



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique
Université de Tissemsilt



Faculté des Sciences et de la Technologie
Département des Sciences et de la Technologie

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme
de Master académique en
Filière : **Génie Civil**
Spécialité : **Structures**

Présentée par : Belferar Abdelkader
Affane Ahmed

Thème

**Etude et analyse structurelle d'un bâtiment à
usage d'habitation à Tissemsilt**

Soutenu le,

Devant le Jury :

Bouzriba Asma	Président	M.C.A.	Univ-Tissemsilt
Besseghier Abderrahmane	Encadreur	Prof.	Univ-Tissemsilt
Benceur Raouf	Examineur	M.C.B.	Univ-Tissemsilt

Année universitaire : 2021-2022



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail aux personnes qui me sont chers :

- *A ma mère et mon père qui m'ont toujours encouragé et soutenu.*
- *A tous ceux qui m'ont aidée de près ou de loin*
- *A notre meilleur promoteur Mr. Besseghier Abderrahmane Encadreur.*

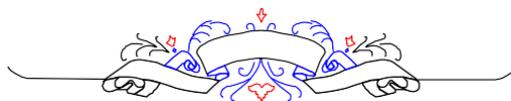
Mr. BELFIRAR Abdelkader

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail aux personnes qui me sont chers :

- *A ma mère et mon père qui m'ont toujours encouragé et soutenu.*
 - *A tous ceux qui m'ont aidée de près ou de loin*
 - *A notre meilleur promoteur Mr. Besseghier Abderrahmane Encadreur.*
- *Mr Affane Ahmed*

Remerciements



*En achevant ce modeste travail nous remercions **DIEU** qui nous a permis d'arriver à ce jour.*

*Nous tenons à exprimer nos vives gratitudee et notre profonde reconnaissance à notre promoteur **Mr Besseghier Abderrahmane** pour son aide, ses conseils et sa disponibilité permanente, nous faisant partager ainsi ses connaissances et son expérience dans le domaine du bâtiment.*

*Nos plus vifs remerciements vont à tous nos professeurs qui ont contribué à notre formation, ainsi que les membres du jury **Madame, Bouzriba Asma ,Président,M.C.A.Univ-Tissemsilt et Mr Benceur Raouf ,Examineur***

,M.C.B,Univ-Tissemsilt, qui nous ont fait l'honneur d'évaluer ce modeste travail.

Nombreuses sont les personnes qui nous ont apporté leur aide et leur soutien, sans citer leurs noms, nous tenons à leurs présenter nos remerciements les plus sincères.



Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez-de-chaussée plus (05) étages d'habitation, implanté à la wilaya de TISSEMSILT. Cette région est classée comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de Caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif l'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par le logiciel ETABS

9.7.4 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, fondation) sera calculée dans la dernière partie.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, ETABS 9.7.4, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract

This project presents a detailed study of a multipurpose building, consists of a addition (05) floors, located in the wilaya of TISSEMSILT. This region is classified seismic zone (zone IIa) according to the RPA99 version2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 modified2003, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet). The dynamic study of the structure was begun in the third part software ETABS 9.7.4

to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft)will be calculated in the last part.

Keys words:

Building. Reinforced concrete, ETABS 9.7.4, RPA 99 modified 2003, BAEL 91modified 99.

الملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية تتألف من طابق أرضي +05 طوابق بولاية تيسمسيلت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 02 أ حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل .

باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة

(BAEL91 modifié 99, RPA99 version2003).

وتتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء وهم :

الجزء الأول: يبدأ بالوصف العام للمشروع ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة له معرضا خصائص المواد وحمولة كل عنصر.

الجزء الثاني: يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبناية.

الجزء الثالث: يتضمن الدراسة الدينامكية للبناية بواسطة الحاسوب.

الجزء الرابع: يشمل دراسة الأجزاء المقومة للبناية(الأعمدة, الروافد, الجدران المسلحة والأساسات).

الكلمات المفتاحية:

الخرسانة المسلحة ,العمارة

RPA 99 v2003. BAEL 91 modifié99.ETABS 9.7.4

Table des Matières :

Introduction générale

Chapitre I : présentation du projet et hypothèse de calcul.

I-2: Présentation générale de l'ouvrage..... 2
I.3. Description des éléments de la structure :..... 6
I.4.Caractéristiques mécaniques des matériaux8
I.5. Hypothèses de calcul :16
Conclusion.....24

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

I.Introduction..... 26
II.Les planchers 26
IIILes voiles..... 27
IV.Les escaliers :..... 29
V.Evaluation des charges et des surcharges 30
VIPré dimensionnement des poutres 34
 1-Poutre principale..... 34
 2.Poutres chaînage..... 35
VIIIPré dimensionnement des poteaux..... 35
VIII.Conclusion : 39

Chapitre III: calcul des éléments secondaires

I.Les escaliers :.....41
IIILe balcon :.....49
IIIL'acrotère :.....51

Chapitre IV : Etude des planchers

Introduction.....55

1- Dimensionnement des poutrelles.....	55
2-Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles.....	56
2-1-Méthode forfaitaire	56
6-La méthode des trois moments (selon B.A.E.L 91 modifier 99 « Jean-Pierre Mougine...)	59
6-1-Principe de calcul.....	59
IV-6-Etapes du calcul ,on utilise le programme RDM 6.....	66
.Calcul du ferrailage des poutrelles.....	70
.Planchers terrasse.....	78

Chapitre V : Modélisation et étude dynamique

Introduction.....	97
V.1 Définition d'un séisme.....	97
V.2Modélisation	98
V.3Présentation du logiciel ETABS V9.....	98
V.4 Modélisation	99
V.5 Les outils de modélisation de l'ETABS V9	100
V.6 Hypothèses de l'analyse.....	100
V.7 Intégrité de la structure.....	101
V.8 Modélisation des masses.....	102
V.9 Analyse du spectre de réponse	102
V.10 Matériaux affectés aux éléments	103
V.11 La force sismique totale.....	105
V.12 Calcul de la force sismique totale.....	105
V.13 Vérification de l'effort normal réduit:.....	106
V.18Conclusion :.....	112

Chapitre VI ;Ferrailage des éléments structuraux

Intruduction	116
VI.1 Les combinaisons de calcul.....	116
VI.2. Ferrailage des poutres.....	117

VI.3 Ferrailage des poteaux :	127
Les voiles	139

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII fondations	149
VII.1.Etude du radier général :	152
VII.2 Calcul des nervures :	162

LISTE DES FIGURE

Figure 1	Figure I-1.: surface totale par étage	3
Figure 2	Figure I-2 : plan de coffrage du bâtiment	3
Figure 3	Figure I-3 : plan façade postérieure du bâtiment.	4
Figure 4	Figure I-7 : Diagramme contrainte – déformation du béton à l’ELS.....	12
Figure 5	Figure I-12: Diagramme contraintes déformation de l’acier	21
Figure 1	à hourdis et poutrelles.	26
Figure 2	Figure II- 2 : voile vue en 3 D.	27
Figure II-4	: vue en plan les escaliers.....	29
Figure II-7:	coupe AA élément Acrotère	31
Figure 1	Figure III-1 :Vue en plan escalier.	41
Figure 2	Figure III-3 : Digrammes des efforts tranchants et moments pour escalier.....	43
Figure 3	Figure III-5 : Croquis du ferrailage des escaliers.	46
Figure 4	Figure III-6 : ferrailage de la poutre palière	49
Figure 5	Figure III-8 : croquis du ferrailage du balcon.....	51
Figure 6	Schéma de ferrailage acrotère.....	53
Figure VII 1	Plan détail	150
Figure VII 2	Dimension épaisseur	151
Figure VII 3	Schéma d’une Semelle Isolée.....	151
Figure VII 4	Schéma d’une Semelle filante.	152
Figure VII 5	Dimension du radier	154
Figure VII 6	Dimension du radier	154
Figure VII 7	centre de rigidité.....	155
Figure VII 8	Dimension	156
Figure VII 9	contrante	156
Figure VII 10	Plan xy	158
Figure VII 11	Plan xy	162
Figure VII 12	Ferrailage panneaux P1,P3 et P4 en travée et en appuis	162
Figure VII 13	Ferrailage panneaux P2 en travée et en appuis	163
Figure VII 14	Les axes	164
Figure VII 15	Ferrailage radier	168
Figure VII 16	Ferrailage nerver En travée coupe AA.....	168
Figure VII 17	Ferrailage nerver En appuis coupe BB.....	168

Figure IV.2-Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles.....	56
Figure IV.2-1-Méthode forfaitaire	56
FigureIV.6-La méthode des trois moments (selon B.A.E.L 91 modifier 99 « Jean-Pierre Mouglin	59
FigureIV.6-1-Principe de calcul	59
FigureIV.6-Etapes du calcul ,on utilise le programme RDM 6.....	66
Figure Calcul du ferrailage des poutrelles.....	70
FigurePlanchers terrasse.....	78
Figure IV.1- coffrage poutrelle.....	55
Figure -2:Disposition des poutrelles.....	56
Figure IV-3: Schéma d'une poutre continue.....	57
Figure IV-4 : Diagrammes du moment corrigé.....	57
Figure IV-5 : Diagramme de l'effort tranchant.....	58
Figure IV.6: Entree nombre des nœuds d la poutre	66
Figure IV.7- Réglage des unités.....	66
Figure IV.8 :les caractéristique du mâtreaux.....	67
Figure IV.9: ajoutée La poutre T	67
Figure IV.10: ajoutée les appuis.....	68
Figure IV-11 : ajoutée les charges G et Q.....	68
Figure IV-11 analyse ; les diagrammes des moments M	69
Figure.IV -12: analyse ; les diagrammes des efforts tranchants T.....	69
Figure IV-13. Section de la poutrelle T.....	70
Figure .IV-14. Position de l'axe neutre	71
Figure IV-15.Compression de la bille d'about.....	75
Figure.IV-16.Schemas de ferrailage des poutrelles (Etage courant)	78
Figure IV-17. Ferrailage des poutrelles intermédiaire.....	78
Figure.IV-18 Section de la poutrelle T.....	85
Figure-IV.19. Position de l'axe neutre.....	86
Figure-IV.20.Compression de la bille d'about.....	90
FigureIV 21: Schemas de ferrailage des poutrelles (Etage courant).....	93
Figure IV-22. Ferrailage des poutrelles intermédiaire.....	93
Figure- 23 .Schéma du ferrailage de la dalle de compression.....	94
Figure V-1: les masses concentrées.....	98
Figure V.2 Réglages unités ETABS.	99

Figure V.3. Introduction des caractéristiques géométriques de la structure.....	100
Figure V.4. Représentation Axes locaux et globaux	100
FigureV-5: Spectre de réponse.....	102
Figure-6: Matériaux affectés aux éléments.....	103
Figure 0V-7: Vue en 3D du modèle obtenu par logiciel ETABS V9.....	104
Figure V-8: Vue en 3D éléments voiles et escaliers.....	104
Figure -9: position d'application des forces sismique sur la structure.....	105
Figure 0V-10: Les modes de vibration	108
FigureV-11: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens EX.110	
FigureV.12: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens EY111	

Liste des tableaux

Tableau I-1: Les déformations limitent du pivot.....	23
Tableau II- 1 : Valeur charges d'exploitations.....	34
Tableau II -2 : récapitulatif propriété les éléments de la structure bâtiment R+5.....	39
Tableau III-1 : ferrailage des escaliers.....	46
Tableau IV-1. Rapport entre les travées successives.....	62
Tableau IV-2-. Rapport entre les travées successives	62
Tableau IV-3-. Rapport entre les travées successives	62
Tableau IV-4-. Rapport entre les travées successives	63
Tableau IV-5. Rapport entre les travées successives	63
Tableau IV-6. Rapport entre les travées successives	65
Tableau IV-7-. Sollicitations des poutrelles pour étage courant.....	69
Tableau IV-8. Sollicitations des poutrelles pour étage courant.....	70
Tableau IV-9. Récapitulatif des efforts maximaux.....	71
TABLEAU IV-10.....	79
Tableau IV-11-.Charge revenant aux poutrelles.....	79
TABLEAU IV-12.....	80
Tableau IV-13. Rapport entre les travées successives	81
Tableau IV-13.Charge revenant aux poutrelles	82
Tableau IV-14. Sollicitations des poutrelles pour étage courant	84
Tableau IV-15. Sollicitations des poutrelles pour étage courant	84
Tableau IV-16 Récapitulatif des efforts maximaux.....	86

Tableau V.1. Vérification de l'effort normal réduit.....	106
Tableau V.2. Cumul masse de la structure.....	108
Tableau V-4: Tableau des modes et des périodes.....	109
Tableau V.5: Participation massique cumulée.....	109
Tableau V-6: Les déplacements relatifs de chaque niveau sens xx.....	111
Tableau V.7: Les déplacements relatifs de chaque niveau sens yy.....	112
Tableau VI.1 : Moments max des Poutres principales de rive.....	118
Tableau VI.2 : Moments max des Poutres principales intermédiaires...	118
Tableau VI.2 : Moments max des Poutres principales intermédiaires	118
Tableau VII-3: Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaires).	120
Tableau VII-3: Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaires).	120
Tableau VI.6 : Récapitulation du ferrailage des Poutres principales de rive	125
Tableau VII-5: Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaires).	126
Tableau VII-5: Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaires).	128
tableau VII: 1:Section de la semelle filante sens XX.....	153
tableau VII: 2Section de la semelle filante sens YY.....	153
tableau VII: 3radier.....	155
tableau VII: 4 Pour la structure.....	155
tableau VII: 5- Identification des panneaux :.....	158
tableau VII: 6 Sens longitudinal X-X	159
tableau VII: 7 Sens longitudinal X-X	160
tableau VII: 8 Sens transversal XX.....	161

tableau VII: 9 Sens transversal Y-Y.....	161
tableau VII: 10 la charge	163
tableau VII: 11 le moment.....	164
tableau VII: 12 effort tranchant	165

Introduction générale :

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir faire. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années de formation du master génie civil à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

L'ouvrage en question est un bâtiment en R+5, présentant une irrégularité en plan..

Après une descente des charges et un pré-dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis *ETABS*. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le CBA93 et le RPA99/version2003.

Chapitre I

**Présentation du projet
Et Hypothèses de calcul**

Généralités:

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un RDC avec 5 étages dont le système de contreventement est mixte.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul **ETABS (Version 9)** particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le **BAEL91** et les Règles Parasismiques Algériennes "**RPA99/Version 2003**".

I-2: Présentation générale de l'ouvrage :

I.2.1 .Introduction :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment **R+5**, Ce bâtiment est implanté à Tissemsilt. Il est composé d'un seul bloc d'angle à usage d'habitation. Chaque niveau comporte une distribution de 03 logements (**3F3**).

I.2.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Les caractéristiques de la structure à étudier sont :

- ✚ Longueur totale en plan : **20.80m.**
- ✚ Largeur totale en plan : **18.40 m.**
- ✚ La surface totale est : **1830 m²**
- ✚ La surface de service est : **305 m²** par étage
- ✚ La hauteur d'étage courant y compris le RDC : **3.06 m.**
- ✚ La hauteur totale du bâtiment (sans l'acrotère) :**18.96 m**

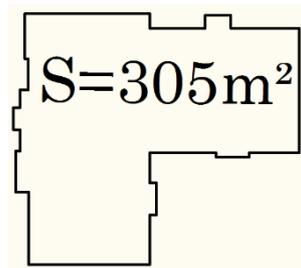


Figure I-1.: surface totale par étage.

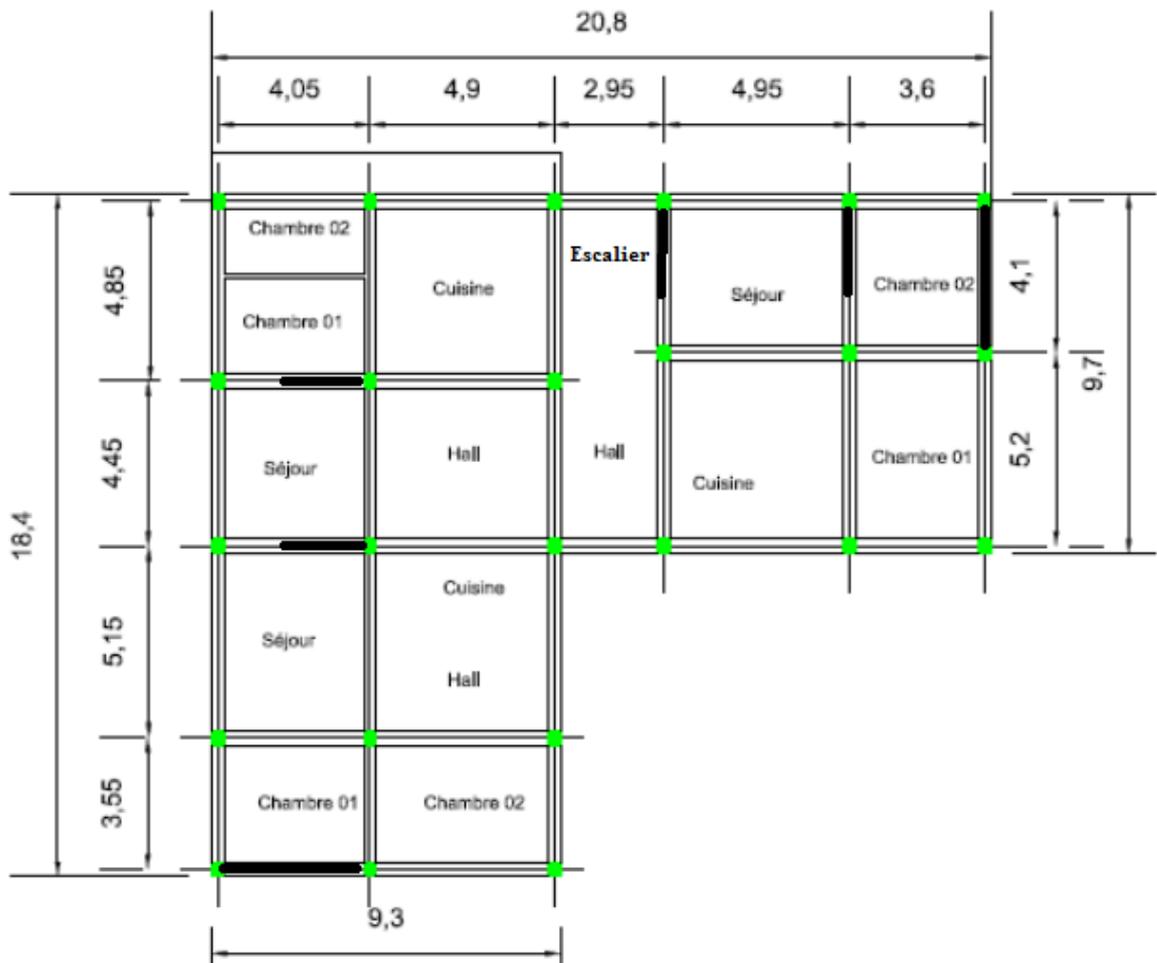
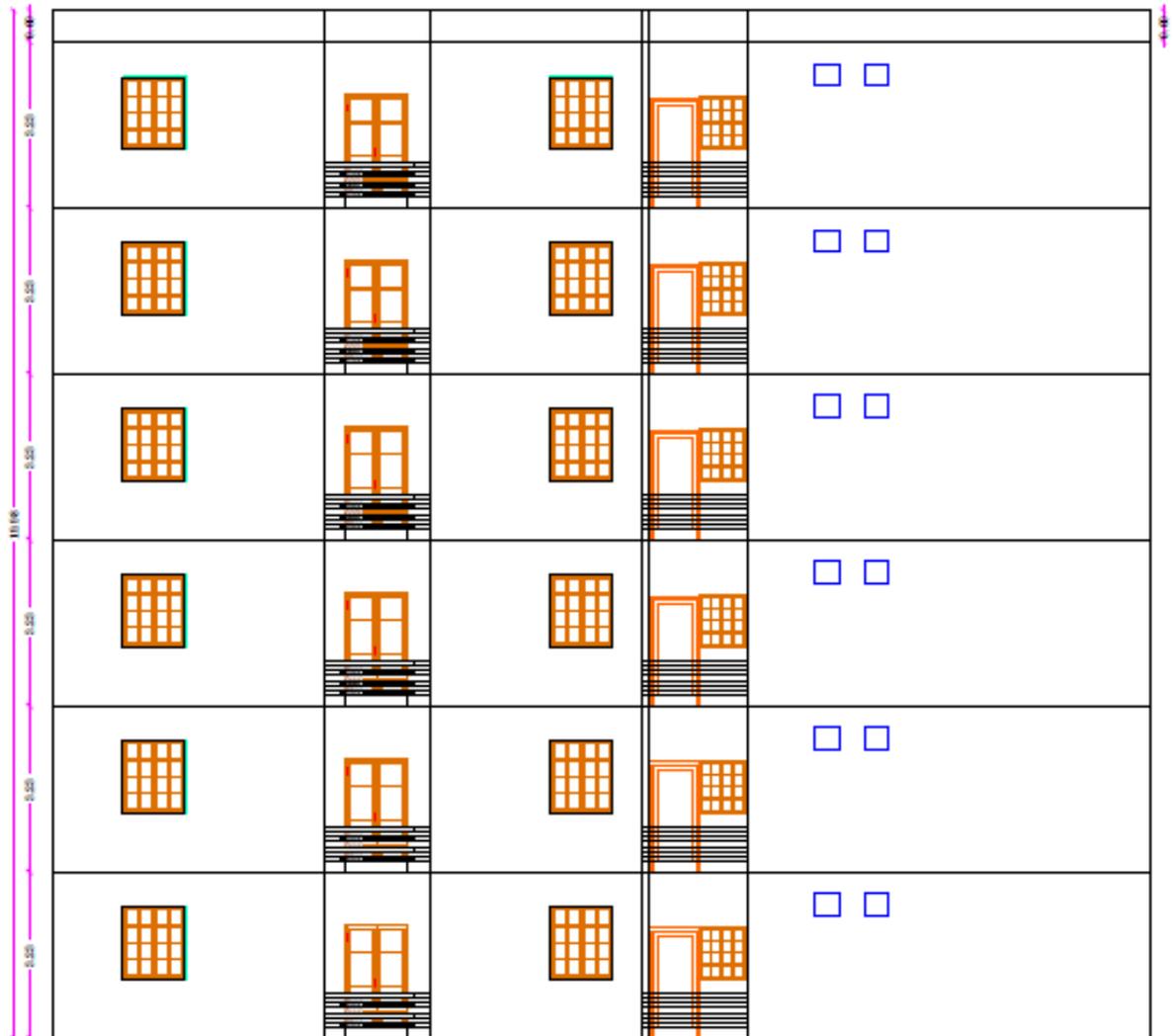


Figure I-2 : plan de coffrage du bâtiment



FACADE POSTERIEURE

Figure I-3 : plan façade postérieure du bâtiment.

I.2.3 : Données du site :

- ✚ Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité IIA selon le **RPA 99/Version 2003**
- ✚ L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2**
- ✚ Le site est considéré comme site meuble : catégorie : **S2**
- ✚ Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2$ bars Encrenage $H = 2$ m

✚ b- Description technique du bâtiment :**✚ Structure principale :**

- ✚ Voiles en béton armé.
- ✚ Portiques en béton armé

✚ Structure secondaire :

- ✚ Planchers dalle pleine en béton armé.
- ✚ Escaliers en béton armé.
- ✚ Acrotère.

✚ d- Corps charges :

- ✚ Cloisons de séparation en briques creuses de 10cm d'épaisseur.
- ✚ Le revêtement.
- ✚ Carrelage pour le sol et les escaliers d'épaisseur de 2cm.
- ✚ Couche de plâtre de 2cm pour les murs intérieurs et de 3cm pour les plafonds.

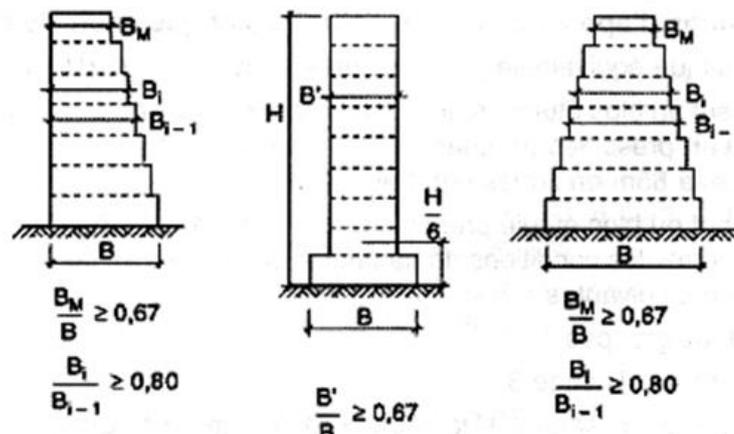
✚ Régularité en élévation :

Figure I-5 : Régularité en élévation.

$$B'/B = 20.8/20.8 = 1 > 0.67 \text{ vérifie.}$$

Il suffit qu'un critère n'est pas satisfait, pour que le bâtiment soit classé irrégulier.

➤ Donc notre bâtiment est régulier.

I.3. Description des éléments de la structure :

Tous les éléments du bâtiment sont en béton armé (planchers, poutres, poteaux, voiles, et escalier).

I.3.1 Ossature :

La stabilité transversale et longitudinale de ce bâtiment est assurée par des portiques auto stables construits de poutres et de poteaux encastres les uns dans les autres et des voiles de contreventement permettant ainsi une bonne rigidité de l'ouvrage capable de reprendre les efforts horizontaux et verticaux.

I-3-2 : Planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux dits "diaphragme" qui assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permet la transmission des efforts aux éléments de contreventement.

- ✚ Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
- ✚ Un plancher doit assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.

Pour notre cas, les planchers sont de type corps creux d'épaisseur (21 cm) (16+5) avec poutrelles coulées sur place et dalle de compression de (5 cm) d'épaisseur.

I.3.3 : Escaliers :

Le bâtiment est menu d'une cage d'escalier de type droit.

I.3.4 La maçonnerie :**Murs extérieurs :**

Sont constitués d'une double paroi en briques creuses de (15cm) et (20cm) avec une lame d'air de 5cm, le tout recouvert de (3cm) d'enduit de ciment par l'extérieur et 2cm d'enduit de plâtre à l'intérieur.

Murs de répartition intérieure :

Seront réalisés en briques creuses de (10cm) enduites de (1cm) de plâtre de part et d'autre.

Voiles périphériques : Ce sont des murs en béton armé de 20cm d'épaisseur

I.3.5 Les revêtements :

- ✓ Carrelage : 2 cm
- ✓ Ciment : 3cm à l'extérieur et 1cm à l'intérieur.
- ✓ Plâtre : 2cm pour les murs intérieurs et 3cm pour les plafonds.

I.3.6 Acrotère :

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de 50 cm.

I-3.7 Système de coffrage :

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.4.1. Introduction :

Les ouvrages en béton armé doivent être conçus de manière à résister avec une sécurité appropriée, à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation.

Le béton utilisé est conforme aux règles du (B.A.E.L) et aux règles parasismiques algériennes (R.P.A 99/modifié 2003).

I.4.2. Le béton:

Le béton utilisé dans cette étude est béton hydraulique (mélange de ciment, sable, eau et gravier), Cette union permet aux ouvrages de supporter des charges plus importantes et de résister aux efforts variés que les bétons ordinaires ne supporteraient pas. Le béton simple résiste très bien à la compression mais très mal aux efforts de traction car ils ne sont pas élastiques.

Son dosage doit répondre à:

- ✓ Une bonne résistance mécanique ;
- ✓ Une bonne résistance aux agents agressifs ;
- ✓ Une indéformabilité instantanée différée.

Le dosage approprié à notre ouvrage est le suivant:

- Le radier et la paroi seront dosés à 350kg de CEM 42.5HRS I, agrégats de dimensions 5/25 mm les caractéristiques du béton seront les suivantes :

Résistance à la compression à 28 jours : f_{c28}

Résistance à la traction à 28jours : $f_{t28}=0,6+0,06f_{c28}$

Module de déformation différée : $E_{v28}=11000(f_{c28})^{1/3}$

Contrainte de compression limite du béton à L'ELS : $f_{bc} =$

Contrainte tangentielle limite : $=\min(0,15f_{c28}/1,5), 4\text{Mpa}$.

I.4.3. Composition du béton:

- **Ciment (CPJ 45) :**

La teneur en ciment dépend de la résistance souhaitée, pour la majorité des ouvrages hydrauliques. Le béton armé contient généralement 400 kg/m^3 de ciment.

- **Granulats:**

Les granulats utilisés sont des graviers issus de carrières, ou blocs de roche concassés. La taille des granulats est indiquée par deux chiffres: la plus grande dimension des éléments et la plus petite dimension, par conséquent; on utilise des graviers de dimensions 5/15, et 15/25.

- **Sable:**

Les grains de sable sont de même origine que les granulats. Ils ont un diamètre inférieur à 5mm. Cette roche sédimentaire doit être propre et sans poussière argileuse.

- **Eau:**

L'eau doit être propre. Si elle contient des Chlorures, alors une réaction chimique aura lieu et modifiera la prise du ciment, par conséquent; le béton perd alors ses qualités de résistance.

- **Adjuvants:**

Les adjuvants modifient la vitesse d'hydratation des ciments. Certains produits sont considérés comme étant des:

- Retardateurs.
- Accélérateurs.

Les accélérateurs sont utilisés parfois pour le béton destiné pour les travaux sous l'eau, décoffrage rapide...

Les retardateurs sont utilisés pour le transport du béton sur de longues distances pour la confection de panneaux de béton à granulats apparent lavés....

On utilise pour notre cas, un adjuvant SIKA BV 40 ou un autre adjuvant similaire afin d'assurer une meilleure étanchéité.

Il existe plusieurs méthodes de composition de béton qui ont été proposées par différents auteurs, on cite par exemple; Méthode de Bolomey, Vallette (1940) Faury, Lezy, Fuller, Joisel, Dreux-Goriss, méthode volumique, Abrams (1918), Feret,...etc.

