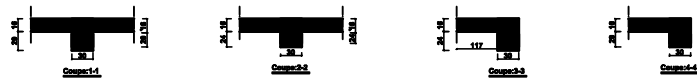
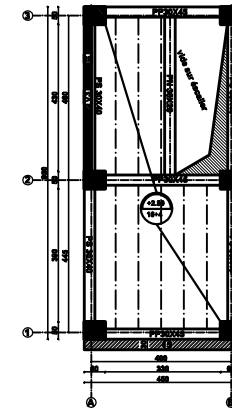
COFFRAGE PLANCHER Niv:+1.19

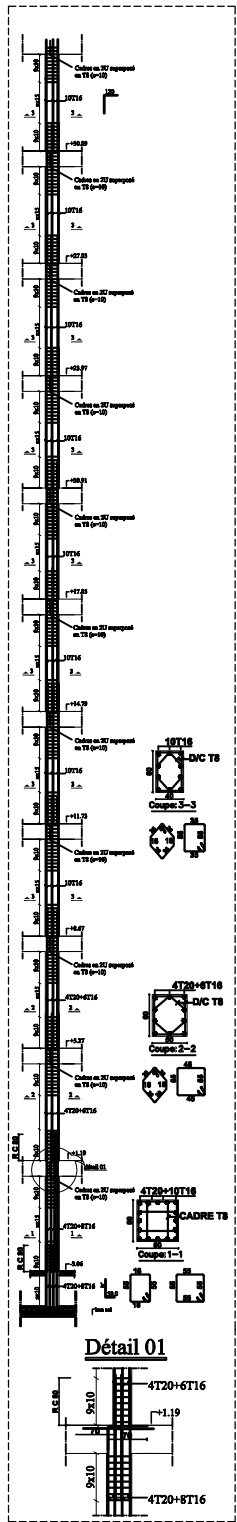


COFFRAGE PLANCHER Niv:+2.89

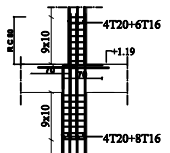