Pour obtenir une résistance à 28 jours de 25 MPa, on utilisera pour 1 m³ de béton, le dosage suivant:

- Ciment Portland avec ajout (CPJ): 400 kg.
- Sable : 400 l (diamètre : $d \leq 5\text{mm}$).
- Gravier : 800 l (diamètre : $5 \leq \phi \leq 25\text{mm}$).
- Eau : 200 l.

Le béton obtenu aura une masse volumique d'environ 2500 kg/m³.

I.4.4. Etats limites :

I.4.4.1 Etat limite ultime :

Dans le cas d'une vérification à l'état limite ultime, on doit justifier :

- ✓ La résistance de tous les éléments de la construction,
- ✓ La stabilité de ces éléments compte tenu des effets du deuxième ordre,
- ✓ L'équilibre statique de l'ouvrage.

Ces trois types de vérification sont effectués à partir des mêmes combinaisons d'actions.

I.4.4.2 Etat limite de service :

Les vérifications à effectuer dans le cas des états limites de service portent sur:

- ✓ La contrainte maximale de compression du béton,
- ✓ La fissuration du béton,
- ✓ La déformation des éléments.

I.4.5. Résistance à la compression

L'auto contrôle surveillé intervient essentiellement par la rigueur accrue qu'il introduit dans le processus de fabrication, pour le choix de la valeur de f_{c28} on peut considérer que:

Une résistance de 20 MPa est facilement atteinte sur les chantiers convenablement outillés.

On obtient facilement 25 MPa sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.

On peut obtenir 30 MPa à condition de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton.

Pour les bétons d'âge < 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{cj} \geq 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } j > 28 \text{ jours : } f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa.}$$

Avec : f_{cj} : résistance caractéristique à j jour.

f_{c28} : Résistance caractéristique à 28^{ème} jour.

I.4.6. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction du béton est très inférieure à sa résistance à la compression vu que le rapport est à 1/12 (1/13 pour un béton courant).

Le règlement B.A.E.L 91 définit cette résistance par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \text{ Si } f_{c28} \leq 60\text{MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275 \cdot f_{cj}^{2/3} \text{ si } f_{c28} > 60\text{MPa}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

I.4.7. Contraintes limites ou admissibles en compression :

a) Contrainte de calcul à l'état limite ultime :

Il s'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage. D'après le règlement B.A.E.L 91, par la formule qui suit :

$$f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \theta \gamma_b$$

θ : Coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h;

$\theta = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h ;

$\theta = 0,85$ sinon.

γ_b : Coefficient de sécurité partiel qui tient compte de la résistance du béton ainsi que d'éventuels défauts localisés.

$g_b = 1,5$ pour les combinaisons fondamentales

$g_b = 1,15$ pour les combinaisons accidentelles.

b) Contrainte de calcul à l'état limite de service :

Le règlement B.A.E.L 91 fixe la contrainte de compression du béton comme suit :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ (MPa)}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

c) Diagramme contrainte-déformation :

A l'ELU : On adopte un diagramme Parabole-rectangle :

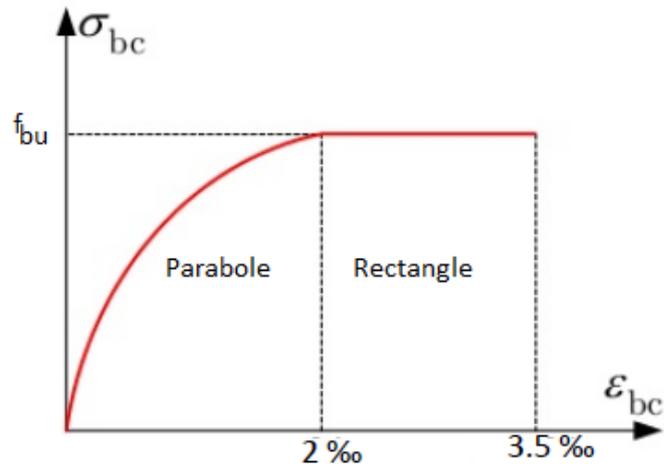


Figure I-6 : Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELU.

A l'ELS le béton doit travailler à l'état élastique, donc le diagramme sera linéaire :

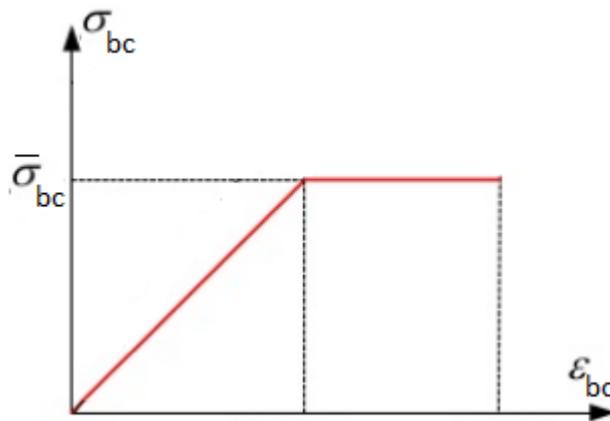


Figure I-7 : Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS.

d) Contrainte de cisaillement :

Cette contrainte est limitée, selon le type de fissuration, pour des armatures droites ($\alpha = 90^\circ$).

- ✓ Fissuration peu préjudiciable F.P.P :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right]$$

- ✓ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable F.P et F.P.P :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right]$$

I.4.8. Déformation longitudinale du béton :**a) Module de déformation instantanée E_{ij} :**

Pour une durée d'application de la charge inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa})$$

b) Module de déformation différé E_{uj} :

$$E_{uj} = E_{ij} / 3 \quad (\text{MPa})$$

I.4.9. Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation longitudinale et la déformation transversale.

Pour le béton, on aura les coefficients suivants :

$$\nu = \begin{cases} 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU.} \\ 0,2 & \text{pour le calcul des déformations à l'ELS.} \end{cases}$$

I.4.10. Les aciers :

Les aciers utilisés en béton armé se distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- ✓ Ronds lisses bruts de laminage,
- ✓ Barres à haute adhérence obtenues par laminage à chaud d'un acier naturellement dur,
- ✓ Fils à haute adhérence obtenus par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par tréfilés et/ou laminage à froid,
- ✓ Treillis soudés formés par assemblages de barres ou de fils, lisses ou à haute adhérence.

Les aciers utilisés sont caractérisés par leur limite d'élasticité garantie f_e . D'après l'état de surface des armatures du béton armé et leurs nuances on distingue :

- Les aciers ronds lisses (RL) :

$$\text{FeE215} \qquad \qquad \qquad f_e = 215 \text{ MPa}$$

$$\text{FeE235} \qquad \qquad \qquad f_e = 235 \text{ MPa}$$

- Les aciers à haute adhérence (HA) :

$$\text{FeE400} \qquad \qquad \qquad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{FEe500} \qquad \qquad \qquad f_e = 500 \text{ MPa}$$

Les aciers utilisés pour le ferrailage de cet ouvrage sont les aciers à haute adhérence (H.A) FeE400.

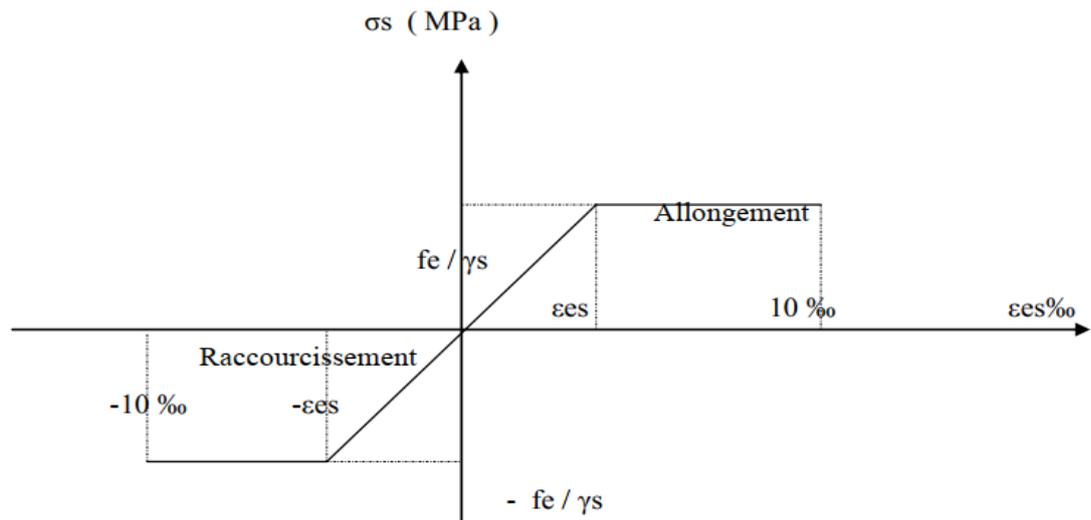


Figure I-8 : Diagramme contrainte déformation acier.

I.4.11. Module d'élasticité longitudinal :

Pour les vérifications aux états limites, le module d'élasticité longitudinal est pratiquement constant et est pris égal à $E_s = 200\,000$ MPa quelque soit la nuance de l'acier choisit.

I.4.12. Contraintes limites d'élasticité à la traction :

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{où : } g_s = 1.15 \text{ (combinaison fondamentale)}$$

$$g_s = 1 \text{ (combinaison accidentelle)}$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

- **Fissuration peu nuisible :** pour cette fissuration, on ne fait pas de vérifications particulières.

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- ✓ **Fissuration préjudiciable :** La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries, à des condensations ou peuvent être alternativement noyés ou immergés en eau douce.

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$$

$$\eta = 1 \quad \text{aciers lisses}$$

$$\eta = 1,6 \quad \text{aciers HA avec } d > 6 \text{ mm}$$

$$\eta = 1,3 \quad \text{acier HA avec } d < 6 \text{ mm}$$

- ✓ **Fissuration très préjudiciable** : La fissuration est considérée comme étant très préjudiciable lorsque les éléments sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, atmosphère marine telle qu'embruns et brouillards salins, eau très pure, gaz ou sol particulièrement corrosifs) ou lorsque les éléments doivent assurer une étanchéité.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{f_e}{2}, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$$

I.4.13. Diagramme contrainte-déformation de l'acier:

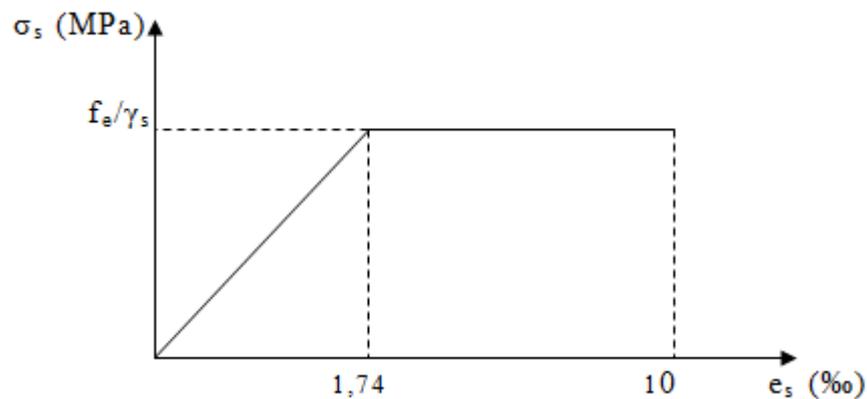


Figure I-9 : Diagramme contrainte- déformation de l'acier à l'ELU

I.4.14. Ferrailage minimal :

Compression simple $\rightarrow A_{\min} = \max (4.U ; B/1000) \text{ cm}^2$

Traction simple $\rightarrow A_{\min} \geq B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$ (condition de non fragilité)

Flexion simple $\rightarrow A_{\min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$

I.4.15. Combinaison d'action :

G : charge permanente qui est constante dans le temps.

Q : charge d'exploitation qui peut varier dans le temps.

a) ELU :

✓ **Situation durable et transitoire (S.D.T) :**

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \sum 1,3 \psi_{0i} Q_i$$

✓ **Situation accidentelle (S.A) :**

$$G_{\max} + G_{\min} + FA + \psi_{1i} \cdot Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_i$$

avec :

G_{\max} : Action permanente défavorable ;

G_{\min} : Action permanente favorable ;

Q_1 : Action variable de base ;

Q_i : Action variable d'accompagnement ;

FA : Action accidentelle ;

ψ_{0i} : coefficient de valeur de combinaison.

ψ_{1i} : coefficient de valeur fréquente.

ψ_{2i} : coefficient de valeur quasi-permanente.

γ_{Q1} : 1,5 en général ; g_{Q1} = 1,35 pour l'effet de la température.

b) ELS :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + S \psi_{0i} Q_i$$

I.5. Hypothèses de calcul :

I.5.1- Etats limites :

I.5.1.A. Définition des états limites : (BAEL 91, Art. A-12) :

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.

On distingue deux catégories d'états limites :

I.5.1.A.1-Les états limites ultimes ELU :

Ils correspondent à la limite soit de :

- ✓ L'équilibre statique.
- ✓ La stabilité de la forme (flambement).
- ✓ La résistance de l'un des matériaux (rupture), ceci conduit à la ruine de l'ouvrage.

I.5.1.A.2-Les états limites de service ELS

Les vérifications à effectuer dans le cas des états limites de service portent sur :

- La contrainte maximale de compression du béton.
- La fissuration du béton.
- La déformation des éléments

I.5.2- Le béton :

Le béton est un matériau obtenu en mélangeant d'une manière homogène et dans certaines proportions :

- Du ciment (liant)
- Des agrégats (sables, gravier)
- De l'eau de gâchage et éventuellement des produits d'addition (les adjuvants)

Le béton utilisé est dosé à 350 kg/m^3 en ciment, les proportions courantes d' 1m^3 de béton sont les suivantes :

- 800 l de gravillons (diamètre : $5 \leq \phi \leq 20\text{mm}$).
- 400 l de sable (diamètre : $d \leq 5\text{mm}$).
- 350 kg de ciment Portland artificiel (CPA)
- 175 l d'eau

a- Résistance caractéristique du béton a la compression (BAEL 91, Art. 2-1-11)

Pour l'établissement des projets dans les cas courants, le béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée) notée « f_{c28} ».

Dans notre projet nous considérons que le contrôle pourrait ne pas être régulier et donc nous fixons :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

La résistance caractéristique à la compression à « j » jour est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,75 + 0,83 j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} < 40 \text{ MPa} \\ j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95 j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \\ j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28} = 22 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

b- Résistance caractéristique à la traction : (BAEL 91, Art. A-5-2-11) :

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la traction à « j » jours d'âge notée « f_{tj} » est déduite de celle de la compression par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} < 40 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 1,92 \text{ MPa}$$

c-Module de déformation du béton :**• C-1 - Module de déformation longitudinale du béton : (BAEL 91, Art. A-2-2-2)**

Le module de déformation « E_{ij} » à l'âge de « j » jours est en fonction de la durée d'application des charges.

On distingue :

Sous charges d'une courte durée (< 24 heures).

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \Rightarrow \quad E_{ij} = 30822,43 \text{ MPa}$$

Sous charges d'une longue durée :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = \frac{E_{ij}}{3} \quad \Rightarrow \quad E_{vj} = 10274,14 \text{ MPa}$$

• C.2- Module de déformation transversale :

La valeur du module de déformation transversale est donnée par :

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

ν : Coefficient de Poisson donné par l'article **A.2.1.3 du CBA93** :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \quad \text{Pour le calcul des sollicitations.} \\ \nu = 0,2 \quad \text{Pour le calcul des déformations.} \end{array} \right.$$

I.5.3- Contraintes limites :**a) Etat limite ultime (ELU) :**

Le diagramme déformations ε_{bc} , contraintes σ_{bc} du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole-rectangle ».

La contrainte limite ultime est donnée par :

$$f_{bu} = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Le coefficient γ_b vaut :

1,5 : en situation durable et transitoire 1,15 : en situation accidentelle

$$\text{Pour : } f_{c28} = 22 \text{ MPa} \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = 12.47 \text{ MPa} \quad \text{en SDT} \\ f_{bu} = 16.26 \text{ MPa} \quad \text{en SA} \end{array} \right.$$

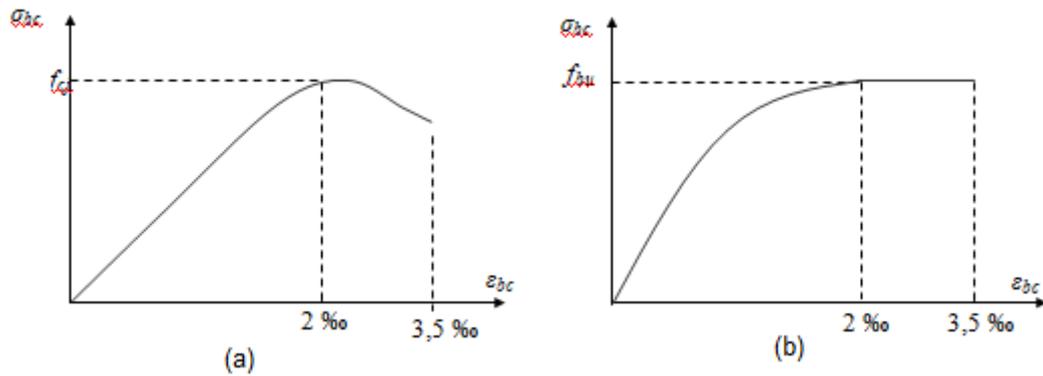


Figure I-10 : Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELU
 (a) déformation réel (b) déformation de calcul.
 (b)

b) Etat limite de service (ELS)

Le comportement du béton est considéré comme linéairement élastique, donc le diagramme contrainte-déformation à l'ELS est une droite schématisée ci-dessous

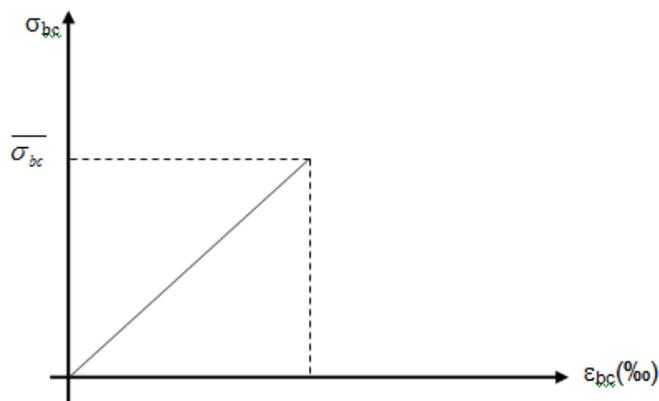


Figure I-11 : Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELS

La contrainte limite de service de compression du béton notée $\overline{\sigma}_{bc}$:

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 13,2 \text{ MPa}$$

c) Contrainte de Cisaillement : (article A.5.1.2.1 du CBA93) :

La contrainte de cisaillement ultime ($\overline{\tau}_u$) pour les armatures droites ($\alpha = 90^\circ$), est donnée par les expressions suivantes :

- **Dans le cas d'une fissuration peu nuisible :**

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\Rightarrow \overline{\tau_u} = 2,93 \text{ MPa.}$$

- **Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable:**

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right).$$

$$\Rightarrow \overline{\tau_u} = 2,20 \text{ MPa.}$$

2) Les aciers : (article A.2.2 du CBA93) :

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie désignée par : f_e .

On utilise :

Des aciers de haute adhérence (HA) de nuance Fe E 40, caractérisés par leur limite élastique $f_e = 400 \text{ MPa}$.

Des aciers ronds lisses (RL) de nuance Fe E 24, caractérisés par leur limite élastique $f_e = 235 \text{ MPa}$.

Contraintes limites :

- a) Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation

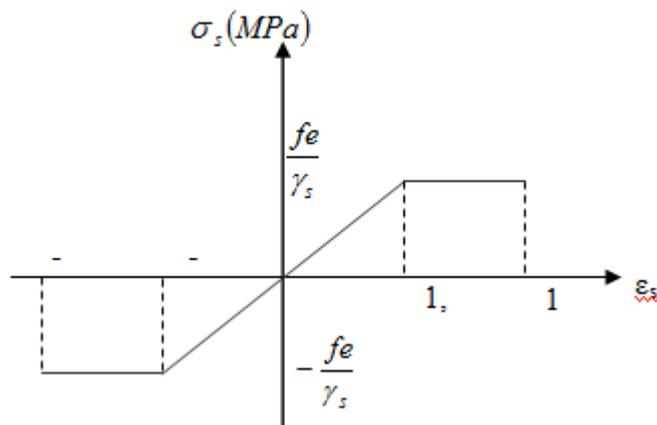


Figure I-12: Diagramme contraintes déformation de l'acier

Le module d'élasticité « E_s » est défini par la pente de la droite passant par l'origine et est pris égale à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa.}$$

$$\text{Avec} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = f_e / \gamma_s \text{ Mpa.} \\ \varepsilon_{es} = \sigma_s / E_s \\ E_s = 200.000 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

γ_s : coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \quad \text{SDT} \\ \gamma_s = 1 \quad \quad \text{SAcc} \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \begin{cases} \frac{f_e}{\gamma_s} ; \text{pour : } \varepsilon_s > 1,74\text{‰} \\ E_s \times \varepsilon_s ; \text{pour : } \varepsilon_s \leq 1,74\text{‰} \end{cases}$$

b) Etat limite de service :

$$\bar{\sigma}_s = \begin{cases} \frac{f_e}{\gamma_s} : \text{en fissuration peu nuisible.} \\ \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) ; \text{en fissuration préjudiciable.} \\ \min\left(\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) ; \text{en fissuration très préjudiciable.} \end{cases}$$

η : Coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour les aciers "RL" .} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les aciers "HA" .} \end{array} \right.$$

D'où:

$$\bar{\sigma}_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa en F.P.N.} \\ 192,8 \text{ MPa en F.P.} \\ 157,74 \text{ MPa en F.T.P.} \end{cases}$$

1.5.4 Sollicitation du calcul

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « E.L.U.R »

Pour les situations durables : $P_1 = 1,35 G + 1,5 Q.$

Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$$\left\{ \begin{array}{l} P_2 = G + Q \quad E. \\ P_3 = G + Q \quad 1,2 E. \\ P_4 = 0,8 G \quad E. \end{array} \right.$$

Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance « E.L.U.S »

$$P_5 = G + Q.$$

Avec :

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : L'effort de séisme.

I.5.5- Hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le diagramme contrainte-déformation du béton est parabole-rectangle (ELU).
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Les déformations des sections sont limitées à $\varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$ en flexion et $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression simple.
- L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$.

Règle des trois pivots (B.A.E.L91 modifié99) :

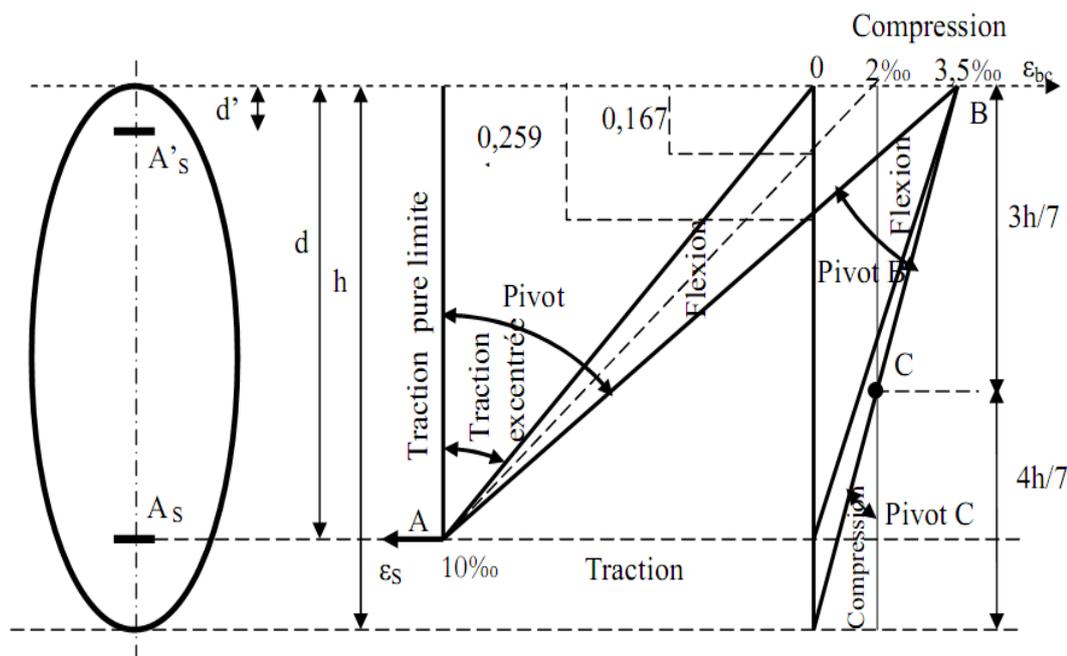


Figure 0-12 : Règle des trois pivots, Diagramme des déformations de la section :

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir:

- Par écrasement du béton comprimé ;
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue ;
- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier ;
- La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Tableau I-1: Les déformations limitent du pivot.

Pivot	Déformation limites du pivot		Domaine
A	10 ‰	Allongement unitaire de l'acier	1
B	3.5 ‰	Raccourcissement unitaire du béton	2
C	2 ‰	Raccourcissement unitaire du béton	3

- Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté :

- La forme et les dimensions des éléments du bâtiment R+5.
- Caractéristique des matériaux (béton, acier)
- Catégorie de la construction du bâtiment
- La méthode du calcul.

Chapitre II

**Pré dimensionnement et
évaluation des charges**

Introduction

Il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, avant d'entamer tout calcul. Pour cela le "RPA 99 Version 2003" et le "BAEL 91 Modifié 99" mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

Les planchers

Ce sont des éléments horizontaux, leur rôle essentiel est de transmettre les efforts ou les surcharges verticales aux éléments porteurs (poutres, poteaux, voiles) et ils jouent aussi le rôle d'isolant phonique ; acoustique ; thermique ; coupe feu et étanchéité ; ils résultent d'une combinaison de dalles, de poutrelles et poutres qui nous donne plusieurs types de planchers.

- Plancher à corps creux.
- Plancher dalle.
- Plancher mixte.
- En vue de la hauteur considérable de notre bâtiment ainsi que son implantation, le plancher le plus approprié pour notre structure est le Plancher à corps creux.



Figure II- 1 : Dalle à hourdis et poutrelles.

-Corps creux: c'est un coffrage perdu permet d'augmenter les qualités d'isolation du plancher, il n'a aucune fonction de résistance.

-Poutrelles: ces sont des éléments porteurs du plancher, reposent à leurs extrémités sur des poutres principales ou des voiles.

-Dalle de compression: est une dalle en béton coulée en place sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis

soudé. La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure le report des charges en direction des poutrelles.

-Treillis soudé : L'utilisation de treillis soudés constitue une solution élégante et économique pour l'armature de tous ces types de hourdis.

-Condition de rigidité

Le plancher en corps creux est pré dimensionné en fonction de la condition de la flèche (rigidité) :

$$H \geq L / 22,50 \quad L : \text{portée poutrelle en cm}$$

On a $L = 490 \text{ cm}$

$$H \geq 490 / 22,50$$

$$H \geq 21.77 \text{ cm}$$

Donc on prend un plancher de type (16 + 4) cm

*16 cm : corps creux. * 04 cm : dalle de compression.

Les voiles

Le voile est un élément vertical porteur linéaire ou non en béton armé, l'une de ses dimensions est plus petite que les deux autres. Il est caractérisé par son épaisseur « a », donnée par les perspectives du RPA 2003 : $a_{\min} = 15\text{cm}$

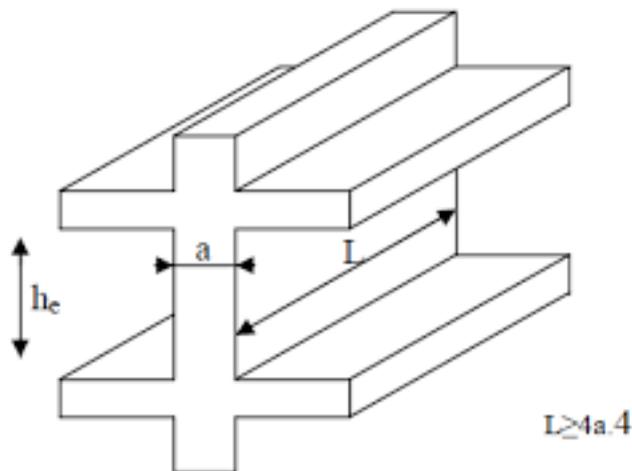


Figure II- 2 : voile vue en 3 D.

◆ **Voile de contreventement:**

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué ci-dessous :

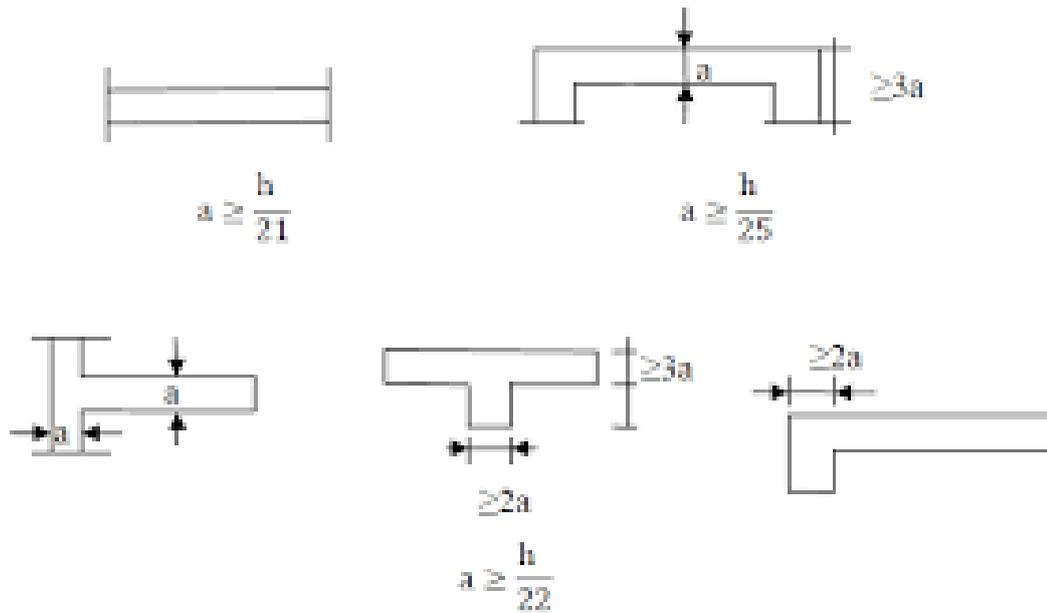


Figure II- 3 : Types des voiles .

$$a \geq \max (h_e/25 , h_e/22) .$$

$$h_e = 3.06 - 0.40 = 2.66 \text{ m} .$$

$$a \geq \max (0.106,0.120) . \Rightarrow a \geq 14.5\text{cm} . \text{ donc } a=15 \text{ cm} .$$

▪ **Vérification de l'épaisseur du voile :**

Afin de justifier l'épaisseur des voiles, on compare la somme des flèches au sommet induites par les forces sismiques revenant aux différents niveaux à la flèche maximale admissible au sommet de la structure.

Nous commencerons donc par calculer les forces sismiques en utilisant la méthode statique équivalente :

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

◆ **Conditions d'application :**

Dans le cas de notre bâtiment, les conditions de régularisation ne sont pas satisfaites, nous n'utiliserons donc cette condition qu'à titre indicatif.

Les escaliers :

Le rôle principal d'un escalier est la circulation verticale des usagers entre les niveaux en toute sécurité et confort, le choix du type d'escalier doit obéir à une esthétique et à certaines règles pour faciliter la conception et l'utilisation.

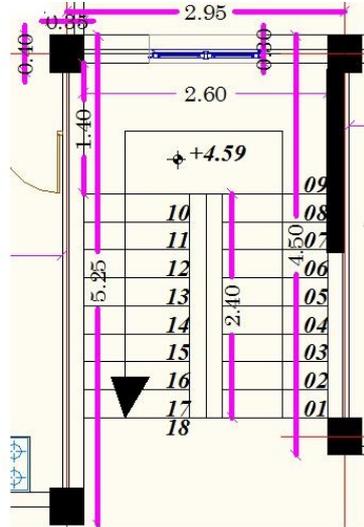


Figure II-4 : vue en plan les escaliers.

Les escaliers sont simples à deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

D'après la formule de BLONDEL : $59 \leq g+2h \leq 64$

$tg\alpha = h/g$ avec : h = hauteur de la marche.

g = giron de la marche.

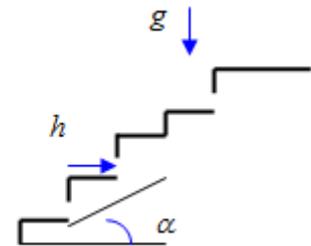


Figure II-5 : marche et contre marche des escaliers.

La hauteur de l'étage courant = 3.06m, d'où :

- Le nombre de contre marche = 18.
- La hauteur de la marche h = 17cm.

$$59 \leq g + 2(17) \leq 64$$

$$25 \leq g \leq 30$$

Soit : g = 30cm

$$tg\alpha = h / g = 17/30 = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ \quad \text{En prenant : } n = 9 \Rightarrow h = (h_{ec} / 2) / n$$

$$h = 153 / 9$$

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

Nous avons donc: **h = 17cm.**

$$g = 30\text{cm.}$$

$$\alpha = 29.54^\circ.$$

♦ **Epaisseur de la paillasse :**

La paillasse est considérée comme une dalle sur deux appuis simples, inclinée, d'épaisseur « e ».

$$\text{Telle que : } \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{25}$$

$$L = 1,4 + \sqrt{(2.4 \times 2.4) + (1.53 \times 1.53)} = 4.25\text{m}$$

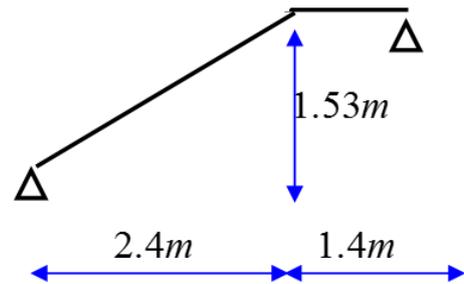


Figure II-6 : forme La paillasse.

$$e_1 = 425 / 25 = 17\text{cm.}$$

$$e_2 = 425 / 30 = 14.16. \quad \Rightarrow \quad e = (e_1 + e_2) / 2$$

$$\text{d'où: } e = (16 + 13) / 2$$

$$e = 15.58\text{cm.} \quad \text{soit : } e = 16 \text{ cm}$$

Evaluation des charges et des surcharges

1- Plancher terrasse inaccessible

- ✿ Poids propre de la dalle (e = 16+4 cm)..... 280 Kg/m².
- ✿ Protection gravillon (e = 4cm)..... 20 × 4 = 80 Kg/m².
- ✿ Béton de pente (e = 12cm)..... 2200 × 0.12 = 264 Kg/m².
- ✿ Liège (e = 4cm)..... 1.6 Kg/m².
- ✿ Enduit en plâtre (e = 3cm)..... 10 × 3 = 30 Kg/m².
- ✿ Etanchéité (e = 2cm)..... 12 Kg/m².

$$\Rightarrow \text{Charges permanentes : } G_{\text{Terrasse}} = 667.6 \text{ kg/m}^2 = 6.67 \text{ KN/m}^2.$$

$$\Rightarrow \text{Surcharges d'exploitations : } Q_{\text{Terrasse}} = 100 \text{ kg/m}^2 = 1 \text{ KN/m}^2$$

2-L'acrotère

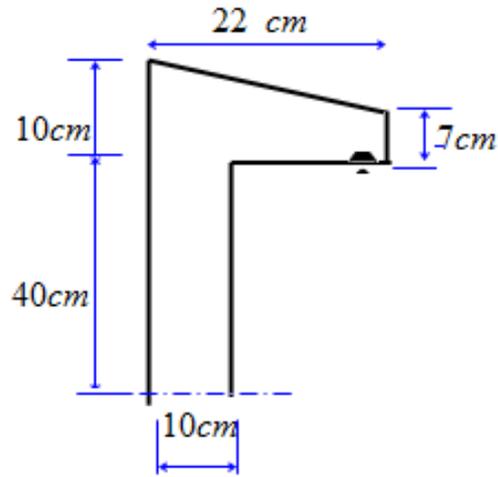


Figure II-7: coupe AA élément Acrotère.

$$S_{acr} = 0,1 \cdot 0,4 + (0,1 + 0,07) \cdot 0,22 / 2.$$

$$S_{acr} = 0,0587 \text{ m}^2.$$

$$G_{acr} = 0,0587 \cdot 2500.$$

$$G_{acr} = 146,75 \text{ kg/ml} = 1.47 \text{ KN/m}^2.$$

3-Plancher étage courant et RDC

- ✿ Poids propre du plancher (e = 16+4cm)..280 Kg/m².
- ✿ Lit de sable 51 Kg/m².
- ✿ Chape..... 40 Kg/m².
- ✿ Revêtement carrelage granito..... 44 Kg/m².
- ✿ Enduit en plâtre..... 30 Kg/m².
- ✿ Cloisons de distribution..... 100 Kg/m².

⇒ Charges permanentes : $G_{ec} = 545 \text{ kg/m}^2 = 5.45 \text{ KN/m}^2.$

⇒ Surcharges d'exploitations : $Q_{ec} = 150 \text{ kg/m}^2 = 1.5 \text{ KN/m}^2.$

Maçonnerie :

◆ Murs extérieurs

- ✿ Enduit ciment (0.03 × 1800) = 54 kg/m².
- ✿ Brique creuse (0.15 × 900) = 135 kg/m².
- ✿ Brique creuse (0.10 × 900) = 90 kg/m².
- ✿ Enduit plâtre (0.02 × 1000) = 20 kg/m².

⇒ $G_{Maç, ext} = 299 \text{ kg/m}^2 = 2.99 \text{ KN/m}^2.$

◆ Murs intérieurs

✿ Brique creuse $(0.10 \times 900) = 90 \text{ kg/m}^2$.

✿ Enduit plâtre $(0.02 \times 1000) = 20 \text{ kg/m}^2$.

⇒ $G_{\text{Maç, int}} = 110 \text{ kg/m}^2 = 1.10 \text{ KN/m}^2$.

Escaliers :

◆ **Volée :**

✿ Poids propre de la volée $[(0.15 \times 2500) / \cos 29.54] = 431 \text{ Kg/m}^2$.

✿ Poids propre des marches $[(0.17 \times 2200)/2] = 187 \text{ Kg/m}^2$.

✿ Chape..... 40 Kg/m^2 .

✿ Revêtement carrelage granito..... 44 Kg/m^2 .

✿ Enduit ciment..... 36 Kg/m^2 .

⇒ Charges permanentes : $G_{\text{Volée}} = 738 \text{ kg/m}^2 = 7.38 \text{ KN/m}^2$.

⇒ Surcharges d'exploitations : $Q_{\text{Volée}} = 250 \text{ kg/m}^2 = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

◆ **Palier :**

✿ Poids propre du palier $(0.15 \times 2500) = 375 \text{ Kg/m}^2$.

✿ Lit de sable 51 Kg/m^2 .

✿ Chape..... 40 Kg/m^2 .

✿ Revêtement carrelage granito..... 44 Kg/m^2 .

✿ Enduit ciment..... 36 Kg/m^2 .

⇒ Charges permanentes : $G_{\text{Palier}} = 546 \text{ kg/m}^2 = 5.46 \text{ KN/m}^2$.

⇒ Surcharges d'exploitations : $Q_{\text{Palier}} = 250 \text{ kg/m}^2 = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

Balcon :

✿ Poids propre de la dalle $(0.16 \times 2500) = 400 \text{ Kg/m}^2$.

✿ Lit de sable..... 51 Kg/m^2 .

✿ Chape..... 40 Kg/m^2 .

✿ Revêtement carrelage granito..... 44 Kg/m^2 .

✿ Enduit ciment..... 54 Kg/m^2 .

✿ Cloisons de répartition..... 100 Kg/m^2 .

⇒ Charges permanentes : $G_{\text{Balcon}} = 689 \text{ kg/m}^2 = 6.89 \text{ KN/m}^2$.

⇒ Surcharges d'exploitations : $Q_{\text{Balcon}} = 350 \text{ kg/m}^2 = 3.5 \text{ KN/m}^2$

◆ **Garde corps**

Il est prévu en brique creuse d'épaisseur $e = 0.1 \text{ m}$, sa hauteur est de 1.1 m .

$G_{\text{gc}} = 900 \times 0.1 + 0.03 \times 1800 \times 2$.

$$\Rightarrow G_{gc} = 198 \text{ kg/m}^2 = 1.98 \text{ KN/m}^2.$$

◆ **Voiles**

- ◆ Poids propre du voile $(0.15 \times 2500) = 375 \text{ Kg/m}^2$.
- ◆ Enduit ciment $(0.03 \times 1800) = 54 \text{ kg/m}^2$.
- ◆ Enduit plâtre $(0.02 \times 1000) = 20 \text{ kg/m}^2$.

$$\Rightarrow G_{\text{voile}} = 449 \text{ kg/m}^2 = 4.49 \text{ KN/m}^2.$$

4. Charges d'exploitation

Les charges d'exploitation ou surcharges sont celles qui résultent de l'usage des locaux. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes pour un mode normal d'occupation.

II.4.2.1. Loi de dégression des charges d'exploitations

Puisque il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages, qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q de bas vers le haut.

Sous terrasse Q_0 ;

Sous étage 1 $Q_0 + Q_1$;

Sous étage 2 $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$;

Sous étage 3 $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$;

Sous étage 4 $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$;

Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Pour $n \geq 5$

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment et $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les surcharges d'exploitation relatives aux planchers 1, 2, ..., n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d'exploitation suivantes :

Valeur des charges d'exploitations :

Tableau II- 1 : Valeur charges d'exploitations.

Valeur charges d'exploitations	La charge Q.	
	(kg/m ²)	KN/m ²
5ième étage, q ₀	100	1
4ième étage, q ₀ +q ₁	150	1.5
3ième étage, q ₀ +0,95*(q ₁ +q ₂)	195	1.95
2ième étage, q ₀ +0,90*(q ₁ +q ₂ +q ₃)	235	2.35
1 ^{er} étage, q ₀ +0,85*(q ₁ +q ₂ +q ₃ +q ₄)	270	2.7
étage RDC, q ₀ +0,80*(q ₁ +q ₂ +q ₃ +q ₄ +q ₅)	300	3

Pré dimensionnement des poutres

Nous avons deux types des poutres :

Poutre principale : $L_{max} = 5,20$ m .

Poutre chainages : $L_{max} = 4,95$ m.

1-Poutre principale

D'après le **BAEL 91 modifié 99** ; on a les deux conditions suivantes :

- $L/15 \leq h \leq L/10$

Avec : h = hauteur de la poutre.

L = portée maximale entre nus.

$$520/15 \leq h \leq 520/10$$

$$34.67 \leq h \leq 52$$

⇒ **h=40cm.**

- $0.3h \leq b \leq 0.8h$

Avec : h = hauteur de la section.

b = largeur de la section.

$$0.3 (40) \leq b \leq 0.8 (40)$$

$$12 \leq b \leq 32$$

⇒ **b = 30cm.**

- **Vérification selon le RPA 99 version 2003 (Zone II) → article 7.5.1**

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

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

$$h/b \leq 4.$$

Donc les dimensions des poutres dans les deux sens et pour tous les niveaux sont :

$$\mathbf{h = 40cm.}$$

$$\mathbf{b = 30cm.}$$

2.Poutres chaînage

Les poutres chaînage. Elles relient les portiques pour ne pas basculer.

D'après le R.P.A 99(version 2003) :

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{b} = 1 \leq 4$$

$$b_{\max} \leq (1,5 \times 30 + 30) = 75 \text{ cm.}$$

Donc on prend la section des Les poutres chaînage. $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELU en considérant que ces derniers sont soumis uniquement à la compression simple centrée par un calcul sur descente des charges et des surcharges.

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

D'après l'article 7.4.2.1 du RPA99 version 2003, le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de 0.9 % (en zone II), d'où : $a / b = 0.9 \%$

D'après l'article B.8.4.1 du BAEL91, la section réduite des poteaux est donnée par la formule :

$$Br \geq \frac{1.35 \times B \times Nu}{0.009 f_e + 0.85 f_{c28}}$$

$$\text{Avec : } B = 1 + 0.163 (\lambda^2 / 1000)$$

$$\text{On fixe : } \lambda = 35 \quad \text{d'où : } B = 1.2$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad Br \geq 0.0652 Nu$$

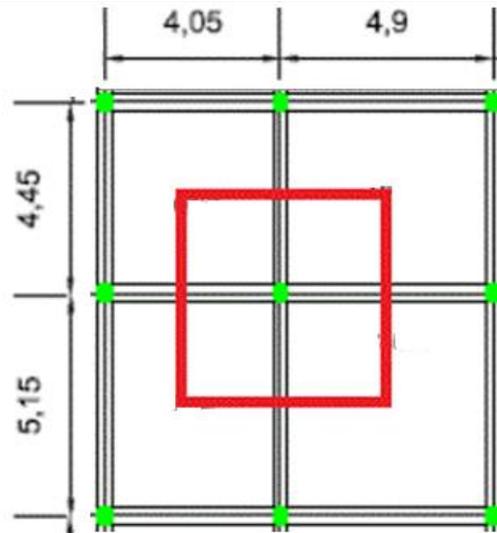


Figure II-8 : Le poteau le plus sollicité

■ **Condition RPA99 version 2003 : Zone IIA.**

$$\begin{cases} \text{Min} (b , h) \geq 30 \text{ cm} \\ \text{Min} (b , h) \geq h_e / 20 = (306-16) / 20 = 14.5 \text{ cm} \\ 1/4 \leq b/h \leq 4 \end{cases}$$

◆ **Dimensionnement des poteaux :**

On prend comme exemple de calcul les poteaux de RDC, d'où: $h_0 = 3,06\text{m}$.

Donc: $L_f = 0,7 h_0 = 0,7 \times 3,06 \Rightarrow L_f = 2,14 \text{ m}$.

Poteau le plus sollicité

au figure suivante d'où la surface hachure c'est elle supporte par le poteau pour toute étages.

a) Surface reprise par poteau à chaque étage

La surface du plancher offerte au poteau : $S = 4,47 \times 4,80 = 21.46 \text{ m}^2$

b) Effort normal ultime due à chaque niveau N_u

c) Les efforts de compression due aux charges permanentes N_G

1) Poids propre des plancher terrasse

$G_{\text{terrasse}} = 667.6 \times 21.46 = 14326.7 \text{ Kg} = 143.27 \text{ KN}$.

2) Poids propre des planchers étages courants et de plancher RDC

$G = 554 \times 21.46 = 11888.84 \text{ Kg} = 118.89 \text{ KN}$.

3) Poids propre des poutres principales

$$G_{p,\text{principale}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$$

$G = 25 \times 30 \times 40 \times 4.80 = 14.40 \text{ KN}$.

4) Poids propre des poutres secondaires

$$G_{p,\text{secondaire}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$$

$$G=25 \times 30 \times 40 \times 4.47 = 13.41 \text{ KN.}$$

5) Poids propre total

$$G_{\text{total}} = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{RDC, E courants}} \times n + (G_{\text{p.principale}} + G_{\text{p.secondaire}}) \times (n).$$

Avec : n c'est le nombre de planchers d'étages courants; n=5.

$$G_t = 143.27 + 118.89 + 118.89 \times 5 = 856.61 \text{ KN.}$$

d) Les efforts de compression du aux charges d'exploitation N_Q

$$Q_{\text{total}} = Q \times S = 21.47 \times 3 = 64.41 \text{ KN.}$$

On doit majorer les efforts de 10 %

$$N_G = 1.1 \times 856.61 = 942.27 \text{ KN.}$$

$$N_Q = 1.1 \times 64.41 = 70.85 \text{ KN.}$$

$$N_u = 1.35 \times 942.27 + 1.1 \times 70.85 = 1377.27 \text{ KN.}$$

$$N_u = 1377.27 \text{ KN.}$$

e) Détermination de a

$$B = b \cdot a$$

$$I = \frac{b \cdot a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214}{0,289 \cdot 50} = 14,81 \text{ cm}$$

On prend : a = 40cm.

$$\lambda = 0,7 \times \frac{L_0}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{214}{(0,289 \times 40)} = 18,51 < 50$$

$\lambda = 18,51 < 50$. (Condition vérifiée).

f) Détermination de B:

Selon les règles du B.A.E.L91, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \alpha \cdot \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (40 - 2)(b - 2) = 38 \times (b - 2) \text{ cm}$$

Selon « RPA 99 version 2003 » $A_s = 0,8\% B_r$. (Zone IIa).

$$A_s = 0,8\% [38(b - 2)] = 0,304(b - 2) \text{ cm}^2$$

$$\lambda = 18,51 < 50$$

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} \right]$$

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2(18,51/35)^2} \right]$$

$$\alpha = 0,80$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; F_e = 400\text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15.$$

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$N_u \leq 0,80 \times \left[\frac{38 \times (b - 2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,304 \times (b - 2) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 14,16\text{cm}.$$

Donc on prend $b = 35\text{ cm}$

D'après le R.P.A 99(version 2003)

$$\min(a, b) = 40\text{ cm} \geq 25\text{ cm}..(\text{Condition Vérifiée}) .$$

$$\min(a, b) = 40\text{ cm} \geq \frac{3,06}{20} = 15,3\text{ cm}..(\text{Condition Vérifiée}).$$

$$1/4 < \frac{a}{b} = 1.14 < 4..(\text{Condition Vérifiée}).$$

Donc : $a = 40\text{cm}$.et $b = 35\text{ cm}$.

Surface de la section du béton

$$B = a \times b = 0.40 \times 0.35 = 0.14\text{ m}^2. \text{ Et } B_r = (a - 2)(b - 2) = 0.38 \times 0.33 = 0.1254\text{ m}^2.$$

Conclusion :

Tableau II -2 : récapitulatif propriété les éléments de la structure bâtiment R+5.

Désigné	Propriété
Plancher (lourdé + poutrelle)	Epaisseur verticale $Epl=16+4=20$ cm
Les Poutres principales	La largeur $b=30$ cm. La hauteur $h=40$ cm.
Les Poutres chinages	La largeur $b=30$ cm. La hauteur $h=30$ cm.
Les Poteaux	$A=40$ cm. $B=35$ cm
Les Voiles	Epaisseur $a =15$ cm.
L'Acrotère	Hauteur $H=50$ cm.
Les Escalier	Hauteur $H=16$ cm.

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

Les escaliers :

Le ferrailage des escaliers se fait à l'ELU en flexion simple (fissuration peu nuisible). Dans notre structure on a un seul type d'escalier :

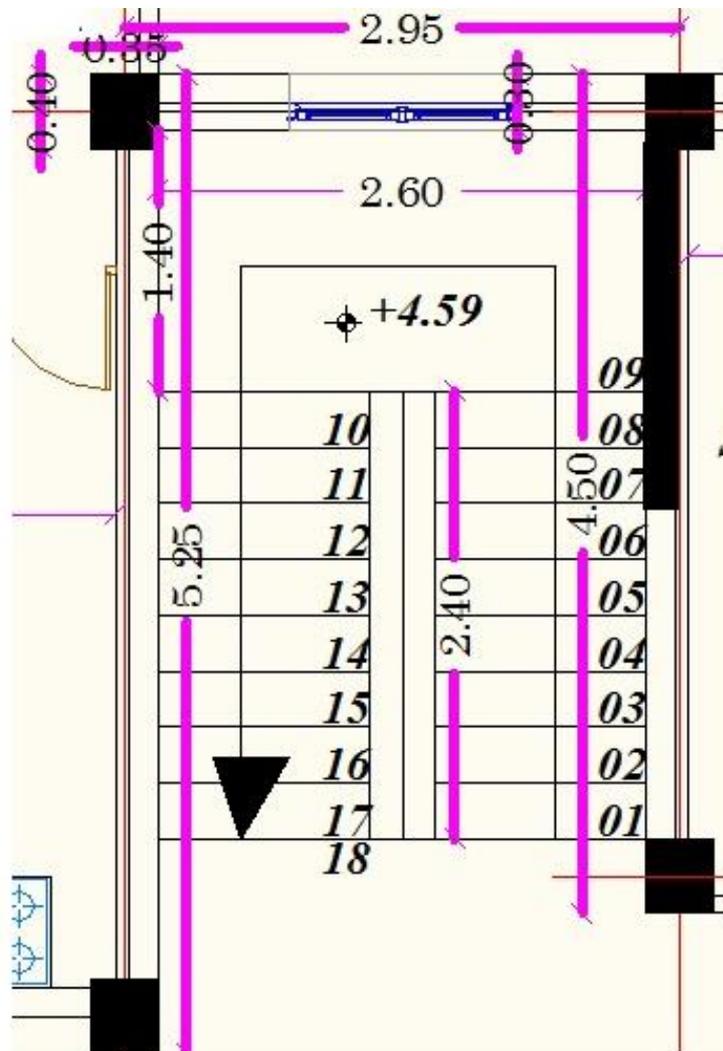


Figure III-1 :Vue en plan escalier.

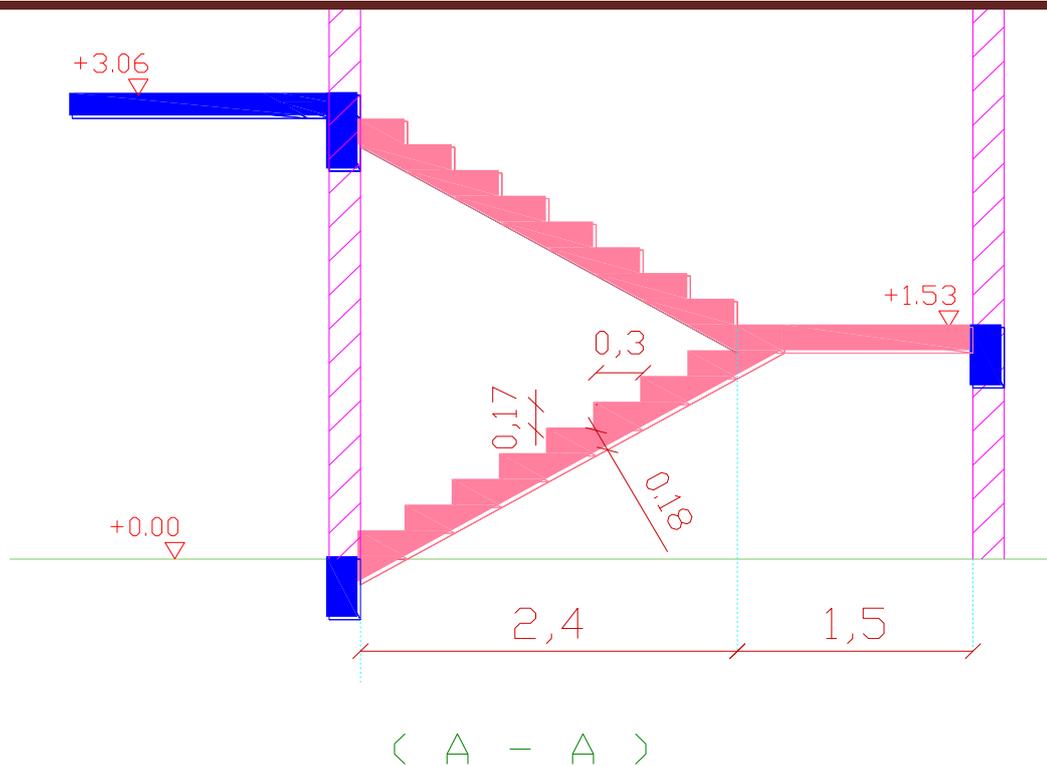


Figure III-2 : Coupe AA Escalier.

a. Ferrailage de l'escalier :

1. Chargement :

$$\begin{cases} G_v = 924,23 \text{ Kg/m}^2. \\ G_p = 621 \text{ kg/m}^2. \\ Q = 250 \text{ kg/m}^2. \end{cases}$$

2. Combinaison de calcul :

$$G_{vu} = 1,35G_v + 1,5Q = 1622,711 \text{ Kg/ml.}$$

$$G_{pu} = 1,35G_p + 1,5Q = 1213,35 \text{ Kg/ml.}$$

3. Schéma statique et digrammes :

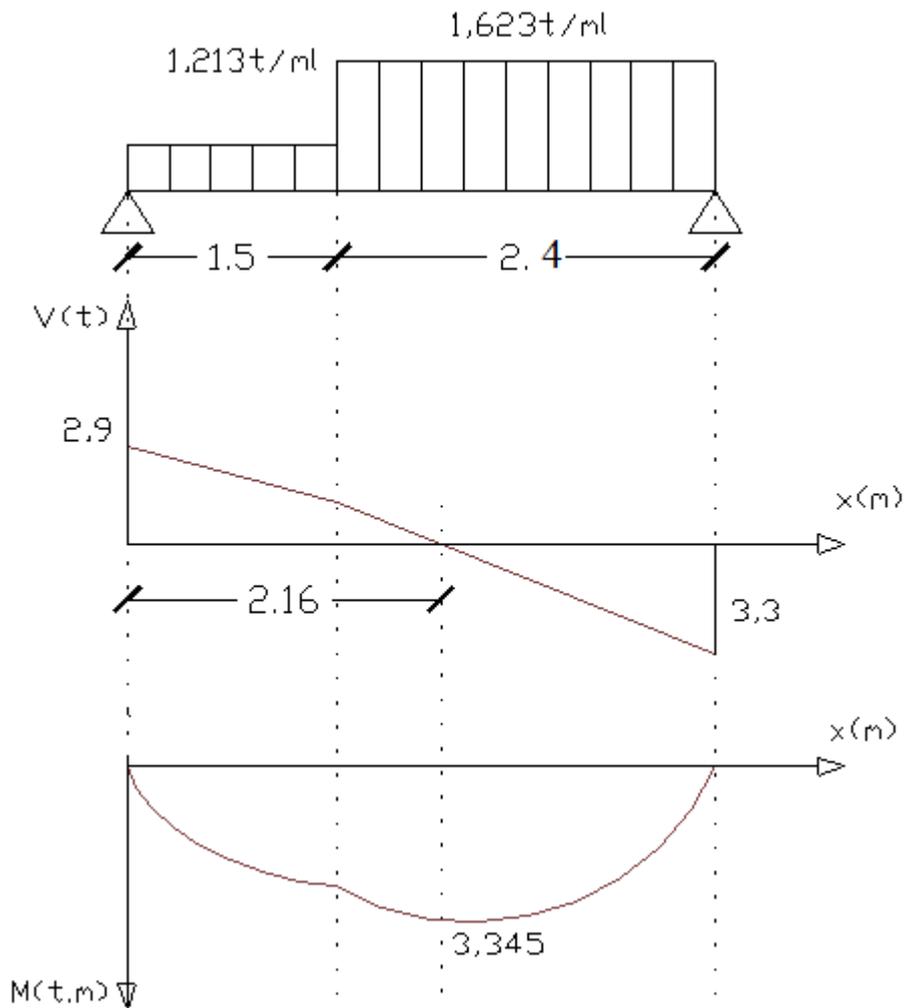


Figure III-3 : Digrammes des efforts tranchants et moments pour escalier

4. Calcul des efforts internes :

Le moment maximum correspond à l'abscisse (x) dont le quel on a l'effort tranchant est nul tel que : $T(x) = 0$ pour $x = 2,16 \text{ m} \Rightarrow M_{\max} = M(2,16) = 3,345 \text{ t.m.}$

$$\begin{cases} M_{\text{appui}} = 0,3 M_{\max} = 1,0035 \text{ t.m.} \\ M_{\text{travée}} = 0,8 M_{\max} = 2,8433 \text{ t.m.} \end{cases}$$

5. Ferrailage longitudinal :

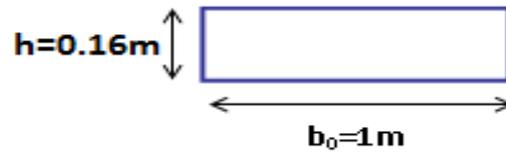


Figure III-4 : coupe verticale palier dans escalier.