COFFRAGE PLANCHER Niv:+2.89

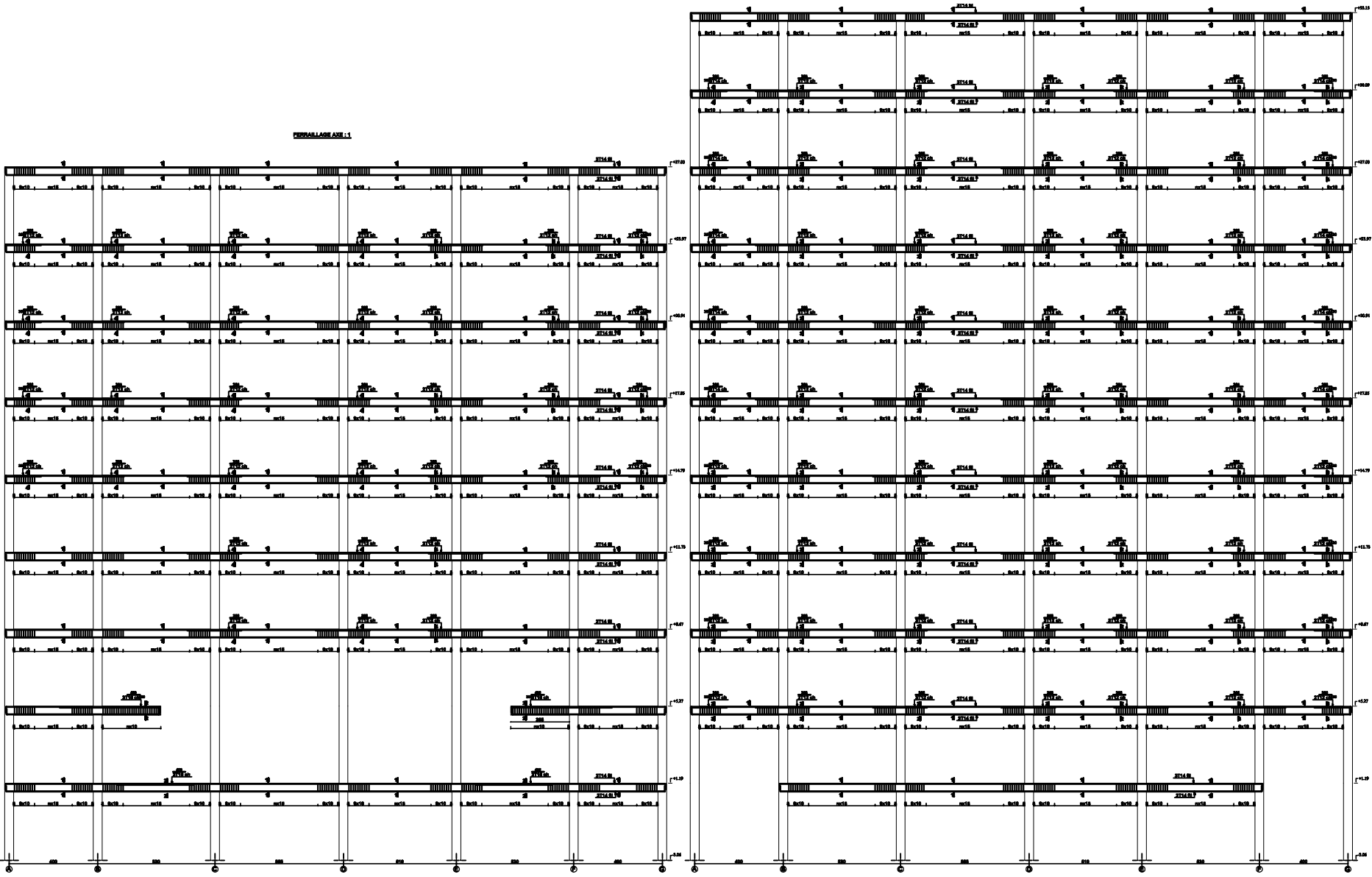




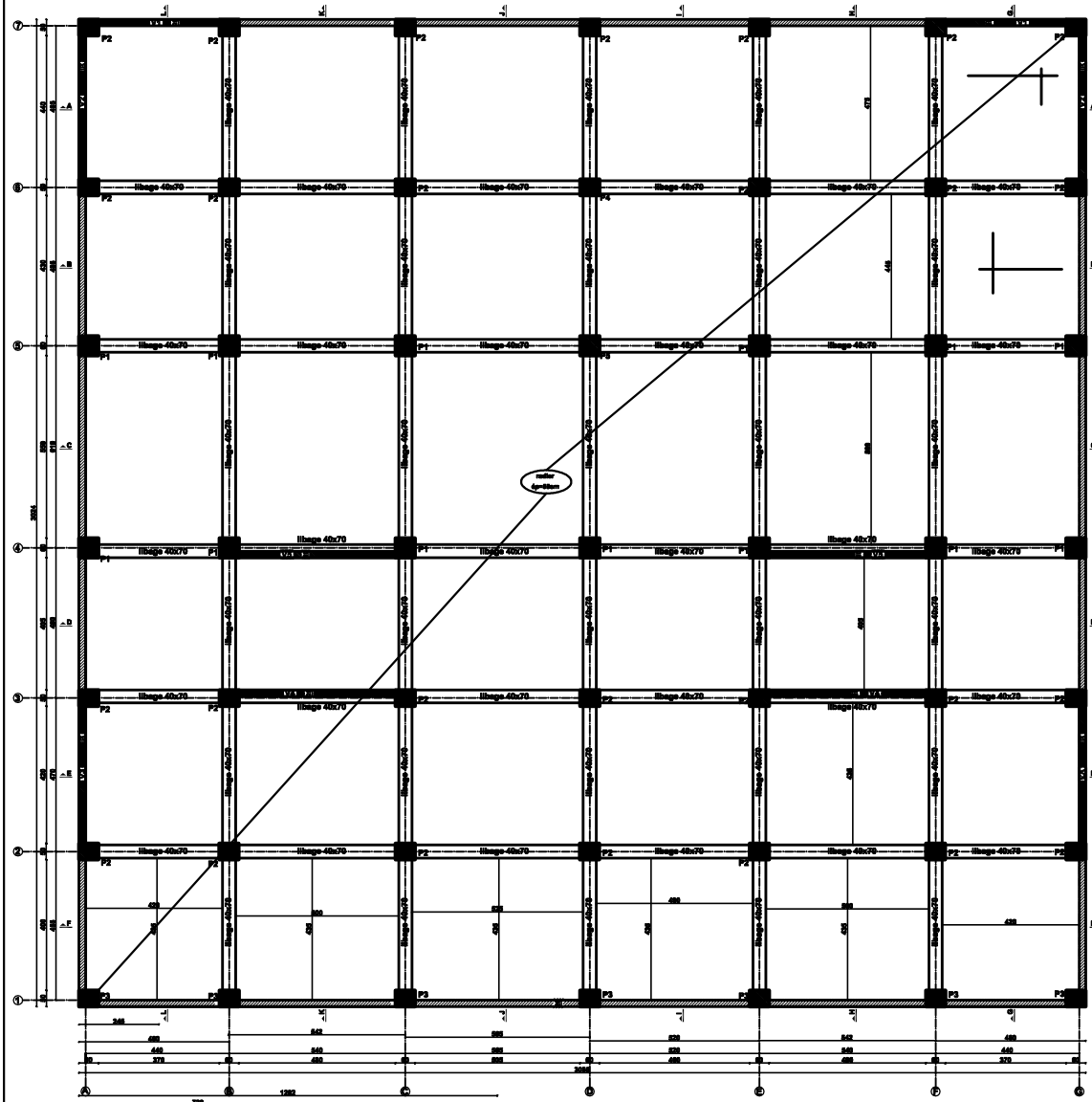
Détail 01



PROFILLAGE ABL. 1



# COFFRAGE FONDATIONS



## COFFRAGE FERRAILLAGE VOILE PERIPHERIQUE; s=20cm