✚ Donnés :

$$h=0.16\text{ m}, b=1\text{ m}, d=0.9h=0.144\text{ m}.$$

$$f_{c28}=22\text{ MPa}, f_{t28}=1.92\text{ MPa}, f_e=400\text{ MPa}, f_{bu}=12.47\text{ MPa}.$$

➤ Sur l'appuis :

$$\mu_{bu}=0.0307 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \text{pas d'armateur comprimé.}$$

$$\alpha = 0.039 ; z = 0.1595 ; A_s = 1.81 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

➤ En travée :

$$\mu_{bu}=0.0869 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \text{pas d'armateur comprimé.}$$

$$\alpha = 0.11381 ; z = 0.1547 ; A_s = 5.28 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

✚ Vérification :

$$\text{➤ } A_{\text{CNF}} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\text{CNF}} = 1.79 \text{ cm}^2.$$

$$\text{➤ } A_{\text{min}} = 0.8\% b h \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \Rightarrow A_{\text{min}} = 1.70 \text{ cm}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.50}{4.20} = 0.595.$$

6. Ferrailage transversal :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si :

- pas de reprise de bétonnage.
- $\bar{\tau} \leq \tau$.

Dans notre cas :

- pas de reprise de bétonnage.
- $\bar{\tau} = \frac{V_{\max}}{b_0 * d} = \frac{3,3}{1 \times 0,162} = 0,204 \text{ MN}$.

$$\bar{\tau} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 * 22}{1,5} = 1,03 \text{ MN}$$

$\bar{\tau} = 0,1603 \text{ MN} < \bar{\tau} = 1,03 \text{ MN} \Rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

7. Armature de répartition :

► **En travée :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,32 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Ferrailage adopté : 4T8 (S}_t = 25 \text{ cm)}.$$

► **Sur appuis :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,45 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Ferrailage adopté : 4T8 (S}_t = 25 \text{ cm)}.$$

8. Espacement maximal :

$$S_{\max} = \min (3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

✚ Tableau récapitulatif :

Tableau III-1 : ferrailage des escaliers.

	Travée	Appuis
A_s calculer (cm^2/ml)	5,28	1,81
A_{CNF} (cm^2/ml)	1,79	1,79
A_{min} (cm^2/ml)	1,70	1,70
Ferrailage choisit	5T12	4T8
S_t (cm)	20	30
A_r (cm^2)	2,46	0,89
Ferrailage de répartition	4T8	4T8

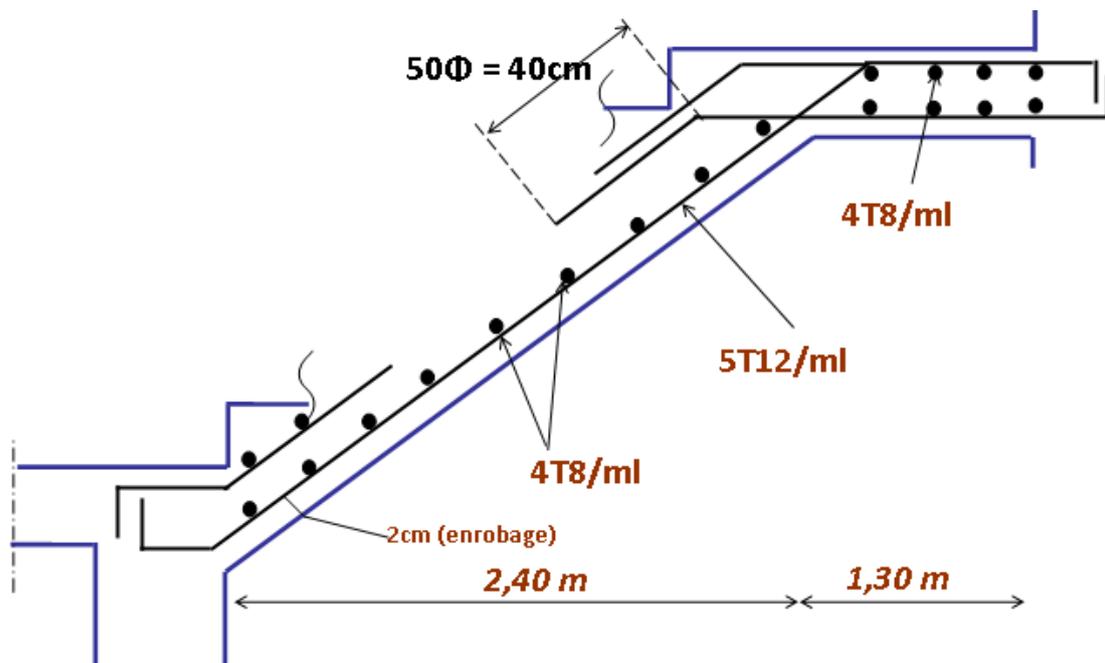


Figure III-5 : Croquis du ferrailage des escaliers.

III.2 Ferrailage de la poutre palière :

La Poutre palière prévue pour reprendre la réaction du palier de repos, elle est supposé comme étant simplement appuyées sur les poteaux de ses extrémités en prenant en compte la ventilation des moments aux appuis.

1. Coffrage :

Selon le BAEL 91, la hauteur de la poutre palière

$$\frac{l}{15} \leq h_p \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 18,00\text{cm} \leq h_p \leq 27,00\text{cm} \Rightarrow h_p = 30\text{cm. Avec } l = 2,7\text{m.}$$

l : portée de la poutre palière.

2. Ferrailage :

Le ferrailage se fait à l'ELU en flexion simple, sous fissuration peu nuisible.

✚ Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $G = 0.30^2 \times 2500 = 0,225\text{t/ml}$.
- Réaction du palier $R = 3,3\text{ t/ml}$.
- Poids propre maçonnerie : $G_{\text{maç}} = 1,13.254 = 0,287\text{ kg/ml}$

$$q_U = R + 1.35 (G + G_{\text{maç}}) = 3,99\text{t/ml.}$$

$$\begin{cases} M_{u_{\text{MAX}}} = \frac{q_U \times l^2}{8} \Rightarrow M_{u_{\text{MAX}}} = 3,636\text{t.m.} \\ V_{u_{\text{MAX}}} = \frac{q_U \times l}{2} \Rightarrow V_{u_{\text{MAX}}} = 5,386\text{t.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{\text{app}} = 0.3 M_{u_{\text{max}}} = 1,0908\text{t.m.} \\ M_t = 0.8 M_{u_{\text{max}}} = 2,909\text{t.m.} \end{cases}$$

✚ Donnés :

$$b_o = 0,3\text{m} ; d = 0.9h = 0,27\text{ m} ; h = 0,4\text{m.}$$

1. Armatures longitudinales :

➤ Sur appui :

$$\mu_{bu} = 0,04 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \text{pas d'armateur comprimé.}$$

$$\alpha = 0,051 ; z = 0,2645 ; A_s = 1,185\text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \mathbf{3T12.}$$

➤ **En travée :**

$\mu_{bu}=0,107 < 0,186 \Rightarrow$ pivot A \Rightarrow pas d'armature comprimé.

$\alpha = 0,142 ; z = 0,2645 ; A_s = 3,10 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \mathbf{3T12}$.

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{CNF} = 0,23 \frac{f_{t28} b_0 d}{f_e} \Rightarrow A_{CNF} = 0,89 \text{ cm}^2.$$

2. Armatures transversales :

$$\tau = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} = 0,665 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 22}{1,5} = 1,03 \text{ MN.}$$

$\tau = 0,1603 \text{ MN} < \bar{\tau} = 1,03 \text{ MN} \Rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Donc les armatures droites sont suffisantes.

3. Armatures d'âmes :

$$\phi_t \leq \min (\phi_{t \min} ; h/35 \text{ mm} ; b_0/10) = 8 \text{ mm}$$

On opte pour $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

4. Espacement des barres :

$$St \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times K \times f_{t28})} \Rightarrow St \leq \frac{0,9 \times 2,01 \times 10^{-4} \times 400}{1,15 \times 0,30 \times 0,665} = 31,54 \text{ cm.}$$

$K = 0$ pas de prise de bétonnage.

$$7 \text{ cm} \leq St \leq St_{\max} = \min (0,9d; 40\text{cm}) = 24,30 \text{ cm} \Rightarrow St = 20 \text{ cm.}$$

5. Condition de % min:

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \right)$$

$1,34 \geq 0,4 \text{ MPA} \Rightarrow$ vérifiée.

Conclusion : nous prenons $St = 20 \text{ cm}$.

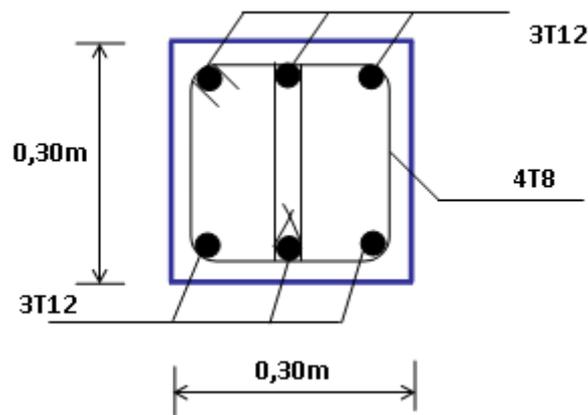


Figure III-6 : ferrailage de la poutre palière.

I. Le balcon :

✚ A-Evaluation des charges :

- Charge permanente : $g_b = 689 \text{ kg/ml}$.
- Charge d'exploitation : $Q_b = 350 \text{ kg/ml}$.
- Charge centrée (garde corps) : $R = 216 \text{ kg}$.

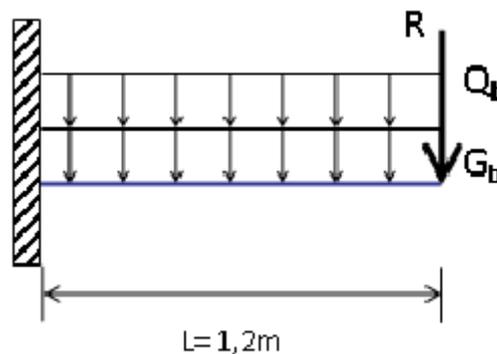


Figure III-7 : les charges appliquées sur le balcon.

✚ B-Hypothèses de calcul :

Ferrailage Le calcul se fera à l'ELU puis vérifié à l'ELS Remarque Les résultats des sollicitations se résument en un effort de compression et un moment de flexion , la section de béton est sollicitée en flexion composé . Pour déterminer les armatures on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour se faire on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif « M_f » afin de déterminer les armatures fictives « A_f » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A ».

La fissuration est jugée préjudiciable.

Le ferrailage se fera à l'ELU et à l'ELS.

✚ ELU :

$$G_u = 1,35 G_b + 1,5 Q_b$$

$$G_u = 1,455 \text{ t/ml.}$$

$$P_u = 1,35 R = 0,292 \text{ t.}$$

➤ Moment a l'encastrement :

$$M_u = \left(\frac{G_u \times L^2}{2} \right) + (P_u \times L) \Rightarrow M_u = 1,398 \text{ t.m.}$$

$$V_u = G_u \times L + P_u \Rightarrow V_u = 2,038 \text{ t}$$

➤ Ferrailage longitudinal :

✚ Donnes :

$$h = 0,16 \text{ m, } b = 1 \text{ m, } d = 0,9h = 0,144.$$

$$f_{c28} = 22 \text{ MPa, } f_{t28} = 1,92 \text{ MPa, } f_e = 400 \text{ MPa, } f_{bu} = 12,47 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{bu} = 0,054 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \text{pas d'armateur comprimé.}$$

$$\alpha = 0,069 ; z = 0,140 ; A_s = 2,87 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{CNF} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{CNF} = 1,59 \text{ cm}^2.$$

➤ Ferrailage transversal :

$$\tau = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} = 0,141 \text{ MPa.}$$

$$\tau = 0,1603 \text{ MN} < \bar{\tau} = 1,03 \text{ MN} \Rightarrow \text{les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

1. ELS :

$$G_{\text{ser}} = G_b + Q_b \Rightarrow G_{\text{ser}} = 1,039 \text{ t/ml.}$$

$$P_{\text{ser}} = R \Rightarrow P_{\text{ser}} = 0,216 \text{ t.}$$

➤ Moment a l'encastrement :

$$M_{\text{ser}} = \left(\frac{G_{\text{ser}} \times L^2}{2} \right) + (P_{\text{ser}} \times L) \Rightarrow M_{\text{ser}} = 1,007 \text{ t.m}$$

➤ **Ferraillage :**

$$\alpha_r = \frac{15 \cdot \overline{\sigma_{bc}}}{15 \cdot \overline{\sigma_{bc}} + \sigma_s} \Rightarrow \alpha_r = 0,497.$$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) \Rightarrow \mu_{rb} = 0,207.$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} \cdot b \cdot d^2 \cdot \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow M_{rb} = 0,057 \text{ MN.m.}$$

$$M_{ser} < M_{rb} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$z_r = 0,121 \text{ m} ; A_x = 4,12 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Conclusion :

$$A_x = \text{Max} (A^{\text{ELU}}, A^{\text{ELS}}, A^{\text{CNF}}) = A^{\text{ELS}} = 4,12 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow 4\text{T}12 / \text{ml} \text{ avec } e = 20 \text{ cm. .}$$

$$A_y = \frac{A_x}{4} = 1,03 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow 4\text{T}8 (e = 20 \text{ cm}).$$

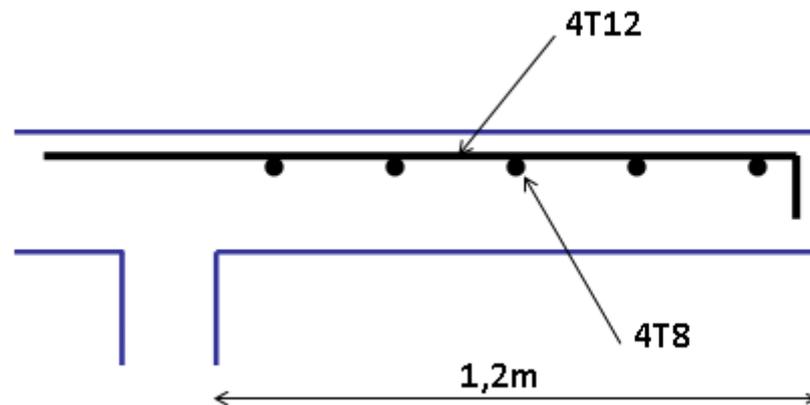


Figure III-8 : croquis du ferraillage du balcon.

II. L'acrotère :

L'acrotère est soumis à son poids propre (charge permanente G) et à la main courante (charge d'exploitation Q). flexion composé.

Ferraillage Le calcul se fera à l'ELU puis vérifié à l'ELS Remarque Les résultats des sollicitations se résument en un effort de compression et un moment de flexion la section de béton est sollicitée en flexion composé . Pour déterminer les armatures on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour se faire on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est

d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif « M_f » afin de déterminer les armatures fictives « A_f » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A ».

1. Armature longitudinale :

D'après le B.A.E.L article B.5.3.1 pour les éléments secondaires exposés aux intempéries, la section d'acier minimale sera égale à :

$$\begin{cases} A = 0,25\% \times B & \text{si } f_{t28} < 2,4 \text{ Mpa.} \\ A = 0,2\% \times B & \text{si } f_{t28} > 2,4 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

$$f_{t28} = 1,92 \text{ Mpa} \leq 2,4 \text{ Mpa} \Rightarrow A = 0,25\% B$$

On ferraille pour une bande d'un mètre :

$$B = 100 * 10 = 1000 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 5T8 \quad \text{avec} \quad S_t = 20 \text{ cm.}$$

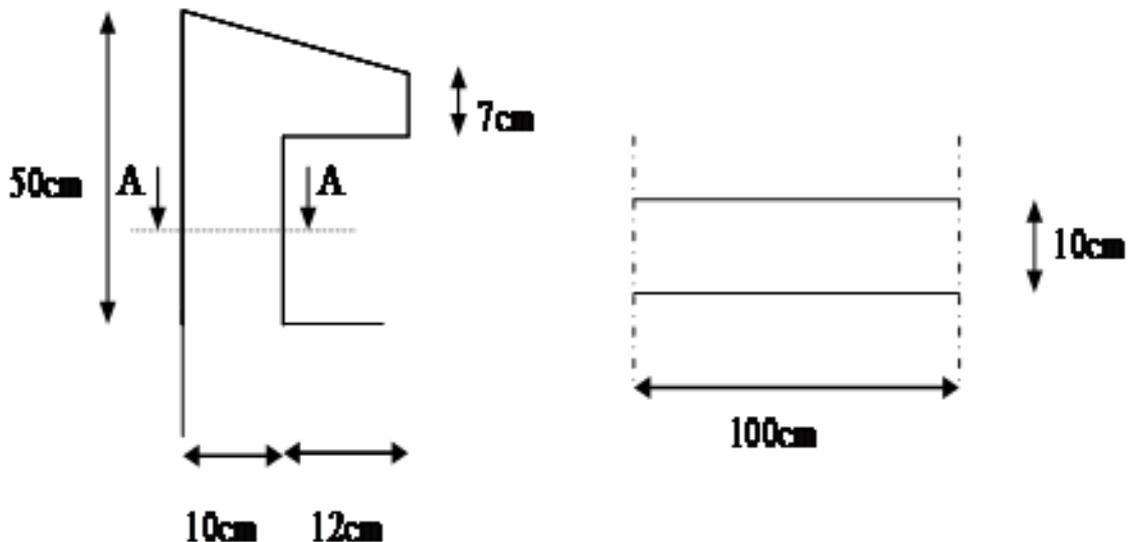


Figure III-9 : plan de coffrage acrotère.

Armatures de répartition:

$$A_r = A_s / 4 \Rightarrow A_r = 0,625 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{3T6.}$$

2. vérification au séisme :

Selon le RPA 99 (art 6.2.3), l'acrotère est considéré comme étant un élément non structural sur lequel agit une force horizontale "F_p" due au séisme calculée comme suit :

$$F_p = 4 \times C_p \times A_x \times W_p \text{ avec :}$$

- ✦ A = 0,25 (groupe 2 zone III).
- ✦ C_p = 0,3 (Facteur de force horizontale).
- ✦ W_p = 146,75 Kg/ml.

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,3 \times 146,75 = 44,025 \text{ kg/ml} < Q = 100 \text{ kg/ml} \Rightarrow \text{C'est vérifié.}$$

La charge d'exploitation "Q" (due à la main courante) est donc plus prépondérante que l'action de la force due au séisme.

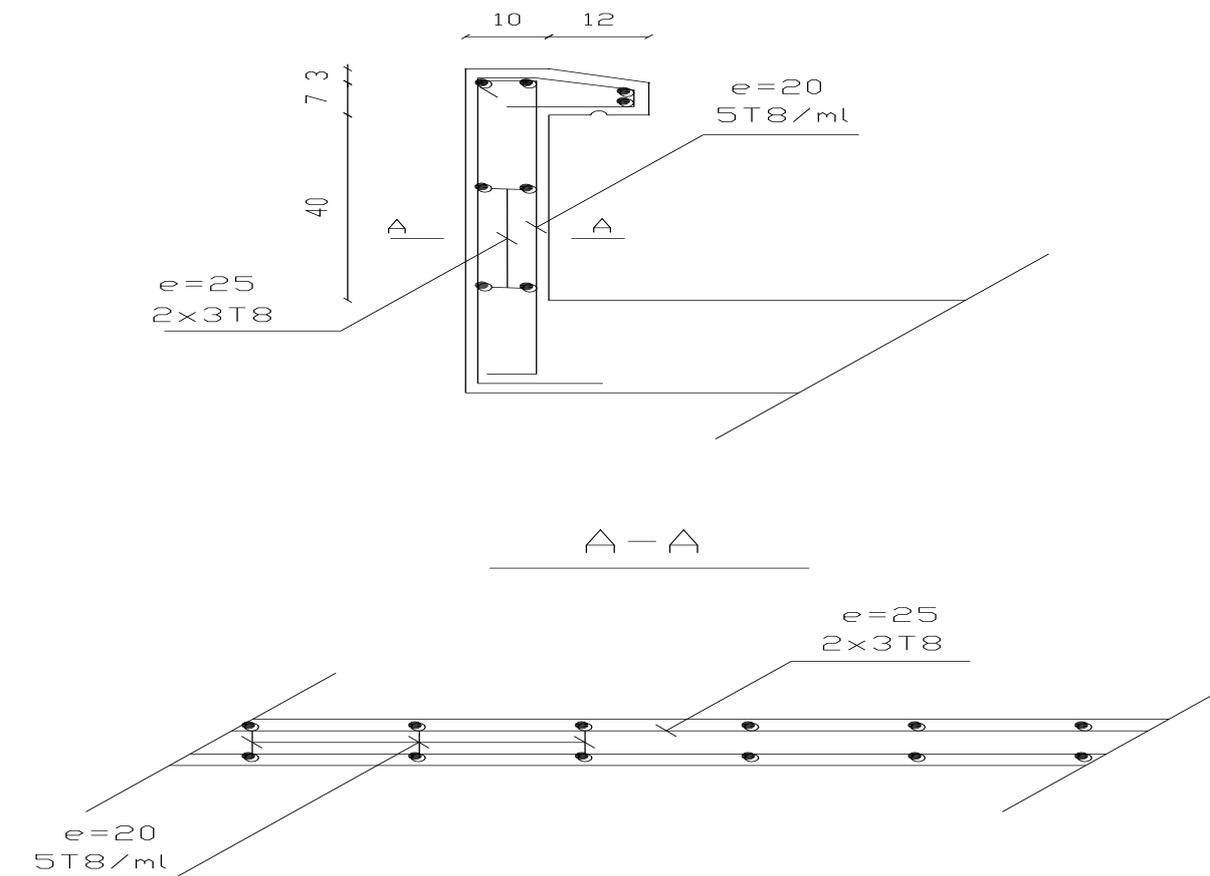


Figure III-10 : Schéma de ferrailage acrotère.

Chapitre IV

Calcul des planchers

Introduction

Le plancher est une structure horizontale qui supportera les surcharges d'exploitation et les charges permanentes (maçonnerie. Celle-ci retransmettra aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs. Au final toutes ces charges se reportent aux fondations.

1- Dimensionnement des poutrelles

La construction courante à une surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{KN/m}^2$).

La hauteur du plancher est 20cm soit (16+4) cm. Avec : $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{ corps creux .} \\ 4 \text{ cm} : \text{ dalle plien.} \end{cases}$

- ◆ Les poutrelles sont disposées perpendiculaire au sens porteur avec un espacement de 65 cm entre axes.

Avec

- Largeur de la poutrelle $b_0 = 12 \text{ cm}$.
- Epaisseur de la dalle de compression $h_0 = 04 \text{ Cm}$
- Epaisseur total du plancher $h = 20 \text{ Cm}$

Calcul de la largeur (b) de la poutrelle

Le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes :

$$B = 2b_1 + b_0$$

La portée maximale est : $L = 5,20 \text{ m}$ et $l_1 = 65 \text{ cm}$.

$$B_1 = \min (b_1 < (l_1 - b_1)/2, b_1 < L/10, \text{et } 6h_0 < b_1 < 8h_0) = 65 \text{ cm}, 5,2 \text{ et } 24 \text{ cm} < b_1 < 32 \text{ cm}.$$

Donc : $b_1 = 26,5 \text{ cm}$.

Pour $b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$.

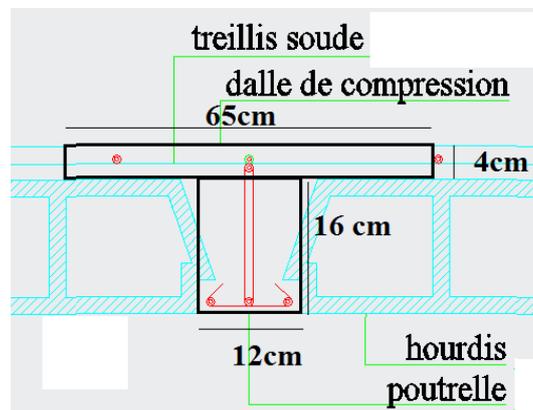


Figure IV.1- coffrage poutrelle.

2-Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles

2-1-Méthode forfaitaire

◆ Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela le règlement BAEL 91 est proposé une méthode simplifiée applicable pour les planchers courants si les quatre conditions ci-après sont satisfaites.

- 1) Plancher à surcharge modérée $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$;
- 2) Le rapport entre deux travées successives $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$;
- 3) Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées
- 4) La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

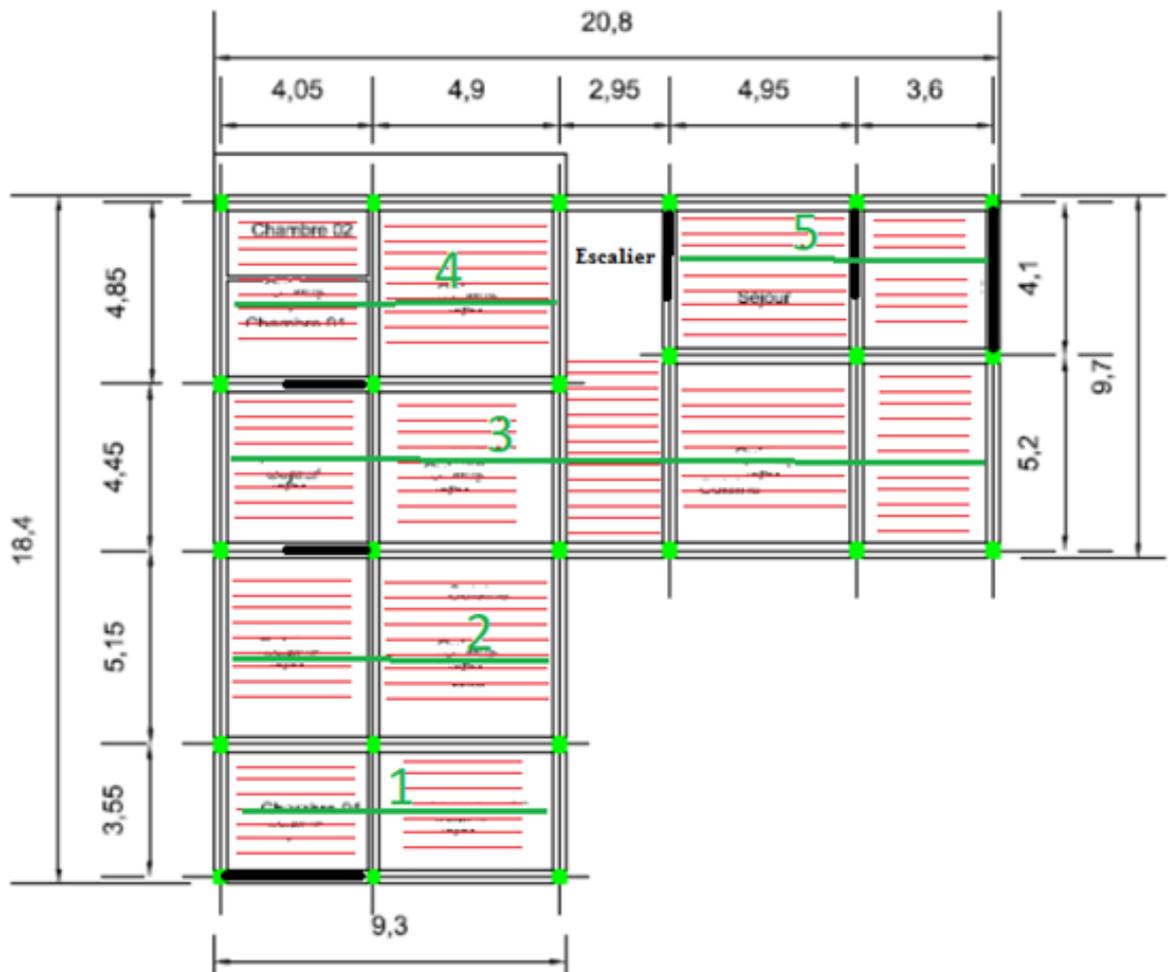


Figure 0-2:Disposition des poutrelles

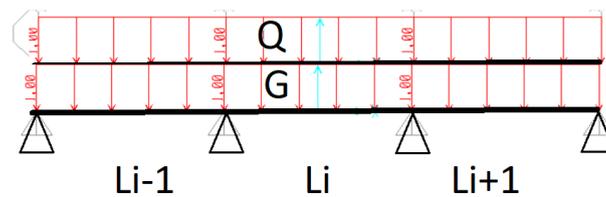


Figure IV-3: Schéma d'une poutre continue

3-Principe de calcul

Il exprime les maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments Fléchissant isostatiques De la travée indépendante.

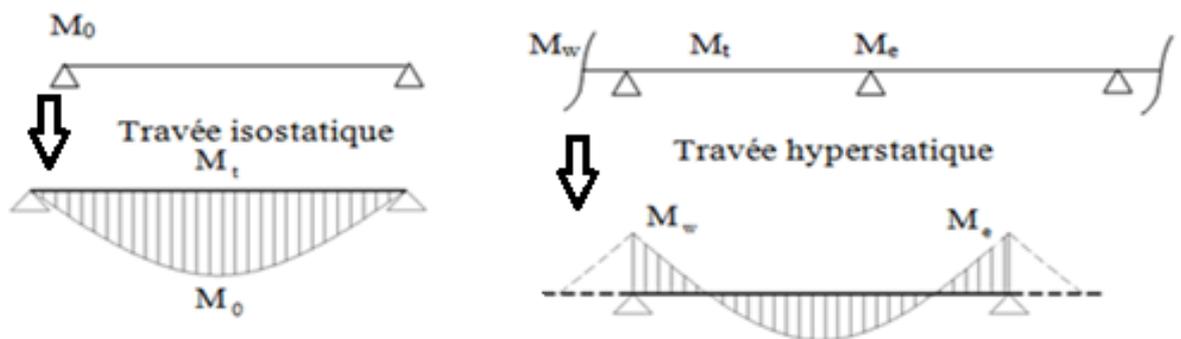


Figure IV-4 : Diagrammes du moment corrigé.

Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w , M_t , M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

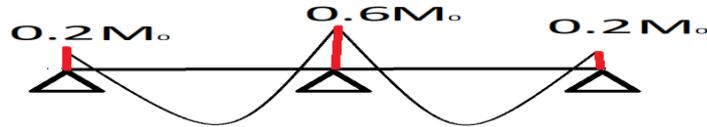
$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max [1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{(M_w + M_e)}{2} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_0 \Rightarrow \text{travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0 \Rightarrow \text{travée de rive} \end{array} \right.$$

- M_0 : Le moment maximal dans la travée indépendante
- M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée
- M_w : Le moment sur l'appui gauche de la travée
- M_e : Le moment sur l'appui droit de la travée
- α : $Q/(G + Q)$ Le rapport de la charge d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations..

4-Les valeurs des moments aux appuis

Les valeurs absolues des moments sur appuis sont évaluées selon le nombre des travées :

- Poutre contenue a deux travées



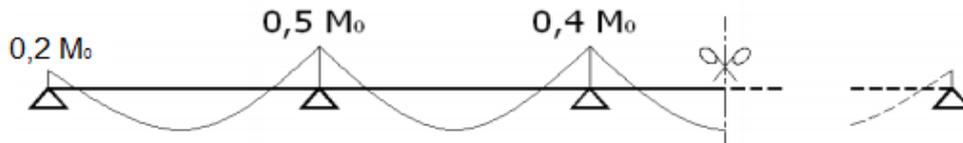
◆ Figure :A

- Poutre contenue a trois travées



◆ Figure :B

- Poutre contenue a plus de trois travées



◆ Figure :C

5-Effort tranchant

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales.

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

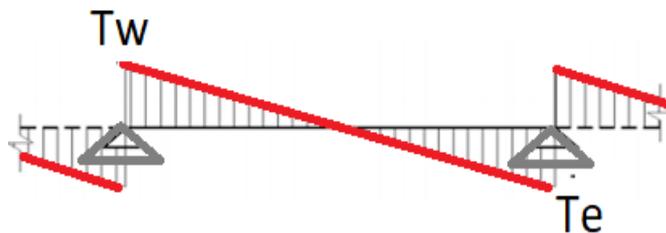


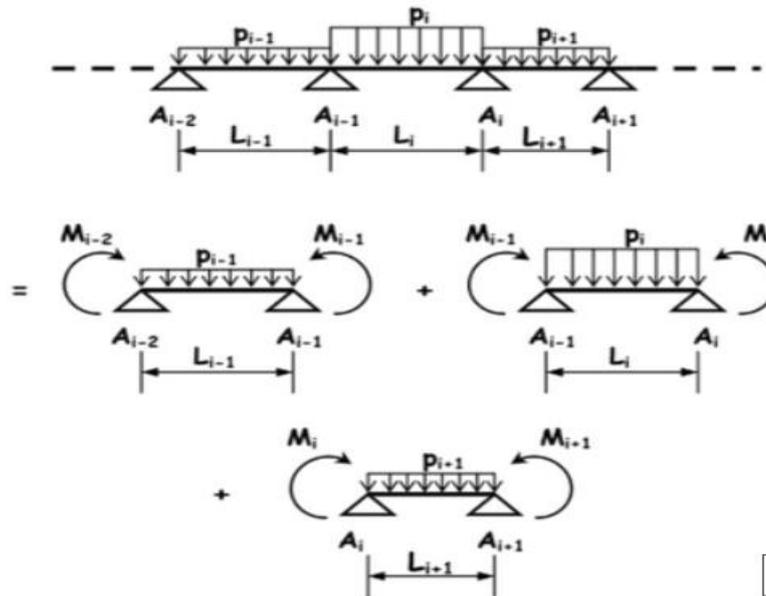
Figure IV-5 : Diagramme de l'effort tranchant.

6-La méthode des trois moments (selon B.A.E.L 91 modifier 99 « Jean-Pierre Mouglin »)

6-1-Principe de calcul

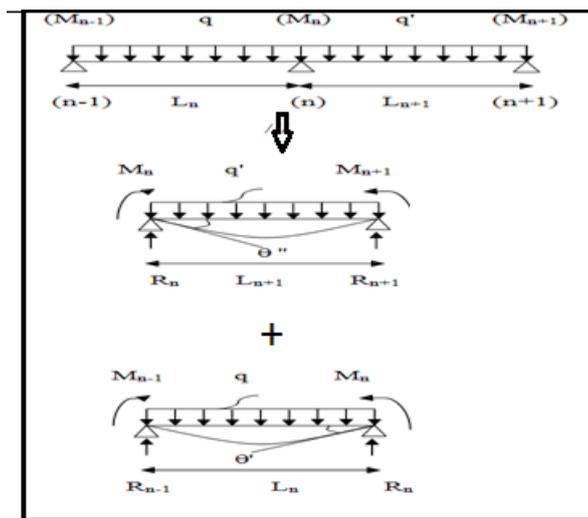
Pour les poutres continues à plusieurs appuis.

Isolant deux travées adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque; c'est un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur les déformations du système.



◆ Figure :A

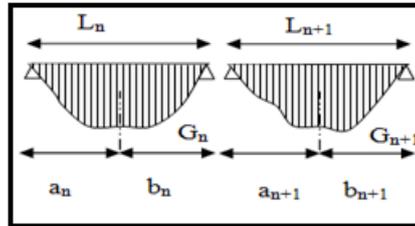
Théc



◆ Figure :B

M_n, M_{n-1}, M_{n+1} : les moments de flexion sur appuis (n), (n-1), (n+1), il sont supposés positifs, suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité, ($\theta' = \theta''$)

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n, L_{n+1} sous les charges connues q, q' peuvent être tracer selon la méthode classique. M_n, M_{n-1}, M_{n+1} sont provisoirement omis.



◆ Figure :C

G_n, G_{n+1} :les centres d'inertie des aires de diagramme des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1}, b_{n+1}$:sont la signification indiqué sur la figure.

S_n et S_{n+1} : les aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1} .

$$\theta' = \theta'(M_{n-1}) + \theta'(M_n) + \theta'(M_{n+1})$$

Selon le théorème des aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \cdot a_n}{L_n \cdot E_I} + \frac{M_{n-1} \cdot L_n}{6 \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_n}{3 \cdot E_I}$$

$$\theta'' = \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1} \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_{n+1}}{3 \cdot E_I} + \frac{M_{n+1} \cdot L_{n+1}}{6 \cdot E_I}$$

$$\theta' = \theta'' \Rightarrow M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

C'est le théorème des trois moments et sous cette forme générale il est applicable à tous les types de chargement.

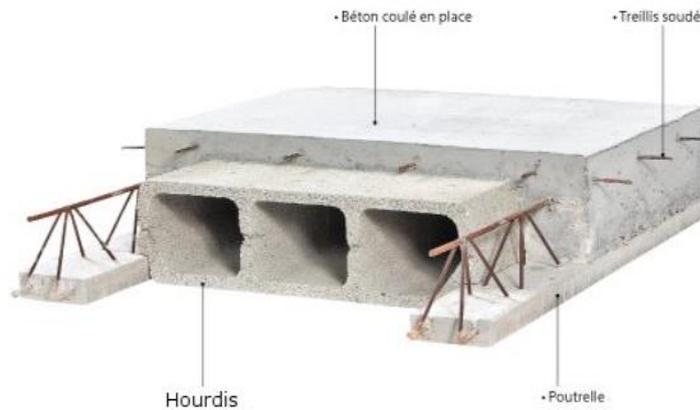
7- Calcul de plancher :

Ce type de plancher est constitué de :

Dalle comprise 4 cm.

Poutrelles h=12.

Hourdis h=16 cm

**7-1- Méthode de calcul des poutrelles****A-Méthode forfaitaire**

Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée appelée méthode forfaitaire applicable pour les planchers courants si les conditions ci-après sont satisfaites.

A-1 Les conditions d'application de la méthode forfaitaire

Cette méthode est applicable si les quatre conditions suivantes sont remplies :

Vérification des conditions

La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G; 5 \text{ KN/m}^2)$; Le rapport des portées : $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$

la fissuration est considérée comme non préjudiciable

B-Méthode des trois moments

Vu que la 3^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d. la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode des trois moments.

7-2- Calcul des planchers**A-Planchers RDC & étage courant**

- On a trois (03) types des poutrelles par chaque niveau selon le nombre et les longueurs des travées

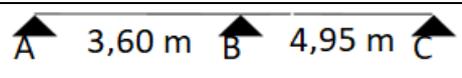
NB	Schéma statique
1,2et 4	
5	
3	

Tableau IV-1. Rapport entre les travées successives

a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- la charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$;
- $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 2G = \max(9.90 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 9.90 \text{ KN/m}^2$. Condition vérifiée
- Poutrelle à d'inertie constante ($I = C^{et}$) ... Condition vérifiée.
- Fissuration peu préjudiciable Condition vérifiée.
- Le rapport entre les travées successives : $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$
- $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$ Condition vérifiée.

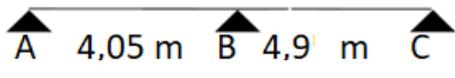
1,2 et 4		
Travée	AB	BC
	4,05	4,9
Rapport	0,83..... condition vérifiée	

Tableau IV-2-. Rapport entre les travées successives

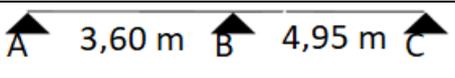
		
Travée	AB	BC
	3,60	4.95
Rapport	0.72	
OBS	Condition vérifiée	

Tableau IV-3-. Rapport entre les travées successives

									Tab leau IV- 4-. Rap port entr e les
travée	AB	BC	BC	CD	CD	DE	DE	EF	
	4,05	4,9	4,9	2,95	2,95	4,95	4,95	3,6	
rapport	0,83		1,66		0,60		1,38		
OBS	CV		NON		CV		NON		

travées successives

Puisque toutes les conditions sont satisfaites pour les planchers étages donc la méthode forfaitaire est applicable pour 1,2 et 4.

b) Calcul des charges revenantes aux poutrelles

Le plancher d'étage courant comporte « 03 » types des poutrelles.

E.L.U :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = 6,25 \text{ KN/ml.}$$

$$\alpha = Q/(G+Q) = 1,5/(5,45+1,5) = 0,21.$$

$$(1+0,3\alpha) = 1,06 > 1,05 \text{ donc on doit tenir compte de } 1,07.$$

$$(1,2+0,3 \alpha)/2 = 0,63 \text{ (travée de rive).}$$

$$(1+0,3 \alpha)/2 = 0,53 \text{ (travée intermédiaire).}$$

L'ELU : $P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$ et $q_u = 0,65 \times P_u$

L'ELS : $P_s = G + Q$ et $q_s = 0,65 \times P_s$

Les résultats des calculs à L'ELU et à L'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 3-2. Charge revenant aux poutrelles.

Tableau IV-5. Rapport entre les travées successives

Etage courant	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU	
	5.45	1.5	P _u (kN/ml)	q _u (kN/ml)
			9.60	6.24
			ELS	
			P _s (kN/ml)	q _s (kN/ml)
			4.51	2.93

- ◆ A-Calcul ELU :
- ◆ Moments fléchissant isostatiques

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

$$\begin{cases} M_{0AB} = 12.80 \text{ KN/m} \\ M_{0BC} = 18.73 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Moments sur appuis

$$M_a = 0.2 M_0(AB) = 0.2 * 12.80 = 2.56 \text{ kNm}, M_c = 0.2 M_0(BC) = 0.2 * 18.73 = 3.75 \text{ kNm}$$

$$M_b = 0.5 M_0(\max M^0) = 0.5 * 3.75 = 1.88 \text{ kNm}$$

- ◆ Moments En travées
- Travée (AB), (BC)

$$\begin{cases} M_{0AB} = 12.80 \text{ KN/m} \\ M_{0BC} = 18.73 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_T^{AB} \geq 1.07.M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 10.88 \text{ KN.m} \\ M_T^{AB} \geq 0.63.M_0^{AB} = 8.06 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_T^{AB} = 10.88 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_T^{BC} \geq 1.07.M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 17.22 \text{ KN.m} \\ M_T^{BC} \geq 0.63.M_0^{BC} = 11.80 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_T^{BC} = 17.22 \text{ KN.m}$$

- ◆ Efforts tranchants

Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée se calculent selon les formules suivantes :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u \times L}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u \times L}{2} \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} T_w : \text{effort tranchant à droite} \\ T_e : \text{effort tranchant à gauche} \end{cases}$$

$$\text{Travée (A-B)} \begin{cases} T_w = \frac{2.56 - 1.88}{4.05} + \frac{6.24 \times 4.05}{2} = 12.8 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{2.56 - 1.88}{4.05} - \frac{6.24 \times 4.05}{2} = -12.47 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée (B-C)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{1.88 - 3.75}{4.95} + \frac{6.24 \times 4.95}{2} = 15.06 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{1.88 - 3.75}{4.95} - \frac{6.24 \times 4.95}{2} = -15.82 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

◆ B-Calcul ELS

◆ Moments fléchissant isostatiques

$$\left\{ M_0 = \frac{q_s * l^2}{8} \right\} \Rightarrow M_0^{AB} = 6 \text{ KN.m et } M_0^{BC} = 8.97 \text{ KN.m}$$

◆ Moments sur appuis

◆ $M_B = 0.2M_0$

$$M_A = 0.2M_0^{AB} = 0.2 * 6 = 1.2 \text{ kN.m}, \quad M_C = 0.2M_0^{BC} = 0.2 * 8.97 = 1.8 \text{ kN.m} \quad M_B = 0.5M_0,$$

$$M_b = 0.5 M_0(\max M_0) = 0.5 * 1.8 = 0.9 \text{ kNm}$$

◆ Moments En travées

Travée (AB), (BC)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{AB} \geq 1.07.M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 5.37 \text{ KN.m} \\ M_T^{AB} \geq 0.63.M_0^{AB} = 3.78 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{AB} = 5.37 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{BC} \geq 1.07.M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 8.44 \text{ KN.m} \\ M_T^{BC} \geq 0.63.M_0^{BC} = 1.13 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{BC} = 8.44 \text{ KN.m}$$

◆ Efforts tranchants

$$\text{Travée (A-B)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{1.2 - 0.9}{4.05} + \frac{2.93 \times 4.05}{2} = 6.45 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{1.2 - 0.9}{4.05} - \frac{2.93 \times 4.05}{2} = -5.41 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (B-C)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{0.9 - 1.8}{4.95} + \frac{4.25 \times 4.95}{2} = 11.06 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{0.9 - 1.8}{4.95} - \frac{4.25 \times 4.95}{2} = -9.97 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

travée	AB	BC	BC	CD	CD	DE	DE	EF
	4,05	4,9	4,9	2,95	2,95	4,95	4,95	3,6
rapport	0,83		1,66		0,60		1,38	
OBS	CV		NV		CV		NV	

Tableau IV-6. Rapport entre les travées successives

vu que l'une de ces quatre conditions complémentaires n'est pas satisfaite pour la méthode forfaitaire, on utilise le programme RDM 6 pour le calcul les moments maximaux.

IV-6-Etapes du calcul ,on utilise le programme RDM 6.

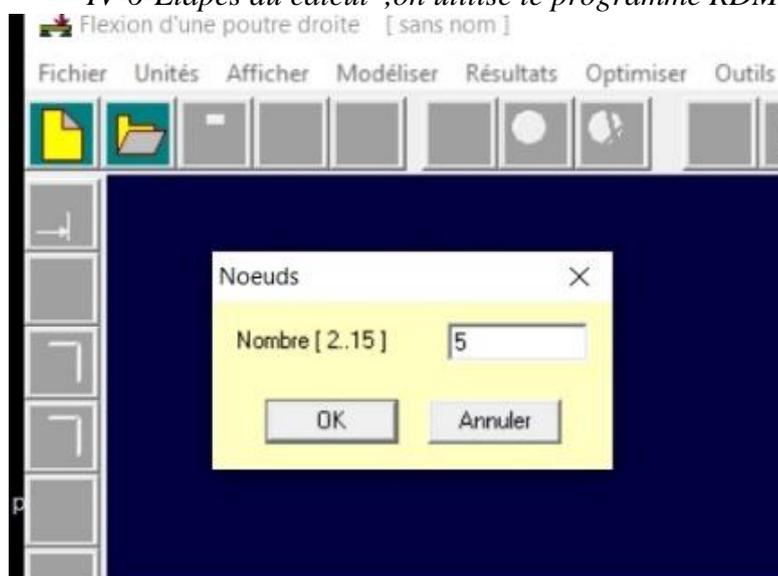


Figure 0-6 : Entree nombre des nœuds d la poutre

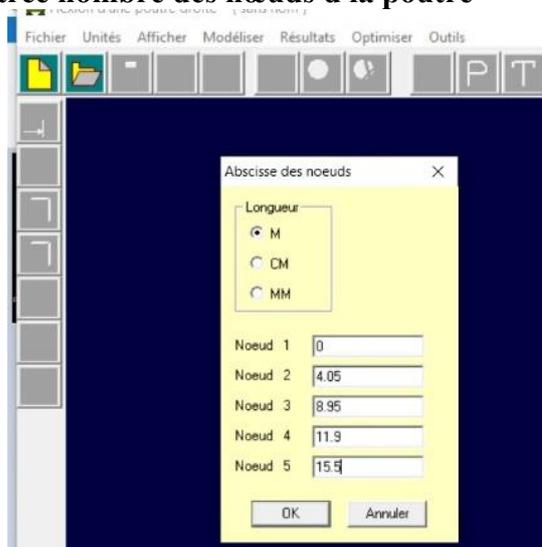


Figure I0.7 - Réglage des unités.

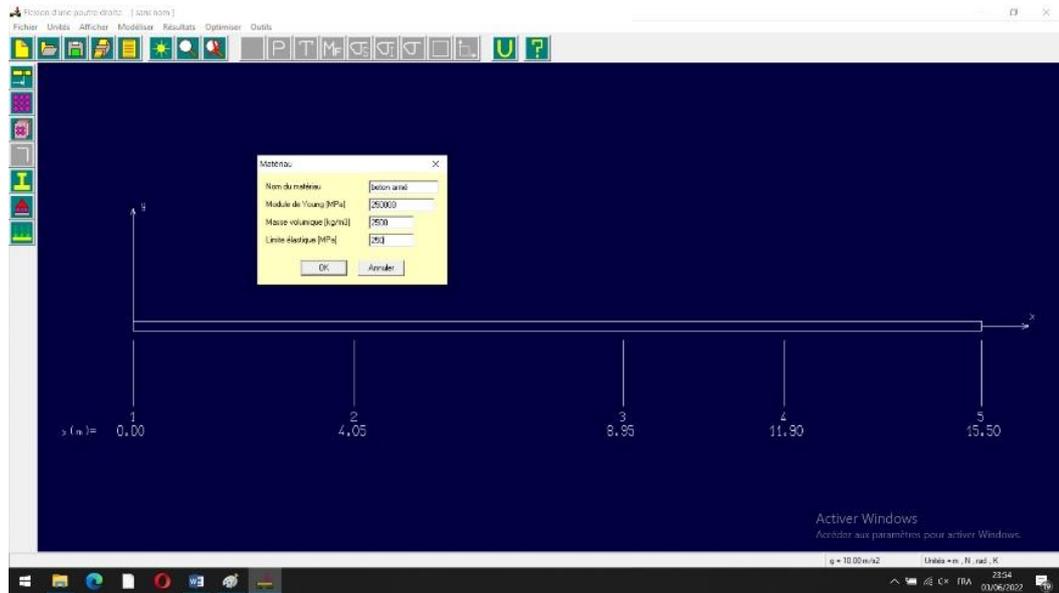


Figure I0-8 :les caractéristique du mâtereaux.

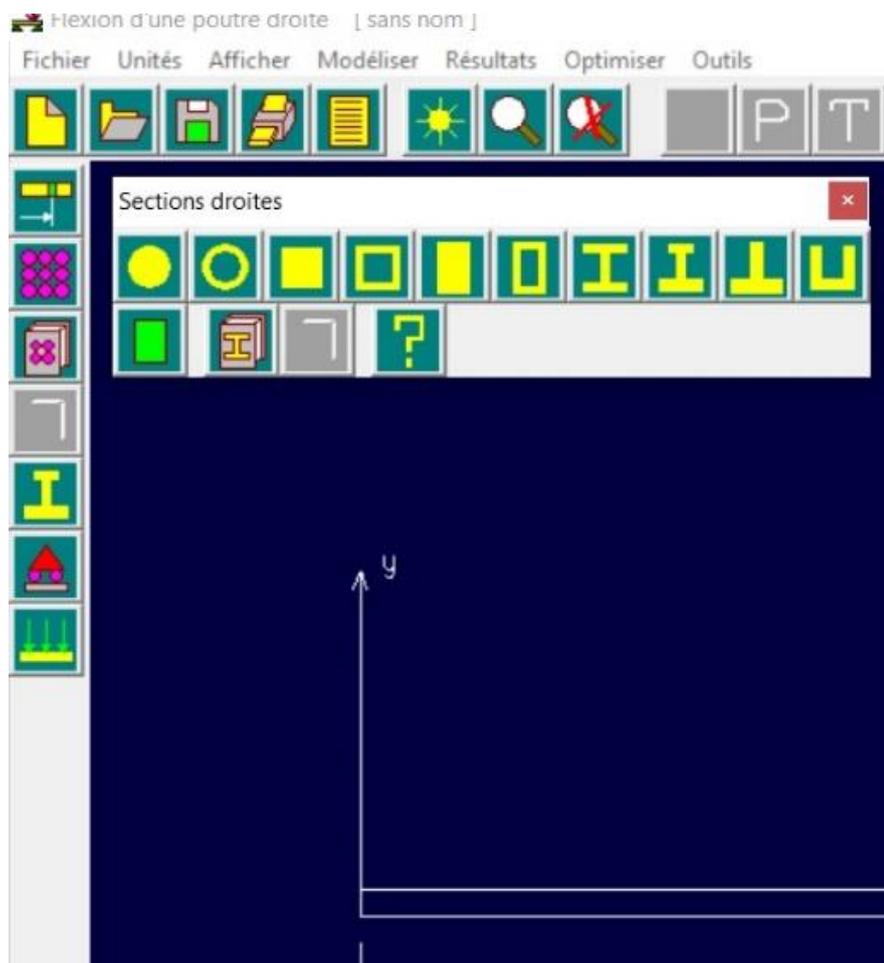


Figure I0-9 : ajoutée La poutre T .

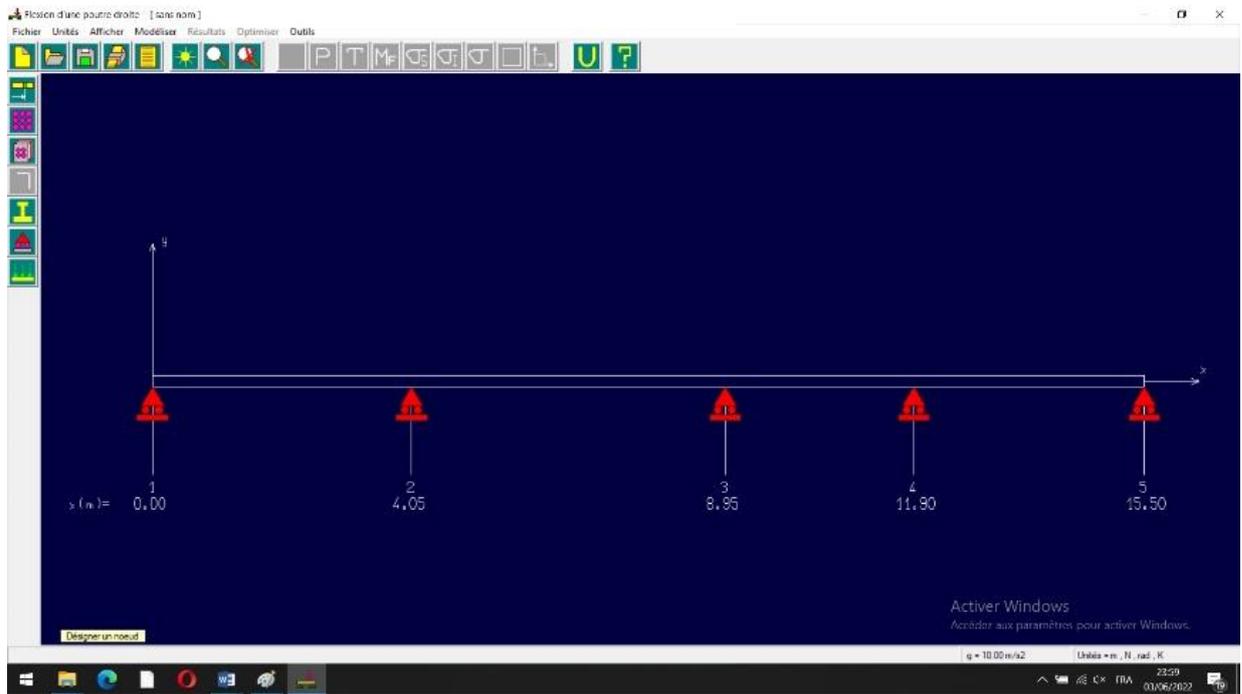


Figure I0-10 : ajoutée les appuis.

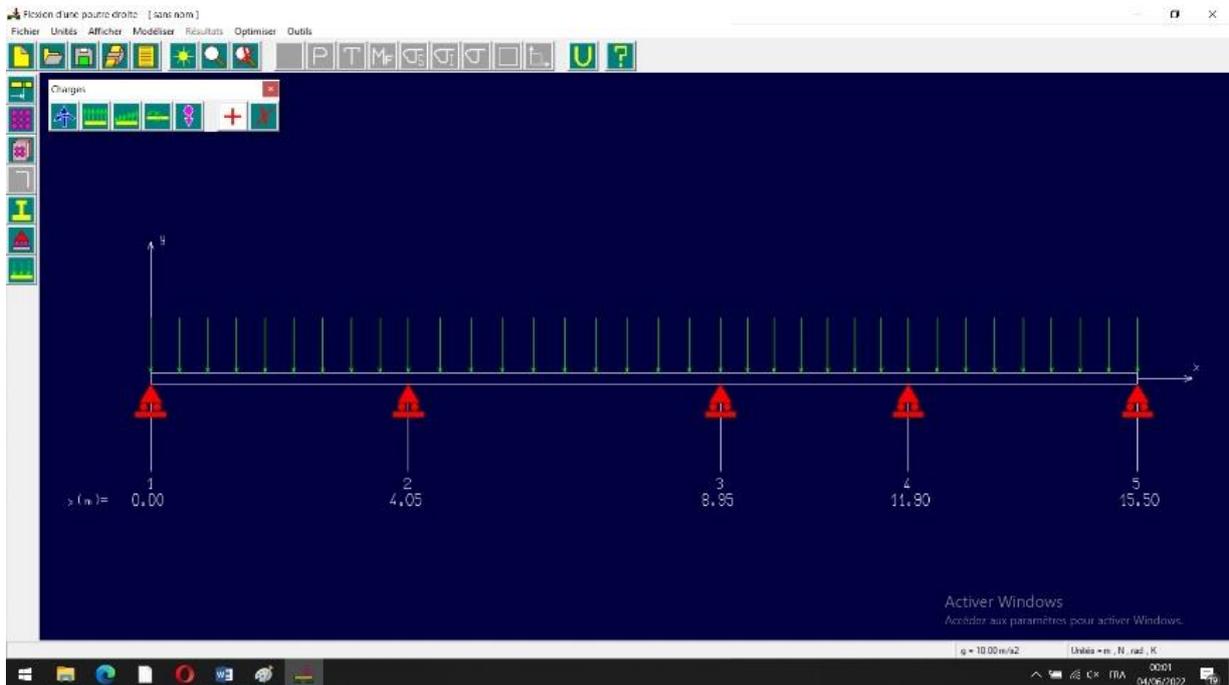


Figure I0-11 : ajoutée les charges G et Q.

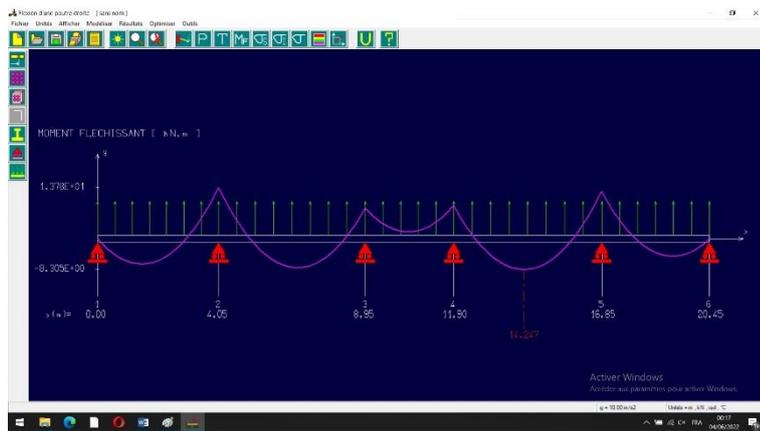


Figure I0-11 analyse ; les diagrammes des moments M .

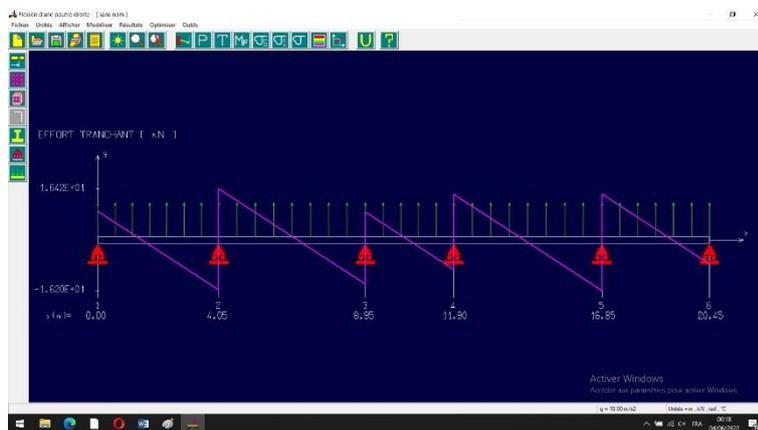


Figure 0-12: analyse ; les diagrammes des efforts tranchants T.

Tableau IV-7-. Sollicitations des poutrelles pour étage courant

Travée	ELU					
	M(kNm)				T(KNm)	
	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
AB	5,41	1,6	1,37	3,7	8	-1,62
BC	7,05	4,45	8,3	4,8	1,64	-9,1
CD	7,05	2,1	2,66	5,61	1,36	-11
DE	7	2,66	14,24	4,8	9,81	-1,28
EF	6,98	2,7	3,11	4,7	9	-8,45

Tableau IV-8. Sollicitations des poutrelles pour étage courant

Travée	ELS					
	M(kNm)				T(kNm)	
	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
AB	3,9	0,85	2,33	2,95	6,45	-8,11
BC	6,3	2,55	2,44	5,11	7,8	-7,55
CD	6,3	2,3	3,11	4,77	5,77	-8,6
DE	6,11	1,7	3,11	4,77	6,88	-5,6
EF	6,02	0,7	1,99	2,66	5,44	-4,44

- les résultats obtenus par RDM 6

$$E.L.U \begin{cases} M_t = 14,25 \text{ KN.m} \\ M_a = 1,37 \text{ KN.m} \\ T = 1,64 \text{ KN.m} \end{cases} \quad E.L.S \begin{cases} M_t = 4,87 \text{ KN.m} \\ M_a(\text{inter}) = 4,48 \text{ KN.m} \\ T = 7.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

IV.1..Calcul du ferrailage des poutrelles

Les moments maximaux en travée compriment les fibres supérieures et tendent les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

Pour le calcul du ferrailage des poutrelles, on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en T dont les dimensions sont données comme suit:

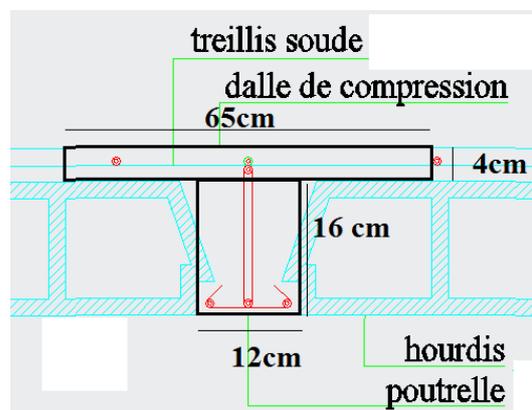


Figure IV-13. Section de la poutrelle T.

Tableau IV-9. Récapitulatif des efforts maximaux

E.L.U	E.L.S
$M_{0 \max} = 8,97 \text{ kN.m}$	$M_{0 \max} = 7.5 \text{ kN.m}$
$M_{t \max} = 4.3 \text{ kN.m}$	$M_{t \max} = 3.05 \text{ kN.m}$
$M_{a \text{ (rive) } \max} = 1,80 \text{ kN.m}$	$M_{a \text{ (rive) } \max} = 1,60 \text{ kN.m}$
$M_{a \text{ (inter) } \max} = 5.98 \text{ kN.m}$	$M_{a \text{ (inter) } \max} = 4.11 \text{ kN.m}$
$T_{\max} = 18 \text{ kN.m}$	$T_{\max} = 9.02 \text{ kN.m}$

A-Ferraillage en travée E.L.U

a) Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_{\text{tab}} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{\text{tab}} = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 2) \cdot 10^{-3} = 58,95 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 4.30 \text{ kN.m} < M_{\text{tab}} = 58,95 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $b \times h_t = 65 \times 20 \text{ cm}^2$ avec $M_{t \max} = 5,89 \text{ kN.m}$.

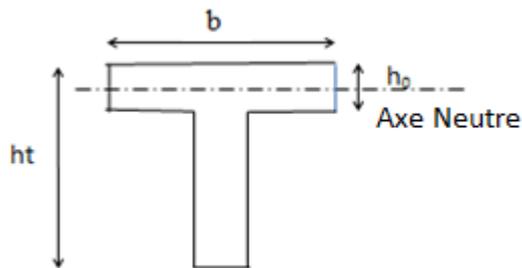


Figure I0-14. Position de l'axe neutre

b) Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{4.3 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,024 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,019 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot.A: } \xi_s = 10\%$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,024$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,990$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4,3 \times 10^3}{0,975 \times 18 \times 348} = 0,88 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = \left(\frac{65 \times 20}{1000}; 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} \right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max(1,3; 1,41)$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,41; 0,88) = 1,41 \text{ cm}^2.$$

On choisit $A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2.$

-Ferrailage sur appuis

➤ Appuis intermédiaire

Etat- limite ultime de résistance : $M_{a \text{ max}}^u = 5,98 \text{ KN.m}$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{inter})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{5,98 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,113 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,169$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,932$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,98 \times 10^3}{0,932 \times 18 \times 348} = 1,16 \text{ cm}^2.$$

➤ Appuis de rive

$$M_a^u \text{ max(rive)} = 1,60 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a(\text{rive})}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{1,80 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,027 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,036$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,985$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{s(\text{rive})} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,80 \times 10^3}{0,985 \times 18 \times 348} = 0,25 \text{ cm}^2.$$

a) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$A_{\min} = 0,25 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{a \text{ doptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,25; 1,16) = 1,16 \text{ cm}^2.$$

On choisit $A_s = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$. $A_{\min a} = 0,25 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = 0,25 \text{ cm}^2.$$

On choisit $A_s = 1T10 = 0,79 \text{ cm}^2$

IV.2.Vérifications

a) L'influence de l'effort tranchant

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b_0 \times d} = \frac{18 \times 10^3}{12 \times 18 \times 100} = 0,83 \text{ MPa.}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,83 \text{ MPa.} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.} \text{ Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

b) Section et écartement des armatures transversales A_t **b.1) Diamètre des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l\min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 5,71.$$

On prend :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2.$$

b.2) Calcul des espacements

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \\ S_t \leq \min(16,2; 40) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t \leq 16,20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$$

b.3) La section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij})}{0,9 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K=1$ (fissuration non préjudiciable).

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ MPa} \quad ; \quad \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow A_t \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj})}{0,9 \cdot f_e} \cdot b_0 \cdot s_t$$

$$A_t \geq \frac{1,15(0,88 - 0,3 \times 1 \times 2,1)}{0,9 \times 235} \times 0,12 \times 0,15$$

$$A_t = -10,76 \cdot 10^{-6}$$

La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L 91)

c) Pourcentage minimal des armatures transversales

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max(0,37; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa}.$$

$$A_t \geq \left(\frac{0,4 \times b_0 \times S_t}{f_e} \right) = \frac{0,4 \times 0,12 \times 0,15}{235} = 3,06 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \approx 0,31 \text{ cm}^2.$$

Alors on adopte :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2.$$

d) Compression de la bille d'about

La contrainte de compression dans la biellette est:

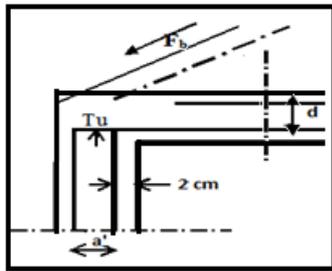


Figure IV-15. Compression de la bille d'about

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ avec } \begin{cases} F_b = T_u \times \sqrt{2} \\ S = \frac{a \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \quad \text{D'où } : \bar{\sigma}_b = \frac{2.T_u}{a.b_0}$$

a = la longueur d'appui de la biellette $\leq 0,9 \times d$

On doit avoir : $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T_u}{a.b_0} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T_u \cdot \gamma_b}{0,8.b_0.f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 18 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,014 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9 \times d);$$

$$a' = c - c' - 2\text{cm} = 40 - 2 - 2 = 36\text{cm}$$

a = min (36 cm ; 16,2 cm) = 16,20 cm > 0,01 cm Condition vérifiée.

e) Vérification à L' E .L .S**e.1) Au niveau des travées**

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier } F_e E400 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Si : } \alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

e.2) Vérification des compressions dans le béton à l'E.L.S

- Si la condition ci-dessous est vérifiée la vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile (sur appuis et en travées).

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Les armatures calculées à L'ELU seront maintenues.

f) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

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

$$V_u \leq \bar{V}_u \text{ et } V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28} \Rightarrow \frac{0,75 \cdot V_u}{b_0 \cdot f_{c28}} \leq \alpha \leq d$$

Lorsque « a » n'est pas donnée on utilise la formule suivant :

$$a = l_a - 2 \text{ cm tel que : } l_a = l_s - \text{Type de crochet}$$

l_a : Longueur d'ancrage.

l_s : Longueur de scellement droit (donnée a partir du BAEL91)

On choisit par exemple un crochet de 90°

$$\text{Donc : } l_a = l_s - 24,69\phi \text{ tel que : } l_s = 35\phi \text{ (} F_{c28} = 25 \text{ MPa; } F_e = 400 \text{)}$$

$$l_a = 10,31\phi = 10,31 \times 1,00 = 10,31 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } a = l_a - 2 = 10,31 - 2 = 8,31 \text{ cm}$$

$$\bar{V}_u = 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0,267(8,31 \times 12) \times 10^{-1} \times 25 = 66,56 \text{ KN.}$$

$$V_u \leq \bar{V}_u \Rightarrow 12,06 \text{ KN} \leq 66,56 \text{ KN. Condition vérifiée.}$$

g) Vérification des armatures longitudinales

Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$A_s = \frac{1,15 \times 18 \times 10}{400} = 0,48 \text{ cm}^2.$$

h) Vérification de la contrainte d'adhérence limite

Il faut vérifier que : $\tau_s \leq \bar{\tau}_s$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \times 0,23 \Sigma u}; (\Sigma u : \text{Étant la somme des périmètres utiles des barres})$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}; \text{ Pour les armatures à H.A } \Rightarrow \psi_s = 1,5$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; \bar{\tau}_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

$$\text{somme } u = 3 \times 2 \times \pi \times R = 15,07 \text{ cm.}$$

$$\tau_s = \frac{18 \cdot 10^{-3}}{0,9 \times 0,23 \times 0,151} = 0,54 \text{ MPa.}$$

Donc $\tau_s = 0,54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 2,84 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

i) Vérification de la flèche

D'après BAEL 91 modifiée 99 : $f \leq f_{adm}$

Avec : $F_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \rightarrow L_{max}$: la portée maximal

Dans notre cas, on a : $L_{max} = 5,20 \text{ m}$

$$F_{adm} = \frac{5,20}{500} = 0,0104 \text{ m.}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_{ut} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \rightarrow d' = 0,1h$$

$$I_0 = 2,30 \cdot 10^{-1} \text{ m}^4.$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 d} = \frac{2,36 \cdot 10^{-4}}{0,12 \times 0,18} = 0,011$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{0,12}{0,65}) 0,011} = 3,74$$

$$U^* = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{(4 \rho \sigma_{st}) + f_{t28}} = 0,67$$

$$I_{Fi} = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i U^*)} = \frac{1,1 \times 2,30 \cdot 10^{-1}}{(1 + 3,74 \times 0,67)} = 0,07 \text{ m}^4.$$

$$f = \frac{M_{st} \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{Fi}} = \frac{3.05 \times 10^{-3} \times 5.20^2}{10 \times 32164,2 \times 0,07} = 3,66 \cdot 10^{-6} m.$$

Avec : $E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$

Donc : $f = 3,66 \cdot 10^{-4} \text{ cm} .$

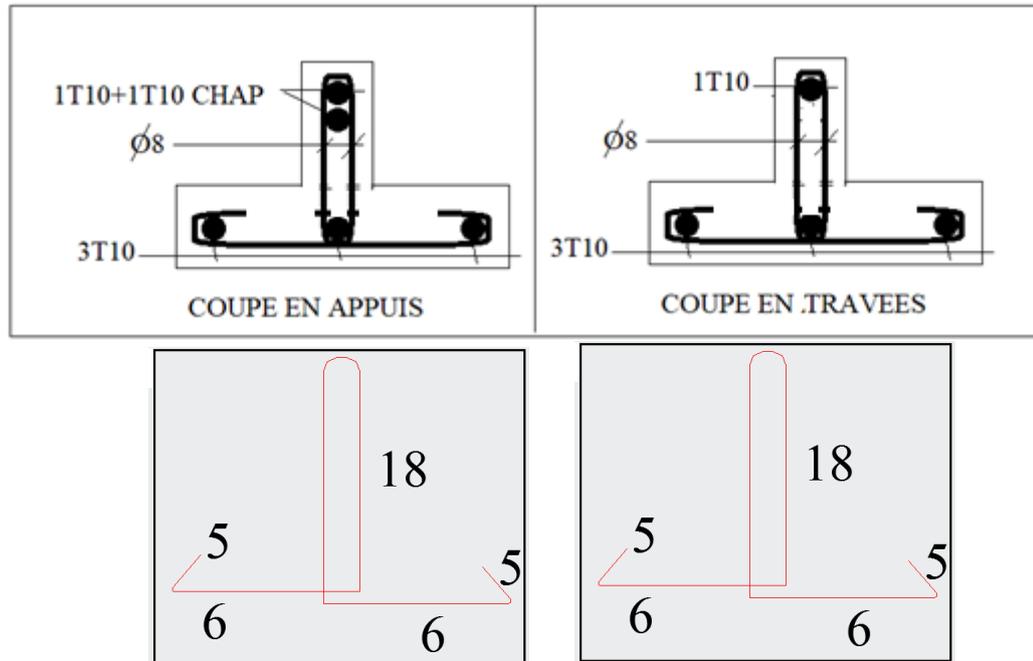


Figure 0-16. Schémas de ferrailage des poutrelles (Étage courant)

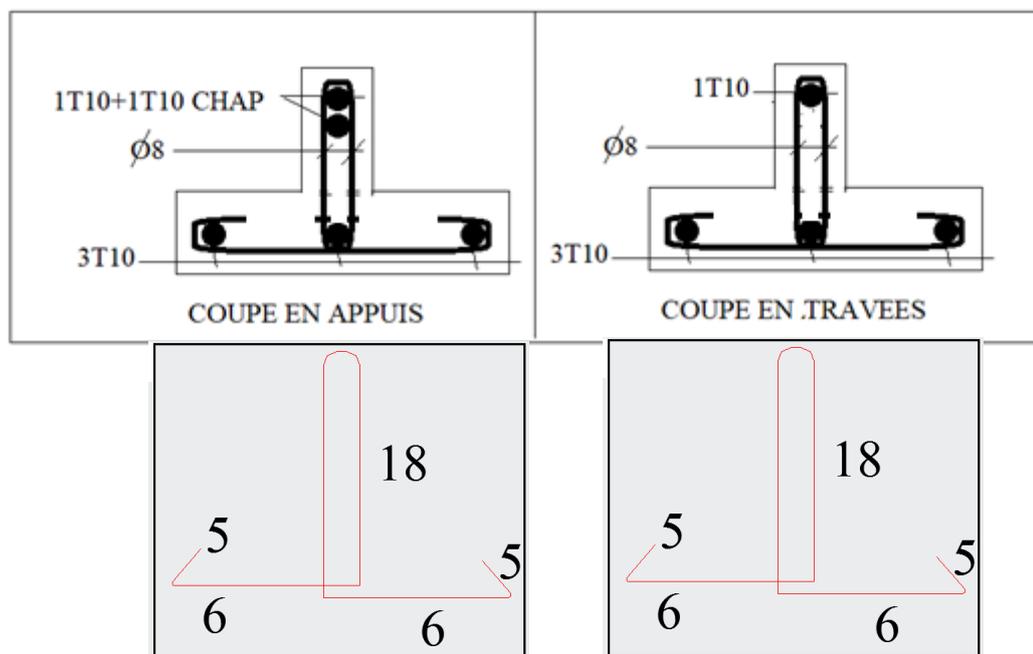


Figure I0-17. Ferrailage des poutrelles intermédiaire.

IV.3..Planchers terrasse

A-Étude des poutrelles Planchers terrasse

On a trois (03) types des poutrelles selon le nombre et des longueurs des travées

TABLEAU IV-10

NB	Schéma statique
1,2et 4	
5	
3	

j)Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire

- la charge d’exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$;
- $Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 12,96 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée.
- Poutrelle à d’inertie constante ($I = C^{et}$).....Condition vérifiée.
- Fissuration peu préjudiciable ...Condition non vérifiée.

Pour le plancher terrasse la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable

Donc dans le cas du plancher terrasse, on applique la méthode des trois moments.

b) Calcul des charges revenantes aux poutrelles

L’ELU : $P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $q_u = 0.65 \times P_u$

L’ELS : $P_s = G + Q$ et $q_s = 0.65 \times P_s$

Les résultats des calculs à L’ELU et à L’ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV-11-.Charge revenant aux poutrelles

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			P_u (KN/ml)	q_u (KN/ml)	P_s (KN/ml)	q_s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.67	1	10.50	16.16	7.67	11.80

B-Méthode de calcul des poutrelles

1-Méthode forfaitaire

Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée appelée méthode forfaitaire applicable pour les planchers courantes si les conditions ci après sont satisfaites.

1-1-Les conditions d'application de la méthode forfaitaire

Cette méthode est applicable si les quatre conditions suivantes sont remplies :

Vérification des conditions

La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G; 5 \text{ KN/m}^2)$; Le rapport des portées : $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$

la fissuration est considérée comme non préjudiciable

2-Méthode des trois moments

Vu que la 3^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d. la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, on propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode des trois moments.

C-Calcul des planchers

1-Planchers RDC & étage courant On a trois (03) types des poutrelles par chaque niveau selon le nombre

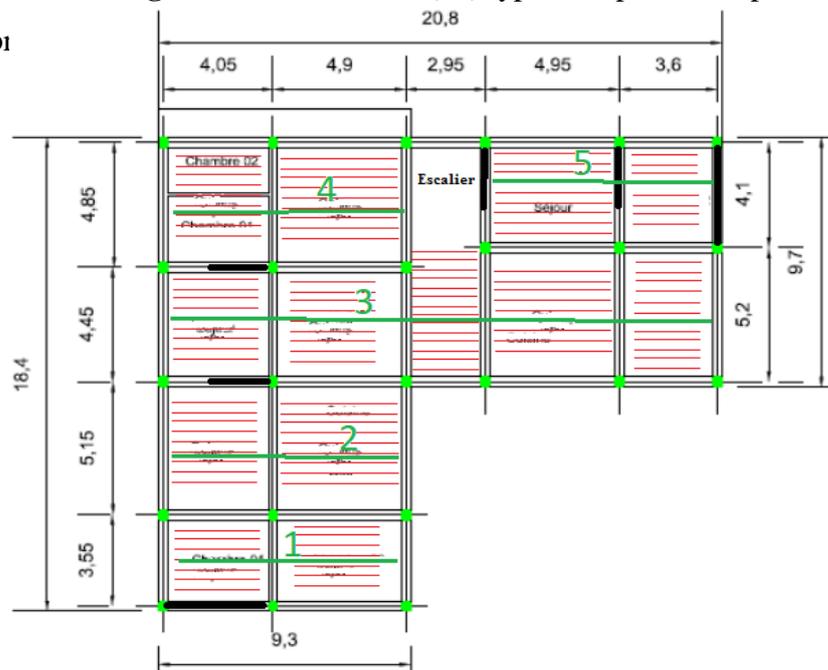


TABLEAU IV-12

NB	Schéma statique
1,2et 4	
5	
3	

k) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- la charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$;
- $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 2G = \max(9.90 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 9.90 \text{ KN/m}^2$.

Condition vérifiée

- Poutrelle à d'inertie constante ($I = C^{et}$) ... Condition vérifiée.
- Fissuration peu préjudiciable Condition vérifiée.

- Le rapport entre les travées successives : $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$

- $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$... Condition vérifiée.

Tableau IV-13. Rapport entre les travées successives

1,2 et 4		
Travée	AB	BC
	4,05	4,9
Rapport	0,83..... condition vérifiée	

Travée	AB	BC
	3,60	4.95
Rapport	0.72	
OBS	Condition vérifiée	

travée	AB	BC	BC	CD	CD	DE	DE	EF
	4,05	4,9	4,9	2,95	2,95	4,95	4,95	3,6
rapport	0,83		1,66		0,60		1,38	
OBS	CV		NON		CV		NON	

Puisque toutes les conditions sont satisfaites pour les planchers étages donc la méthode forfaitaire est applicable pour 1,2 et 4.

Calcul des charges revenantes aux poutrelles**b) Calcul des charges revenantes aux poutrelles**

Le plancher d'étage courant comporte « 03 » types des poutrelles.

k.1)E.L.U :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65$$

$$\alpha = Q/(G+Q) = 1/(6.67+1) = 0,13.$$

$$(1+0,3\alpha) = 1,04.$$

$$(1,2+0,3\alpha)/2 = 0,61 \text{ (travée de rive).}$$

$$(1+0,3\alpha)/2 = 0,51 \text{ (travée intermédiaire).}$$

L'ELU : $P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $q_u = 0.65 \times P_u$

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

Les résultats des calculs à L'ELU et à L'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV-13. Charge revenant aux poutrelles

	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU	
			Pu (kN/ml)	qu (kN/ml)
Etage courant	6.67	1	10.50	16.16
			ELS	
			Ps (kN/ml)	qs (kN/ml)
			7.67	4.98

➤ **Exemple de calcul type 1,2,et 4 :**

◆ **Calcul ELU :**

• **Moments fléchissant isostatiques**

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

$$\begin{cases} M_{0AB} = 33.13 \text{ KN/m} \\ M_{0BC} = 49.50 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Moments sur appuis

$$M_a = 0.2 M_0(AB) = 0.2 * 33.13 = 6.6 \text{ kNm}, M_c = 0.2 M_0(BC) = 9.90 \text{ kNm}$$

$$M_b = 0.5 M_0(\max M^0) = 24.75 \text{ kNm}$$

• **Moments En travées**

Travée (AB), (BC)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{AB} \geq 1,07.M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 10\text{KN.m} \\ M_T^{AB} \geq 0,63.M_0^{AB} = 7.22 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{AB} = 10\text{KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{BC} \geq 1,07.M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 16.50\text{KN.m} \\ M_T^{BC} \geq 0,63.M_0^{BC} = 10.30 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{BC} = 16.50 \text{ KN.m}$$

• **Efforts tranchants**

Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée se calculent selon les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u \times L}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u \times L}{2} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} T_w : \text{effort tranchant à droite} \\ T_e : \text{effort tranchant à gauche} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (A-B)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{6.6 - 24.75}{4.05} + \frac{16.16 \times 4.05}{2} = 28.25 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{9.90 - 24.75}{4.05} - \frac{16.16 \times 4.05}{2} = -37.20 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (B-C)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{24.75 - 3.75}{4.95} + \frac{9.90 \times 4.95}{2} = 40 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{24.75 - 3.75}{4.95} - \frac{9.90 \times 4.95}{2} = -34 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

◆ **Calcul ELS**

• **Moments fléchissant isostatiques**

$$\left\{ M_0 = \frac{q_s * l^2}{8} \right\} \Rightarrow M_0^{AB} = 10.22 \text{ KN.m} \text{ et } M_0^{BC} = 15.27 \text{ KN.m}$$

• **Moments sur appuis**

◆ $M_B = 0.2M_0$

$M_A = 0.2M_0^{AB} = 2.04\text{KNm}$, $M_C = 0.2M_0^{BC} = 0.2 * 15.27 = 3.05 \text{ kN.m}$ $M_B = 0.5M_0$,

$M_b = 0.5 M_0(\text{max}M^o) = 1.52 \text{ kNm}$

• **Moments En travées**

Travée (AB), (BC)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{AB} \geq 1,07.M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 9.15 \text{KN.m} \\ M_T^{AB} \geq 0,63.M_0^{AB} = 6.43 \text{KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{AB} = 9.15 \text{KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{BC} \geq 1,07.M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 14.05 \text{KN.m} \\ M_T^{BC} \geq 0,63.M_0^{BC} = 9.62 \text{KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{BC} = 14.05 \text{KN.m}$$

• Efforts tranchants

$$\text{Travée (A-B)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{2.04 - 1.53}{4.05} + \frac{10.22 \times 4.05}{2} = 20.8 \text{KN.} \\ T_e = \frac{3.05 - 1.53}{4.05} - \frac{15.27 \times 4.05}{2} = -20.56 \text{KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (B-C)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{1.52 - 1.53}{4.95} + \frac{4.25 \times 4.98}{2} = 15.51 \text{KN.} \\ T_e = \frac{3.05 - 1.53}{4.95} - \frac{4.25 \times 4.98}{2} = -10.81 \text{KN.} \end{array} \right.$$

Tableau IV-14. Sollicitations des poutrelles pour étage courant

	A	4.05 m	B	4.90 m	C	2.95m	D	4.95 m	E	3.60	F
travée	AB	BC	BC	CD	CD	DE	DE	EF			
	4,05	4,9	4,9	2,95	2,95	4,95	4,95	3,6			
rapport	0,83		1,66		0,60		1,38				
OBS	CV		NON		CV		NON				

Vu que l'une de ces quatre conditions complémentaires n'est pas satisfaite pour la méthode forfaitaire, on utilise le programme RDM 6 pour le calcul les moments maximaux.

ELU

Tableau IV-15. Sollicitations des poutrelles pour étage courant

Travée	ELU					
	M(kNm)				T(KNm)	
	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
AB	4.3	1,5	1,25	3,4	7.21	-1,22
BC	5,23	2.01	6.2	2.4	1.27	-6,1
CD	5.85	1.01	2.22	4.4	1.14	-7.55
DE	6.22	1,64	13.27	3,7	8,61	-0.87
EF	5,78	2,55	2,97	3,47	8.67	-5.87

Travée	ELS					
	M(kNm)				T(KNm)	
	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
AB	2,88	0,75	2,27	2,77	6,33	-8,06
BC	6,0	2,34	2,24	4,91	7,75	-7,04
CD	6,0	2,1	3,01	4,77	5,64	-8,5
DE	6,02	1,5	3,01	4,77	6,55	-5,4
EF	5.45	0,5	1,89	2,66	5,32	-4,02

- les résultats obtenus par RDM 6

$$\begin{array}{l}
 E.L.U \left\{ \begin{array}{l} M_t = 13 \text{ KN.m} \\ M_a = 1,27 \text{ KN.m} \\ T = 1,54 \text{ KN.m} \end{array} \right. \qquad \qquad \qquad E.L.S \left\{ \begin{array}{l} M_t = 3,7 \text{ KN.m} \\ M_a(\text{inter}) = 3,8 \text{ KN.m} \\ T = 6.55 \text{ KN.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

C-Calcul du ferrailage des poutrelles

Les moments maximaux en travée compriment les fibres supérieures et tendent les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

Pour le calcul du ferrailage des poutrelles, on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en T dont les dimensions sont données comme suit:

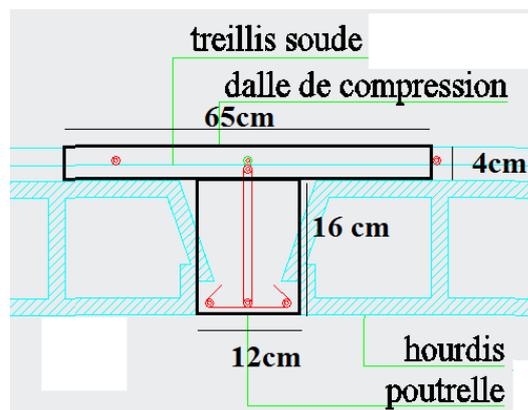


Figure I0-18 Section de la poutrelle T

Le Tableau III.3 donne les sollicitations maximales utilisées pour le calcul du ferrailage.

Tableau IV-16 Récapitulatif des efforts maximaux

E.L.U	E.L.S
$M_{0 \max} = 8,97 \text{ kN.m}$	$M_{0 \max} = 6.3 \text{ kN.m}$
$M_{t \max} = 13 \text{ kN.m}$	$M_{t \max} = 3.7 \text{ kN.m}$
$M_{a \text{ (rive) } \max} = 1,27 \text{ kN.m}$	$M_{a \text{ (rive) } \max} = 3.8 \text{ kN.m}$
$M_{a \text{ (inter) } \max} = 5.98 \text{ kN.m}$	$M_{a \text{ in } \max} = 4.02 \text{ kN.m}$
$T_{\max} = 15 \text{ kN.m}$	$T_{\max} = 6.55 \text{ kN.m}$

C-1 Ferrailage en travée E.L.U

l) Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_{\text{tab}} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{\text{tab}} = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 2) \cdot 10^{-3} = 5.89 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 3.7 \text{ kN.m} < M_{\text{tab}} = 5.89 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $b \times h_t = 65 \times 20 \text{ cm}^2$ avec $M_{t \max} = 5.89 \text{ kN.m}$.

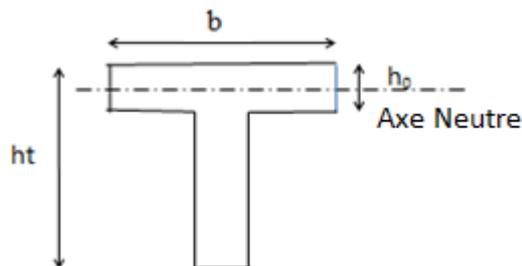


Figure 0-19. Position de l'axe neutre

m) Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{3.7 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,018 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,018 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot.A: } \xi_s = 10\%$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,024$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,990$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3,7 \times 10^3}{0,975 \times 18 \times 348} = 0,67 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = \left(\frac{65 \times 20}{1000}; 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} \right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max(1,3; 1,41)$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,41; 0,67) = 1,41 \text{ cm}^2.$$

On choisit $A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$.

-Ferrailage sur appuis

➤ Appuis intermédiaire

Etat- limite ultime de résistance : $M_{a \max}^u = 5,98 \text{ KN.m}$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{inter})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{5,98 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,113 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,169$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,932$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,98 \times 10^3}{0,932 \times 18 \times 348} = 1,16 \text{ cm}^2.$$

➤ Appuis de rive

$$M_{a \max(\text{rive})}^u = 1,27 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{rive})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{1,27 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,020 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,036$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,985$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{s(\text{rive})} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,27 \times 10^3}{0,985 \times 18 \times 348} = 0,20 \text{ cm}^2.$$

a) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,20 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}\right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,20 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$A_{\min} = 0,20 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{a \text{ doptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,20; 1,16) = 1,16 \text{ cm}^2.$$

On choisit $A_s = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$. $A_{\min a} = 0,25 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = 0,20 \text{ cm}^2.$$

On choisit $A_s = 1T10 = 0,79 \text{ cm}^2$

D-Vérifications

n)L'influence de l'effort tranchant

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b_0 \times d} = \frac{18 \times 10^3}{12 \times 18 \times 100} = 0,83 \text{ MPa.}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,83 \text{ MPa.} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.} \text{ Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

o)Section et écartement des armatures transversales A_t

o.1)Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 5,71.$$

On prend :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2.$$

o.2) Calcul des espacements

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \\ S_t \leq \min(16,2; 40) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t \leq 16,20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$$

o.3) La section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj})}{0,9 \cdot f_c \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K=1$ (fissuration non préjudiciable).

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_c = 235 \text{ MPa} \quad ; \quad \gamma_s = 1,15$$

$$\begin{aligned} (*) \Rightarrow A_t &\geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj})}{0,9 \cdot f_c} \cdot b_0 \cdot s_t \\ A_t &\geq \frac{1,15(0,88 - 0,3 \times 1 \times 2,1)}{0,9 \times 235} \times 0,12 \times 0,15 \end{aligned}$$

$$A_t = -10,76 \cdot 10^{-6}$$

La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L 91)

p) Pourcentage minimal des armatures transversales

$$\frac{A_t \times f_c}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_c}{b_0 \times s_t} \geq \max (0,37; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa}.$$

$$A_t \geq \left(\frac{0,4 \times b_0 \times s_t}{f_c} \right) = \frac{0,4 \times 0,12 \times 0,15}{235} = 3,06 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \approx 0,31 \text{ cm}^2.$$

Alors on adopte :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2.$$

q) Compression de la bille d'about

La contrainte de compression dans la bielle est:

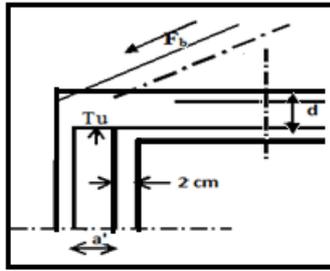


Figure 0-.20.Compression de la balle d'about

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ avec : } \begin{cases} F_b = T_u \times \sqrt{2} \\ S = \frac{a \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \quad \text{D'où : } \bar{\sigma}_b = \frac{2.T_u}{a.b_0}$$

a = la longueur d'appui de la biellette $\leq 0,9 \times d$

On doit avoir : $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T_u}{a.b_0} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T_u \cdot \gamma_b}{0,8.b_0.f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 18 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,014 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9 \times d);$$

$$a' = c - c' - 2\text{cm} = 40 - 2 - 2 = 36\text{cm}$$

$a = \min(36 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm} > 0,01 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

r)Vérification à L' E .L .S

r.1)Au niveau des travées

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

$$\begin{cases} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier } F_e E400 \end{cases} \Rightarrow \text{Si : } \alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa.}$$

r.2)Vérification des compressions dans le béton à l'E.L.S

- Si la condition ci-dessous est vérifiée la vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile (sur appuis et en travées).

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

s) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

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

$$V_u \leq \bar{V}_u \text{ et } V_u \leq 0,267.a.b_0.f_{c28} \Rightarrow \frac{0,75.V_u}{b_0.f_{c28}} \leq \alpha \leq d$$

Lorsque « a » n'est pas donnée on utilise la formule suivant :

$$a = l_a - 2\text{cm} \text{ tel que : } l_a = l_s - \text{Type de crochet}$$

l_a : Longueur d'ancrage.

l_s : Longueur de scellement droit (donnée à partir du BAEL91)

On choisit par exemple un crochet de 90°

Donc : $l_a = l_s - 24,69\phi$ tel que : $l_s = 35\phi$ ($F_{c28} = 25\text{MPa}; F_e = 400$)

$$l_a = 10,31\phi = 10,31 \times 1,00 = 10,31\text{cm}$$

$$\text{Alors : } a = l_a - 2 = 10,31 - 2 = 8,31\text{cm}$$

$$\bar{V}_u = 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0,267(8,31 \times 12) \times 10^{-1} \times 25 = 66,56\text{KN.}$$

$$V_u \leq \bar{V}_u \Rightarrow 12,06\text{KN} \leq 66,56\text{KN. Condition vérifiée.}$$

t) Vérification des armatures longitudinales

Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$A_s = \frac{1,15 \times 18 \times 10}{400} = 0,48\text{cm}^2.$$

u) Vérification de la contrainte d'adhérence limite

Il faut vérifier que : $\tau_s \leq \bar{\tau}_s$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \times 0,23 \Sigma u}; (\Sigma u : \text{Étant la somme des périmètres utiles des barres})$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6.\psi_s^2.f_{tj}; \text{ Pour les armatures à H.A} \Rightarrow \psi_s = 1,5$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; \bar{\tau}_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

$$\text{sommeu} = 3 \times 2 \times \pi \times R = 15,07 \text{ cm.}$$

$$\tau_s = \frac{15 \cdot 10^{-3}}{0,9 \times 0,23 \times 0,151} = 0,51 \text{ MPa.}$$

Donc $\tau_s = 0,54 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,84 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

v) Vérification de la flèche

D'après BAEL 91 modifiée 99 : $f \leq f_{adm}$

Avec : $F_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \rightarrow L_{max}$: la portée maximal

Dans notre cas, on a : $L_{max} = 5.20\text{m}$

$$F_{adm} = \frac{5,20}{500} = 0,0104\text{m.}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_{ut} \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 \rightarrow d' = 0,1h$$

$$I_0 = 2,30 \cdot 10^{-1} \text{m}^4.$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 d} = \frac{2,36 \cdot 10^{-4}}{0,12 \times 0,18} = 0,011$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{0,12}{0,65}) 0,011} = 3,74$$

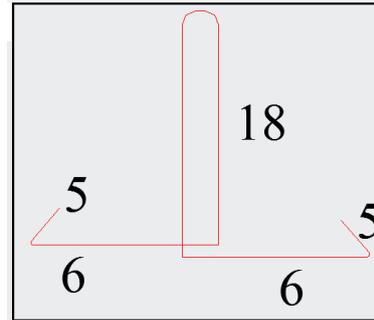
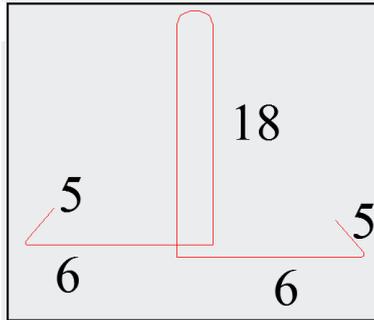
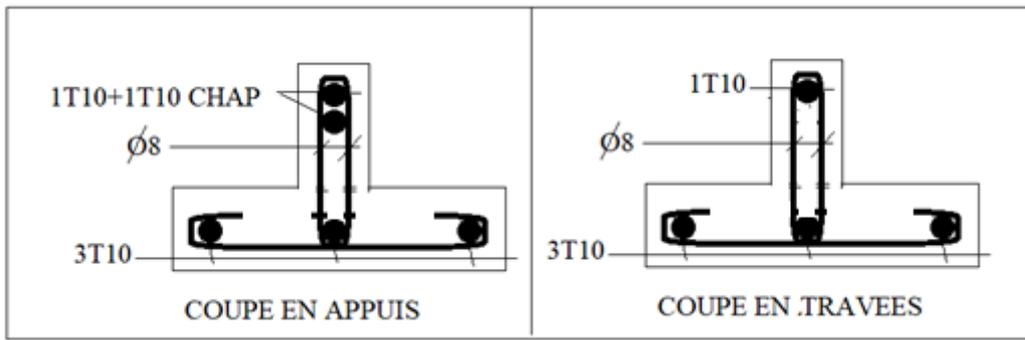
$$U^* = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{(4 \rho \sigma_{st}) + f_{t28}} = 0,67$$

$$I_{Fi} = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i U^*)} = \frac{1,1 \times 2,30 \cdot 10^{-1}}{(1 + 3,74 \times 0,67)} = 0,07 \text{m}^4.$$

$$f = \frac{M_{st} \cdot L^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}} = \frac{3,05 \times 10^{-3} \times 5,20^2}{10 \times 32164,2 \times 0,07} = 3,66 \cdot 10^{-6} \text{m.}$$

$$\text{Avec : } E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } f = 3,66 \cdot 10^{-4} \text{ cm}$$



FigureIV 21: Schemas de ferrailage des poutrelles (Etage courant)

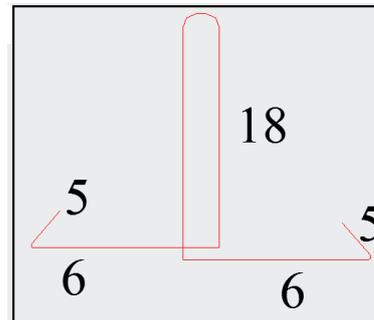
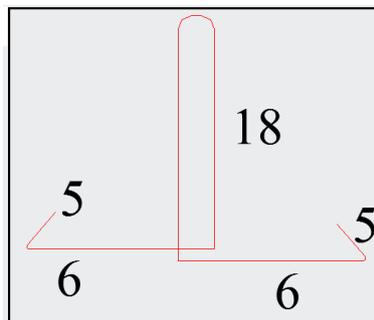
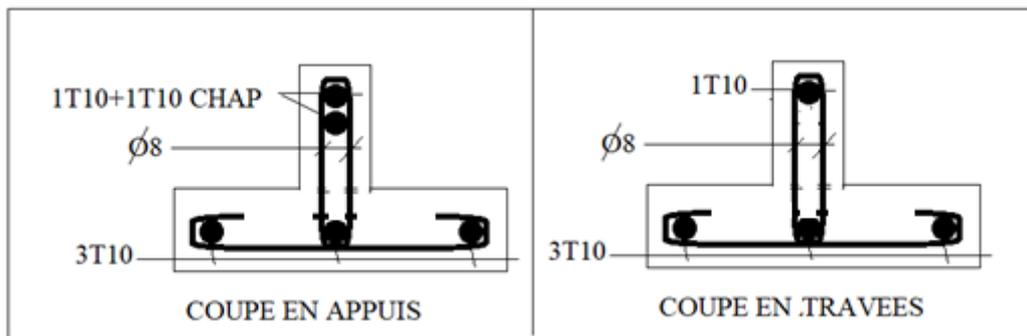


Figure IV-22. Ferrailage des poutrelles intermédiaire

Calcul du ferrailage de la dalle de compression

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

- 20cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.
- 33cm (3.par m) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

➤ section minimale des armatures perpendiculaire aux poutrelles :

$A_{\perp} \geq 200/fe \quad (cm^2/ml) \quad \text{si } l \leq 50cm$

$A_{\perp} \geq 4L/fe \quad (cm^2/ml) \quad \text{si } 50cm \leq l \leq 80cm$

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

➤ section minimale des armatures parallèles aux poutrelles :

$A_{//} \geq A_{\perp}/2 \quad L = 0,65 \text{ m} \quad Fe = 235 \text{ MPa}$

$50cm \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 235 = 1,10 \text{ cm}^2/ml$

On prend $A_1 = 6 \phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/ml$

$A_{//} \geq 1,18/2 = 0,59 \text{ cm}^2/ml \quad \text{on prend } A_{//} = 6 \phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/ml$

On prend un quadrillage de section TS $\phi 5$ avec un espacement de 15cm.

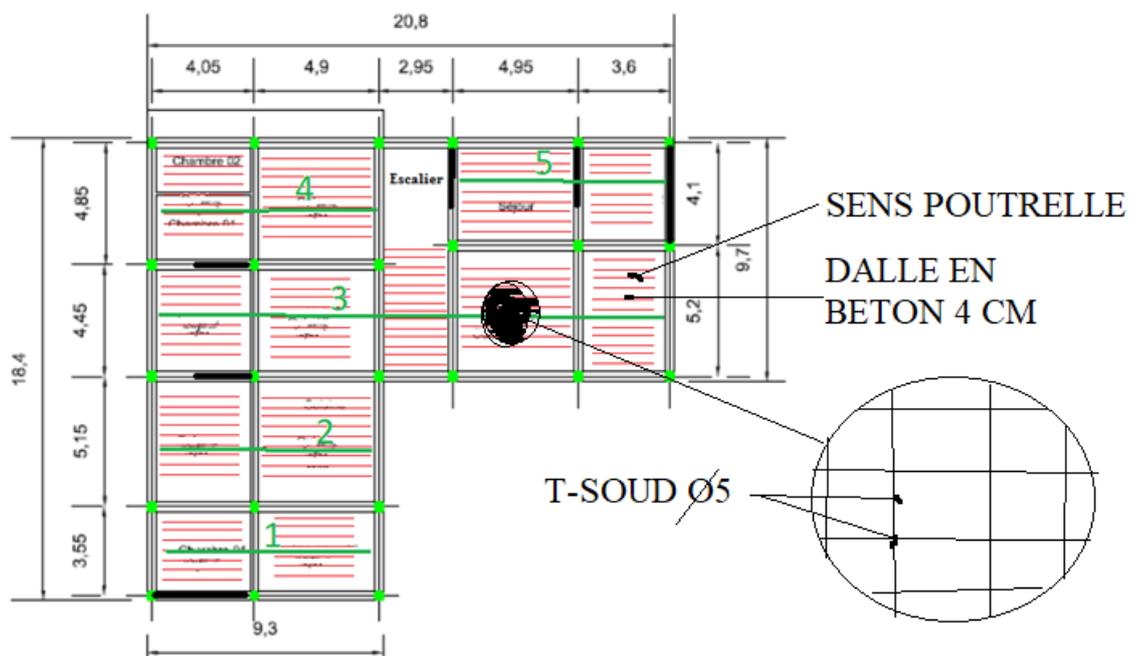
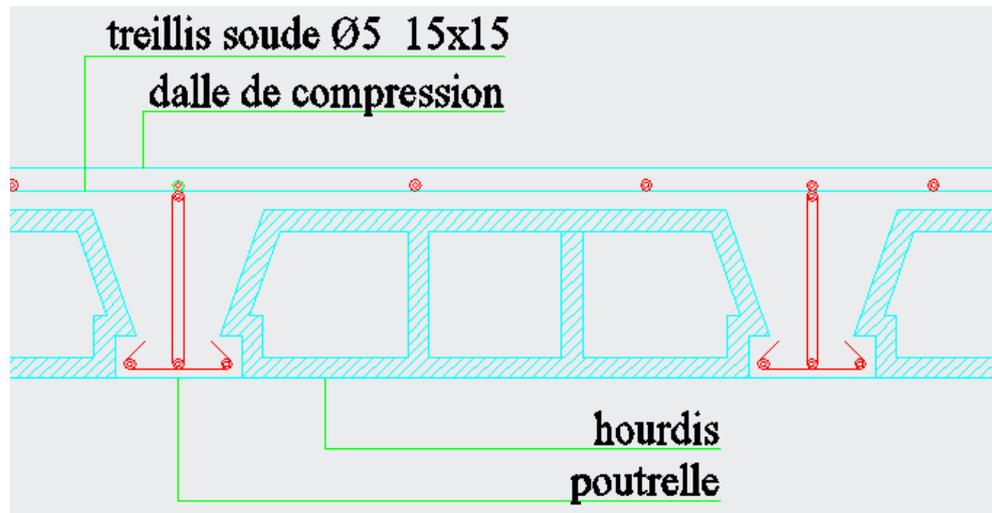


Figure 0- 23 .Schéma du ferrailage de la dalle de compression.

**Conclusion:**

Dans ce chapitre, nous avons présentés différents types de poutrelles qui ont été étudiés et ferrillés.

Chapitre V

Etude sismique

Introduction

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis M.E.F permettant le calcul automatique de structures diverses.

L'ingénieur pourrait donc ignorer les principes de la M.E.F, il lui suffirait de savoir utiliser les programmes de calcul et de connaître les règlements en vigueur.

Seulement, cet utilisateur serait incapable de se rendre compte de la correction des résultats donnés par l'ordinateur.

Aujourd'hui, l'une des méthodes les plus utilisées dans les bureaux d'études et laboratoires de recherche en vue de la conception de ces nouveaux produits est la Méthode des Éléments Finis M.E.F.

La M.E.F est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ils sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

Dans ce qui suit, nous nous intéressons à l'utilisation du logiciel de calcul des structures qui a été conçu sur la base de la M.E.F.

Le but du présent chapitre est de présenter les notions fondamentales du calcul automatique d'un point de vue purement physique tout en considérant le code de calcul ETABS V9 dans son efficacité c'est-à-dire comme un outil destiné à un utilisateur professionnel. Nous allons alors commencer cette partie par une présentation sommaire du logiciel.

V.1 Définition d'un séisme

L'étude du bâtiment R+5 sous l'action sismique pour garantir la résistance et la protection acceptable à la construction en cas de séisme.

L'excitation sismique provoque une accélération dynamique au niveau du sol, de ce fait il y a création d'accélération affectant les masses de la structure liée au sol qui produisent des forces d'inertie opposées à ces mêmes accélérations. (l'effet d'un séisme est assimilable à une oscillation libre).

V.2 Modélisation :

La modélisation de la structure prend en compte deux paramètres :

- Le respect de la position du centre de gravité des masses et de leur répartition dans la structure.
- La rigidité des éléments.

La modélisation de notre structure sera représentée par une console verticale flexible rigidement encastrée à la base, où les masses sont concentrées d'une manière ponctuelle au niveau des planchers.

Ainsi nous considérons ces planchers comme étant indéformables dans leurs plans d'où la possibilité de leur schématisation par une seule masse.

Nous obtenons ainsi un modèle à 06 masses concentrées. Chaque masse a un degré de liberté qui est le déplacement horizontal.

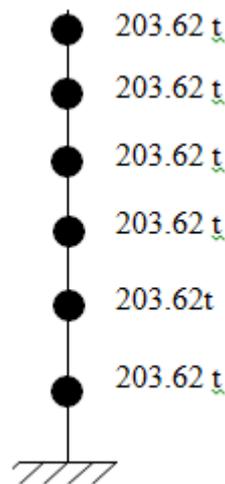


Figure V-1: les masses concentrées.

V.3 Présentation du logiciel ETABS V9

i. Concept de base de la M.E.F

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux.

La méthode considère le milieu solide, constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis.

Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale

peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds.

La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

ii. Description du logiciel ETABS V9 :

L'ETABS V9 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. ETABS V9 offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

- **Rappel (terminologie) :**

Grid line : ligne de grille

Shell : voile

Joints : nœuds

Elément : élément

Frame : portique (cadre)

Restraints : degrés de liberté (D.D.L)

Load : charge

Material : matériaux

Uniformed loads: charge uniforme

Concrete : béton

Define : définir

Steel : acier

Frame section : coffrage

Beam : poutre

Column : poteau

V.4 Modélisation :

Pour modéliser notre réservoir, on utilise la version ETABS version 9.

- **Choix des unités :**

Au bas de l'écran, on sélectionne KN.m (KN et mètres) comme unités de base pour les forces et déplacements :



Figure V.2 Réglages unités ETABS.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements de la structure,...).

- **Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis

New model from template. Cette option permet de créer rapidement un modèle "Régulier", en utilisant des exemples de structures prédéfinis dans la base de données.



Figure V.3. Introduction des caractéristiques géométriques de la structure.

V.5 Les outils de modélisation de l'ETABS V9

Pour définir une structure et son système de chargement, deux types de coordonnées sont utilisés. Le système global de coordonnées est un système arbitraire dans l'espace, il est utilisé pour définir les coordonnées des nœuds et pour donner la direction des charges. Le système local de coordonnées est associé à chaque élément et est utilisé pour la spécification des charges locales et pour l'interprétation des efforts.

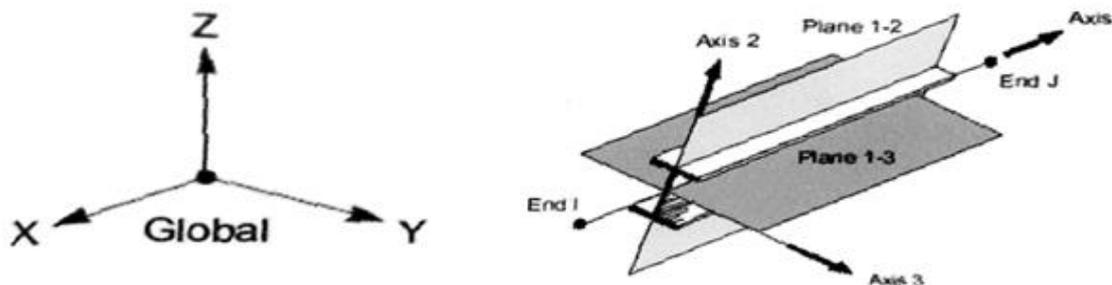


Figure V.4. Représentation Axes locaux et globaux

V.6 Hypothèses de l'analyse :

Afin de réaliser l'analyse complète de la structure, la matrice de rigidité est générée en prenant en compte les hypothèses suivantes:

- La structure est idéalisée en un ensemble de poutres et de plaques connectées ensemble par des nœuds. L'assemblage est sollicité par des charges concentrées (forces ou moments) agissant aux nœuds dans n'importe quelle direction.
- Une poutre est un élément de structure linéique ayant une section doublement (ou presque) symétrique le long de la direction principale. La poutre qui supporte toujours des efforts axiaux peut être en plus soumise à des efforts de flexion ou efforts tranchante dans deux plans perpendiculaires arbitraires ainsi qu'à des efforts de torsion. A partir de ce point, l'élément poutre sera appelé "barre". Un élément plaque est un élément à trois ou quatre nœuds ayant une épaisseur constante ou variable. A partir de ce point l'élément plaque sera appelé "élément"¹.
- Les charges internes et externes agissant à chaque nœud sont en équilibre. Si les propriétés de torsion ou de flexion sont définies pour chaque barre, alors six degrés de liberté sont considérés à chaque nœud (trois déplacements et trois rotations) dans la génération de la matrice de rigidité. Si la barre est définie comme barre treillis (supportant une force axiale uniquement), alors uniquement trois degrés de liberté (déplacements) sont considérés à chaque nœud.
- Deux types de systèmes de coordonnées (local et global) peuvent être utilisés pour la génération de la matrice de rigidité. Les axes du système local de coordonnées sont attachés à chaque élément et sont orientés de telle façon que le travail de l'ordinateur pour le calcul de la rigidité de l'élément est général et réduit au minimum. Les axes du système global de coordonnées sont une donnée commune pour tous les éléments idéalisés de telle sorte que les forces et les déplacements peuvent être liés à un repère commun de référence.

V.7 Intégrité de la structure :

L'intégrité de la structure est une condition très importante qui doit être satisfaite par toutes structures. Les utilisateurs doivent s'assurer que leur modèle constitue une seule structure et non une structure multiple.

Une structure intégrale ou unique peut être définie comme un système où des connections existent entre les barres et éléments. Le modèle entier réagit en un seul corps au système de chargement. Deux ou plusieurs structures dans le même modèle donnent suite à une formulation mathématique fautive du problème et génèrent ainsi des erreurs. ETABS V9 vérifie l'intégrité du modèle à l'aide d'un algorithme très sophistiqué et rapporte les problèmes rencontrés.

V.8 Modélisation des masses:

Les fréquences naturelles et les modes propres de la structure sont les premiers paramètres qui affectent la réponse d'une structure à une charge dynamique. Le problème de vibration libre est résolu en extrayant ces valeurs. Puisqu'il n'existe aucune force extérieure, les fréquences naturelles et les modes propres sont directement fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure. Ainsi, le résultat du calcul des fréquences et des modes propres peut varier dans de grandes proportions en fonction de la modélisation des masses. Cette variation affecte les résultats de l'analyse de vibration forcée ainsi que la réponse à un spectre d'accélération ou de déplacements. Donc, il faut apporter beaucoup de soins à la modélisation des masses dans une analyse dynamique. Les masses actives doivent être modélisées comme des charges. Toutes les masses qui peuvent se déplacer doivent être modélisées comme des charges appliquées dans toutes les directions possibles du mouvement. Dans l'analyse spectrale, toutes les masses capables de se déplacer dans la direction du spectre doivent être modélisées comme charges agissant dans cette direction.

V.9 Analyse du spectre de réponse :

Etant donné un mouvement du sol (déplacement ou accélération) en fonction du temps (période), la réponse de la structure peut être calculée. La réponse modale est combinée en utilisant la méthode SRSS (Square Root of the Sum of Squares) ou CQC (Complète Quadratique Combinassions) pour obtenir la réponse totale.

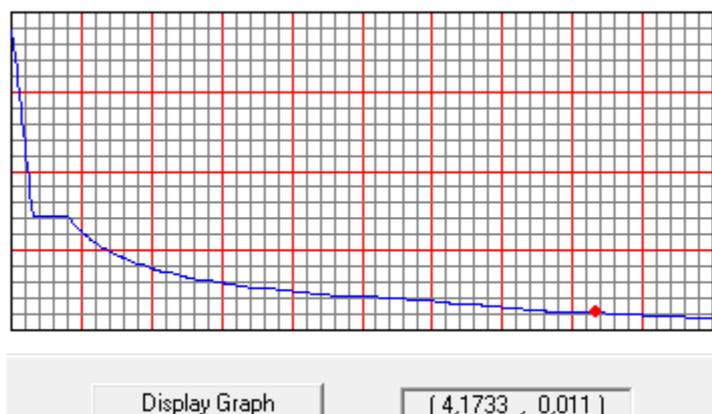


Figure 0-5: Spectre de réponse

L'effort tranchant à la base est calculé et imprimé pour chaque mode dont le nombre maximum est fixé par le programme. Les résultats de l'analyse spectrale peuvent être combinés avec les résultats de l'analyse statique pour le dimensionnement de la structure.

V.10 Matériaux affectés aux éléments :

Pour tous les éléments les caractéristiques du matériau utilisé sont celles définies dans le chapitre I de l'étude génie civil caractéristique des matériaux :

E = module de Young .E = 32164000 MN/m²

Masse volumique du béton. $\gamma_{\text{bet}} = 25 \text{ KN/m}^2$

Figure 0V-6: Matériaux affectés aux éléments.

Section affectées aux éléments :

Frame élément :

Poteaux (40 x 35) cm

Poutres principales (35 x 40) cm

Poutres secondaires (30 x 40) cm

Plane élément :

L'épaisseur de chaque élément :

Dalle plein (e = 0,15 m).

Voiles (e = 0,15 m).

Plancher 0,20 m.

Escalier 0,16 m.

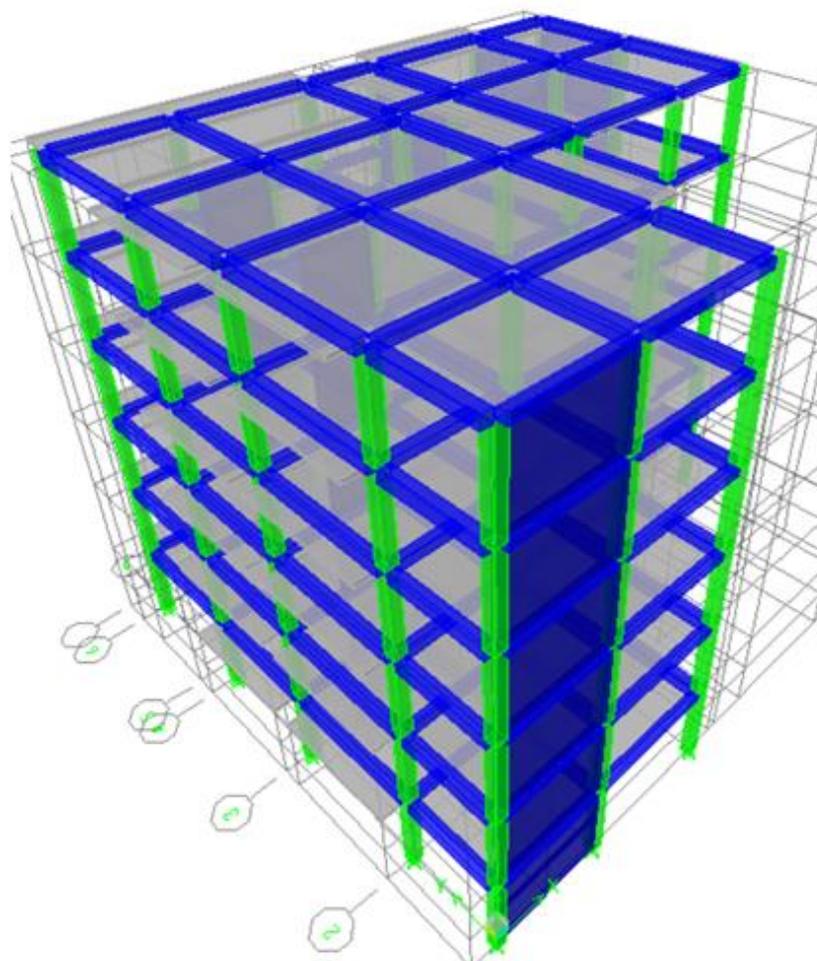


Figure 0V-7: Vue en 3D du modèle obtenu par logiciel ETABS V9.

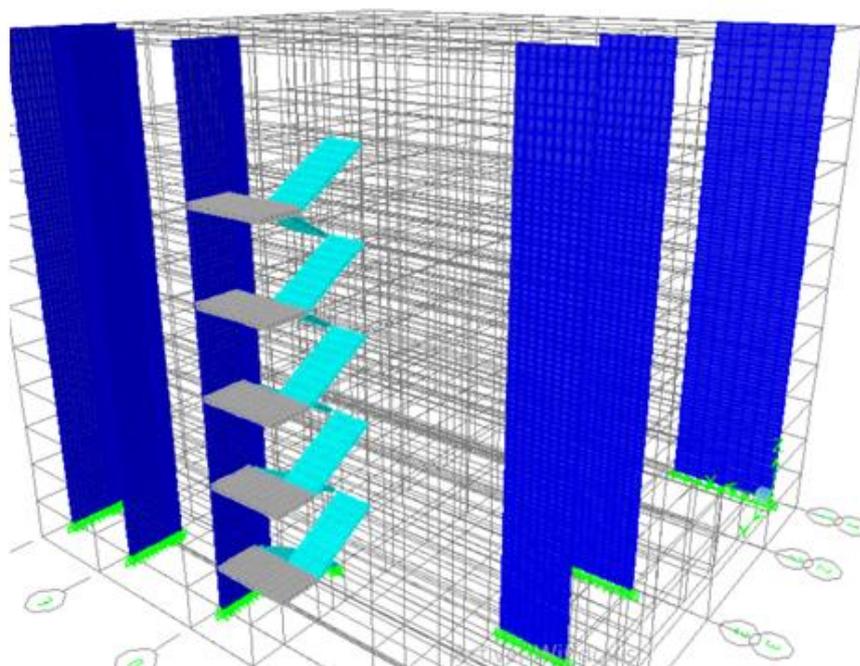


Figure 0V-8: Vue en 3D éléments voiles et escaliers.

V.11 La force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, Les voiles et les poteaux ont été encastrés à la base de la structure.

- Chargement des dalles sous la charge d'étanchéité et charges d'exploitation.
- Application d'un spectre de réponse pour le cas de charge sismique (le spectre est tiré du logiciel RPA99).

V.12 Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :

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

Avec : $A=0,15$ (zone IIA Groupe usage 2).

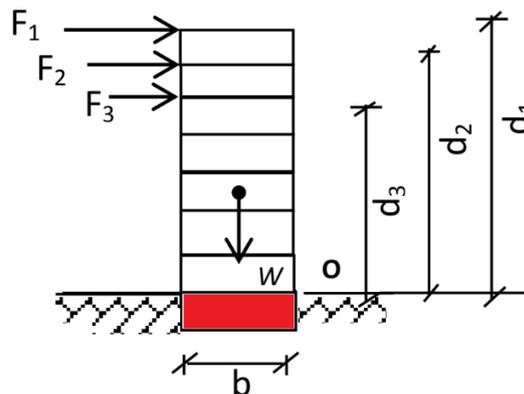


Figure 0-9: position d'application des forces sismique sur la structure.

Avec :

Coefficient d'accélération de zone «A »

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zonesismique Iia} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,15$$

Pourcentage d'amortissement critique « ξ »

Est en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\xi = 7\% \left\{ \begin{array}{l} \text{Portique en béton armé.} \\ \text{Remplissage dense.} \end{array} \right.$$

Le facteur de correction d'amortissement « η »

Est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7$$

$$\eta = \sqrt{7/(2+7)} = 0,882 \geq 0,7$$

V.13 Vérification de l'effort normal réduit:

Pour éviter la rupture fragile de la section de béton on doit vérifier la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

N: l'effort normal maximal.

Bc : l'air de section brute.

Fcj : la résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le Tableau IV.1

Tableau V.1. Vérification de l'effort normal réduit

zone	Section	N(kN)	FC28(MPa)	Nrd(kN)	Vérification
IIA	35x40	1575	25	0,25	Vérifie

La période fondamentale T

La formule suivante :

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

$h_N = 18,86$ m : Hauteur de la structure.

$C_t = 0.05$: Coefficient du système de contreventement.

T_1, T_2 : périodes .

On a :

(T_1, T_2) : Période à la catégorie du sol. Avec $0 < T < T_2$

$$T_x = \min \left(C_t h_N^{3/4} \text{ et } 0.09 * h_N / \sqrt{D_x} \right)$$

D : La dimension du bâtiment. $D_x=20,80\text{m}$, $D_y=18,40\text{m}$.

$$T_x = \min \left(C_t h_N^{3/4} \text{ et } 0.09 * h_N / \sqrt{D_x} \right) = \min \left(0.05 * 18.86^{3/4} \text{ et } 0.09 * \frac{18.86}{\sqrt{20.80}} \right)$$

$$T_x = \min(0.452 \text{ et } 0.372) = 0.372 \text{ s}$$

$$T_y = \min \left(C_t h_N^{3/4} \text{ et } 0.09 * h_N / \sqrt{D_y} \right) = \min \left(0.05 * 18.86^{3/4} \text{ et } 0.09 * \frac{18.86}{\sqrt{18.40}} \right)$$

$$T_y = \min(0.452, 0.372) = 0.395 \text{ s}$$

donc : $T=0.372 \text{ s}$.

Coefficient de comportement « R=4 »

Portique contreventés par des voiles.

Le facteur de qualité « Q »

$$Q = 1 + \sum P_q = 1,20$$

Tableau V.2. Cumul masse de la structure

étage	masse KN (1KN=0,1t)	Cumul masse (KN)	centre de masse (M)		centre de rigidité (m)		éxcentricité (m)	
			XCM	YCM	XCR	YCR	Ex	Ey
5	408,62	408,62	8,49	10,87	15,10	15,10	6,62	4,23
4	427,15	835,77	8,53	10,83	15,12	15,12	6,59	4,29
3	427,15	1 262,93	8,53	10,83	15,12	15,12	6,59	4,29
2	427,15	1 690,08	8,53	10,83	15,12	15,12	6,59	4,29
1	427,15	2 117,24	8,53	10,83	15,12	15,12	6,59	4,29
RDC	427,15	2 544,39	8,53	10,83	15,12	15,12	6,59	4,29
poïd total	2 544,39	(1KN=0,1t)						

Facteur d'amplification dynamique moyen D

Est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0\text{sec} \end{cases}$$

$$D = 2.5n(T_2/T)^{0.66} = 2.5 * 0.882 * (0.395/0.372)^{0.66} = 2.11.$$

Tableau V.3. Forces sismiques obtenue

Spectre	Mode	Dir	F ₁ (kN)	F ₂ (kN)
EX	All	All	623,97	56,34
EY	All	All	56,34	790,38

$$V = (0.15 * 2.11 * 1.2 * 1221.72) / 4 = 203 \text{ KN. (RPA).}$$

F₁=V_x total=623.97 KN et =790.38 KN.

V_x total ≥ 0.8 * V etabs

V_y total ≥ 0.8 * V etabs

Condition vérifié

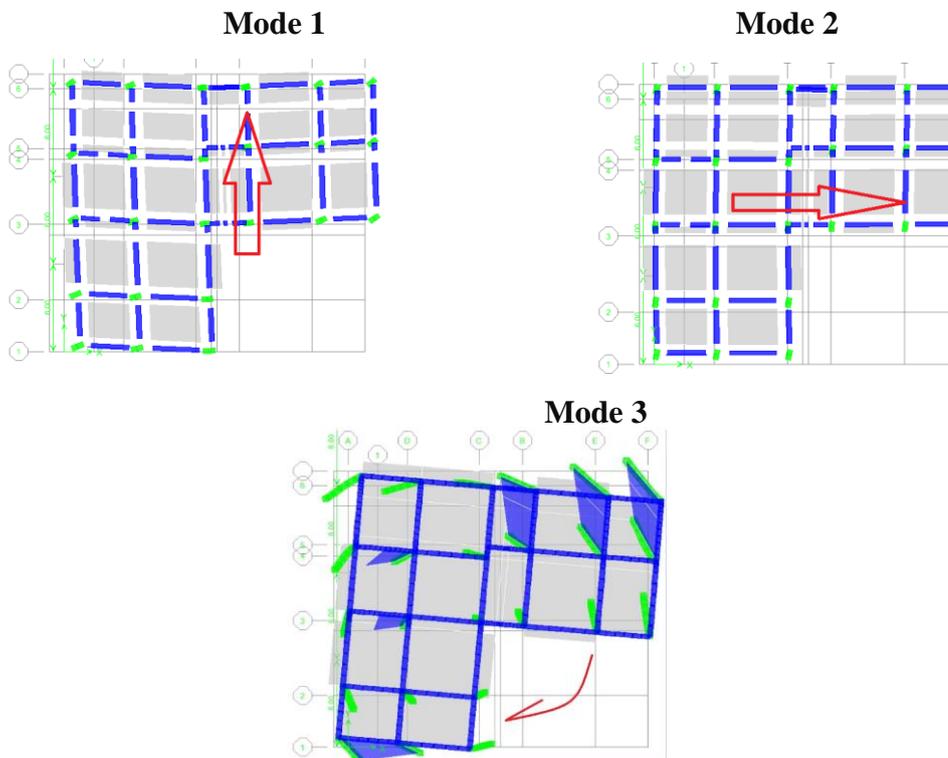


Figure 0V-10: Les modes de vibration .

Vérification vis-à-vis RPA :**iii. Vérification de la période**

On doit vérifier aussi que la période dynamique (T_{dyn}) ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de période statique fondamentale " $T=0.372$ s".

$$T_{dyn} = 0,3 \text{ sec} \leq 0,372 \text{ sec} \text{ ok Condition vérifiée.}$$

Mode 1

$$T_d < 1.3T_{stat} = 0,483 \text{ s} \text{ ok condition vérifiée}$$

Rz : Déplacement (m)=0,0063 < 5 translation

Tableau V-4: Tableau des modes et des périodes.

Mode	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Période (S)	1,308	1,046	1,014	0,414	0,343	0,336	0,225	0,200	0,193	0,144	0,138	0,128

iv. Détermination coefficients de participation modale cumul UX et cumul UY

On doit vérifier que: $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

$$\text{Avec : } \bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \cdot \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

Le logiciel ETABS, déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, cumul UX et cumul UY, les valeurs données sont :

Tableau V.5: Participation massique cumulée.

Mode	Période	UX	Cumul UX	UY	Cumul UY
1	0,433	70,6623	70,6623	0,0003	0,0003
2	0,393	0,0004	70,6626	69,9285	68,9289
3	0,257	0,0064	70,6691	0	68,9289
4	0,112	20,2732	90,9423	0,0001	68,9290
5	0,092	0	90,9424	21,0668	89,9957
6	0,064	0,0001	90,9424	0	89,9957
7	0,054	5,6878	96,6302	0,0004	89,9961
8	0,050	0,0126	96,6428	0,0643	90,0604
9	0,043	0,0001	96,6429	5,9807	96,0411

Sens xx: $\sum \bar{\alpha}_x \geq 90\% \Rightarrow 96,6429\% \geq 90\%$ Condition vérifiée.

Sens yy: $\sum \bar{\alpha}_y \geq 90\% \Rightarrow 90,0604\% \geq 90\%$ Condition vérifiée.

Vérification des déplacements

Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \leq \bar{\delta}_K ; \text{ Avec : } \delta_K = R \times \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement ; R 4.

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion).

Les tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

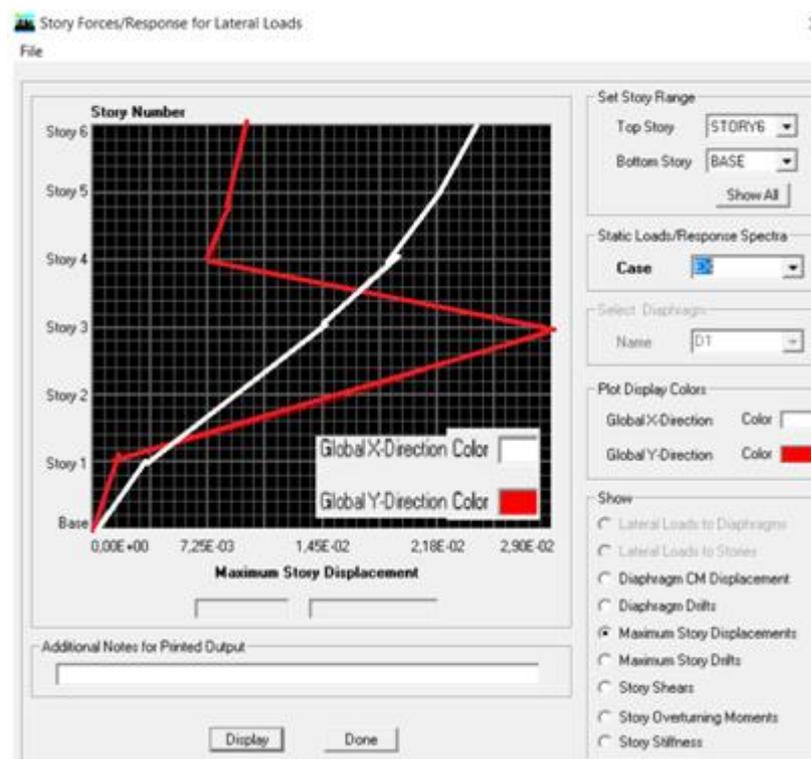


Figure0V-11: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens EX.

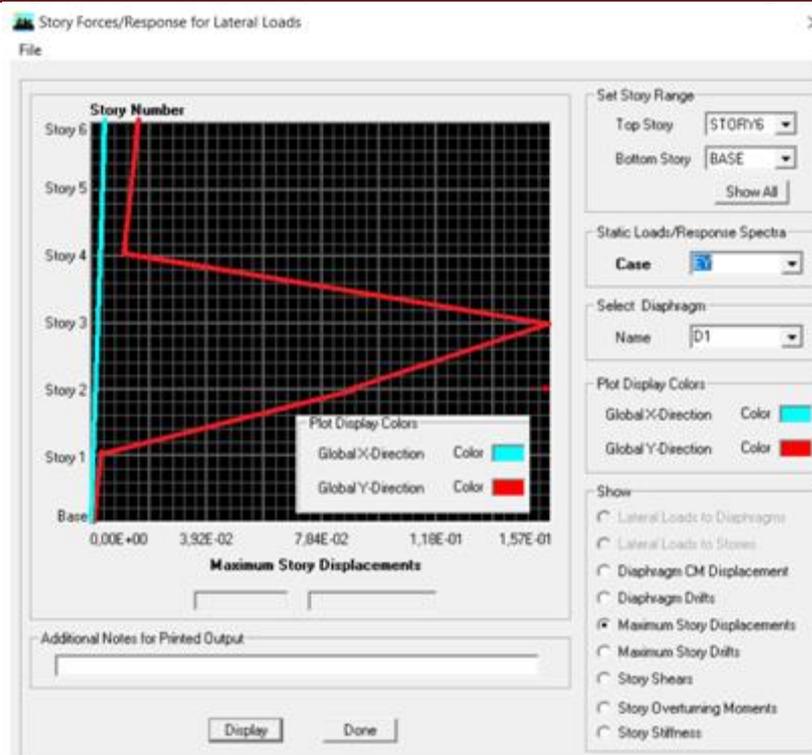


Figure V.12: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens EY

Tableau V-6: Les déplacements relatifs de chaque niveau sens xx.

Etage	Déplacement sens X (m)	Vérification
5	0,0008	1,0% $h_e=0,0306$, donc la condition est vérifiée.
4	0,0012	1,0% $h_e=0,0306$, donc la condition est vérifiée.
3	0,0016	1,0% $h_e=0,0306$, donc la condition est vérifiée.
2	0,0018	1,0% $h_e=0,0306$, donc la condition est vérifiée.
1	0,0018	1,0% $h_e=0,0306$, donc la condition est vérifiée.
RDC	0,0011	1,0% $h_e=0,0306$, donc la condition est vérifiée.

Tableau V.7: Les déplacements relatifs de chaque niveau sens yy.

Etage	Déplacement sens Y (m)	Vérification
5	0,000384	1,0% $h_e=0,0306$, donc la condition est vérifiée.
4	0,000577	1,0% $h_e=0,0306$, donc la condition est vérifiée.
3	0,000711	1,0% $h_e=0,0306$, donc la condition est vérifiée.
2	0,000805	1,0% $h_e=0,0306$, donc la condition est vérifiée.
1	0,00081	1,0% $h_e=0,0306$, donc la condition est vérifiée.
RDC	0,00055	1,0% $h_e=0,0306$, donc la condition est vérifiée.

Tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1% de la hauteur d'étage

1,0% $h_e=0,0306$, donc la condition est vérifiée.

Conclusion :

Après tous ces contrôles, nous pouvons dire que notre structure est une structure parasismique. Les tableaux nous donnent les résultats adoptés par ETABS V9.7.4.

Les différentes contraintes sont les éléments principaux de la structure –elles sont utilisées pour le calcul des armatures de ces éléments, qui viendront dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux).

Chapitre VI

Ferraillage des éléments structuraux

Introduction

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le C.B.A 93 et le R.P.A 99/Version 2003.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Poteaux
- Poutres
- Voile

L'étude des sous charges verticales et horizontales nous a permis de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux, poutres et voiles) dans les différents nœuds et travées. Pour déterminer les sollicitations nous avons utilisé le programme d'analyse des structures **ETABS 9.7.4** ce qui nous a permis d'étudier les portiques selon les différentes combinaisons de calcul.

VI.1 Les combinaisons de calcul

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [**B.A.E.L 91 modifiée 99 et R.P.A 99/ (version 2003)**].

Poutres

- Sollicitation du 1^{er} genre (**B.A.E.L 91 modifiée 99**)
1,35G+1,5 Q
- Sollicitation du 2^{ème} genre [**R.P.A 99/ (version 2003)**]
0,8G ± E
G + Q ± E

Poteaux

- Sollicitation du 1^{er} genre (**B.A.E.L 91 modifiée 99**)
1,35 G+1,5 Q
- Sollicitation du 2^{ème} genre [**R.P.A 99/ (version 2003)**]
0,8G ± E
G + Q ± E

Avec : G : Charge permanente ;

Q : Charge d'exploitation ;

E : Effort sismique.

VI.2. Ferrailage des poutres**A- Méthode de calcul**

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort Normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{ème} genre.

Sollicitation du 1^{er} genre $S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1} .

$$\text{Sollicitation du 2^{ème} genre} \begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E. \\ S_{p2} = G + Q \pm E. \end{cases} \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2}.$$

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1} .

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

Dans le calcul relatif au « **E.L.U** » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b).

Pour situation accidentelle :

- $\gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400$ MPa.
- $\gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48$ MPa.

Pour les autres cas :

- $\gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348$ MPa.
- $\gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17$ MPa.

- Les armatures minimales

D'après le **R.P.A 99/ (version 2003)** on a :

Section d'armature minimale : $A_{\min} = 0,5\% \times b \times h_t$

Section d'armature maximale : $A_{\max1} = 4\% \times b \times h_t$ (Zone courante) ;

$A_{\max2} = 6\% \times b \times h_t$ (Zone de recouvrement).

B-Poutres principales (30x40) cm²

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on à :

$$A_{\min} = 0,5\% (bxh) = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{6,00 \text{ cm}^2}$$
 (sur toute la section)

$$A_{\max1} = 4\% (bxh) = 4 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{48 \text{ cm}^2}$$
 (zone courante)

$$A_{\max2} = 6\% (bxh) = 6 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{72 \text{ cm}^2}$$
 (zone de recouvrement)

Tableau VI.1 : Moments max des Poutres principales de rive

Étages	Position	Moments max (kN.m)		Rapport	Moments de calcul	T max
		M1	M2	M2/M1	(kN.m)	(kN)
RDC,1,2,3,4et 5 ^{eme}	Travées	56,68	75,38	1,33	75,38	83.50
	Appuis	57,53	76,93	1,34	76,93	

Tableau VI.2 : Moments max des Poutres principales intermédiaires

Étages	Position	Moments max (kN.m)		Rapport	Moments de calcul	T max
		M1	M2	M2/M1	(kN.m)	(kN)
RDC,1,2,3,4et 5 ^{eme}	Travées	53,18	57,78	1,09	53.18	88,70
	Appuis	54.42	87,79	1,61	87.79	

C- Exemple de calcul**a)..... Poutre principale****En travée**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1}=56,68 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2}=75,38 \text{ KN.m} \quad \frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 1,33 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section $h_t = 35 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times h_t = 31,5 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 b} = \frac{75,38 \cdot 10^3}{30 \cdot (36)^2 \cdot 18,48} = 0,105 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,139, \beta = (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,944 ,$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 400 \text{MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{75,38 \cdot 10^3}{0,944 \cdot 36 \cdot 400} = 5,54 \text{ cm}^2$$

❖ **En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 57,53 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 76,93 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}} = 1,33 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_2\text{)}$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 b} = \frac{76,53 \cdot 10^3}{30 \cdot (36)^2 \cdot 18,48} = 0,106 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\alpha = 0,141, \beta = 0,943$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 400 \text{MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{76,53 \cdot 10^3}{0,943 \cdot 36 \cdot 400} = 6,63 \text{ cm}^2$$

D- Poutres secondaires (30x30) cm²

a- Armatures minimales

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on a :

$$A_{\min} = 0,5\% b \cdot h_t = \frac{0,5 \times 30 \times 30}{100} = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max 1} = 4\% b \cdot h_t = \frac{4 \times 30 \times 30}{100} = 36 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max 2} = 6\% b \cdot h_t = \frac{6 \times 30 \times 30}{100} = 54 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.6 : Récapitulation du ferrailage des Poutres principales de rive

Etages	Position	Moments de calcul (kN.m)	As (calculé)	As (min)	Choix	As
RDC,1,2,3,4et 5 ^{eme}	Appuis	75,38	5,40	6,00	3T14 fil + 2T12 chapeau	7,69
	Travées	76,93	5,60		3T14 fil + 2T12 renf	3,39

Tableau VI.6 : Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As (calculé)	As (min)	Choix	As
RDC,1,2,3,4et 5 ^{eme}	Appuis	57,78	4,10	6,00	3T14 fil + 2T12 chapeau	6,88
	Travées	87,79	6,40		3T14+2T14 renf	3,39

Tableau VII-1: Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaires).

Niveau	Section	Moments (KN.m)		A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	A _s (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC,1,2,3,4et 5 ^{eme}	Travée	6,65	26,33	2,93	4,5	3T12+2T10	4,96
	Appuis	7,60	24,83	2,75		3T12+2T10	4,96

E-vérification Condition de non fragilité :

-Poutres principales (30x40) cm² :

$$A_{min} = 0,23bxdxft_{28}/f_e = 0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1 / 400 = 1,30 \text{ cm}^2.$$

$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}}$condition vérifiée.

F-Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T/(bxd) = 98,20 \times 10 / (30 \times 36) = 0,90 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$\tau_u = 0,90 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa}$condition vérifiée.

Il n'y a pas un risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

G-Calcul les armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l) ;$$

$$\Phi_t \leq \min (10 ; 30 ; 14) ;$$

$$\Phi_t = 8 \text{mm.}$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{mm}$.

H-Calcul de L'espacement

Selon le RPA 99 version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{cm}) \\ S_t \leq \min (28,35 ; 40 \text{cm}) \end{array} \right. \leq 30 \text{cm.}$$

➤ Zone nodale:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (12\Phi_l ; \frac{h}{4}) \\ S_t \leq \min (16,8 ; 8,75) \end{array} \right. \Rightarrow S_t = 8 \text{cm.}$$

➤ Zone courante:

$$S_t \leq h/2 = 17,5 \text{ cm}$$

I-Ancrage des armatures tendues

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$

Avec

Φ : diamètre d'une barre.

$$L_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,30 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \cdot \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$.

J-Calcul des crochets

Crotchets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 31,5 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 31,12 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 0,70 \text{ cm.}$$

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 31,10 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 0,71 \text{ cm.}$$

-La longueur de recouvrement

D'après le **R.P.A 99/version 2003**, la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm.}$$

K-Les vérifications**A- Vérifications des contraintes (E.L.S)**

$$M_{ser} = 43,84 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 7,70 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$by^2/2 - n.A (d-y) = 0$$

$$\Rightarrow 15y^2 + 138,45y - 4361,18 = 0 \Rightarrow y = 23,60 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + n.A (d-y)^2 = 140083,22 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{43,84 \times 10^3}{140083,22} \times 23,60 = 7,38 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 7,38 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

L-Vérification de la flèche :

$$M_{tmax} = 43,84 \text{ KN.m}, M_0 = (G+Q) l^2/8 = 9,19 \text{ t.m} \quad (\text{à l'ELS})$$

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,0897 > 0,0625 \dots\dots \text{condition vérifiée} \\ h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,4770 > 0,0361 \dots\dots \text{condition vérifiée} \\ A_s/b.d < 4,2/f_e \Rightarrow 0,0049 < 0,0105 \dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc le calcul pratique de la flèche n'est pas nécessaire.

a) **Poutres secondaires (30x30) cm²**

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2.$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\min}$ Condition vérifiée.

En travée

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}}$$

Le moment maximum en travée $M_{\text{tmax}} = 26,33 \text{ kN.m}$

$$M_{\text{ser}} = 4,80 \text{ kN.m}$$

$$\alpha = 0,098 \text{ et } \gamma = \frac{26,33}{4,80} = 5,48$$

$$\alpha \leq \frac{5,48-1}{2} + \frac{25}{100} ; \alpha \leq 2,94 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}}$$

Le moment maximum en appuis $M_{\text{amax}} = 24,83 \text{ KN.m}$ $M_{\text{ser}} = 4,80 \text{ KN.m}$.

$$\alpha = 0,068 \text{ et } \gamma = \frac{24,83}{4,80} = 5,17$$

$$\alpha \leq \frac{5,17-1}{2} + \frac{25}{100} ; \alpha \leq 2,33 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

M-Vérification de l'effort tranchant

a) **Vérification de l'effort tranchant : (poutres principales)**

L'effort tranchant maximal $T_{\text{max}} = 1,26 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1,26 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315} = 0,01 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable: $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \left(\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right) ; 5 \text{ MPa} \right\}$

$$\tau_u = 0,01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque du cisaillement.

b)..... Vérification de l'effort tranchant : (poutres secondaires)

L'effort tranchant maximal $T_{\max} = 1,73 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1,73 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,270} = 0,02 \text{ MPa.}$$

Fissuration peu préjudiciable: $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \left(\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right) ; 5 \text{ MPa} \right\}$

$$\tau_u = 0,02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque du cisaillement.

N-Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

B.A.E.L 91 modifiée 99 (Art B.6.5).

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} > \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

a)..... Poutres principales

(À l'E.L.S) ; $A_s = 5,93 \text{ cm}^2$.

$$\frac{h}{L} > 1/16 ; 0,070 > 0,0625 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e} ; 0,0062 < 0,010 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b)..... Poutres secondaires

(À l'E.L.S) ; $A_s = 1,81 \text{ cm}^2$.

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} ; 0,074 > 0,0625 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} < \frac{4,2}{f_e} ; 0,002 < 0,010 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau VI.6 : Récapitulation du ferrailage des Poutres principales de rive

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
RDC,1,2,3,4et 5 ^{eme}	Appuis	75,38	5,40	6,00	3T14 fil + 2T12 chapeau	7,69
	Travées	76,93	5,60		3T14 fil + 2T12 renf	3,39

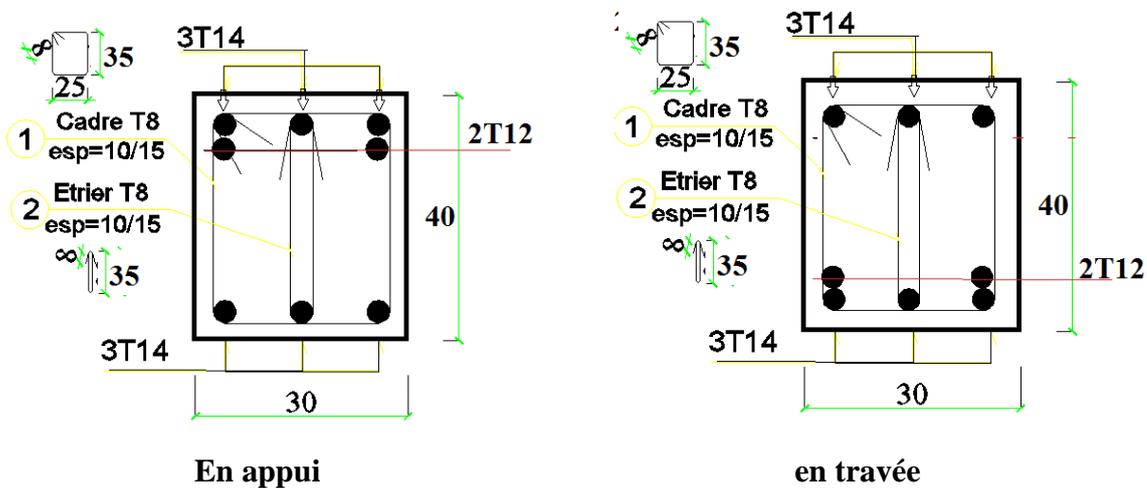


Figure : ferrailages des Poutres principales de rive

Tableau VI.6 : Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
RDC,1,2,3,4et 5 ^{eme}	Appuis	57,78	4,10	6,00	3T14 fil + 2T12 chapeau	6,88
	Travées	87,79	6,40		3T14+2T14 renf	3,39

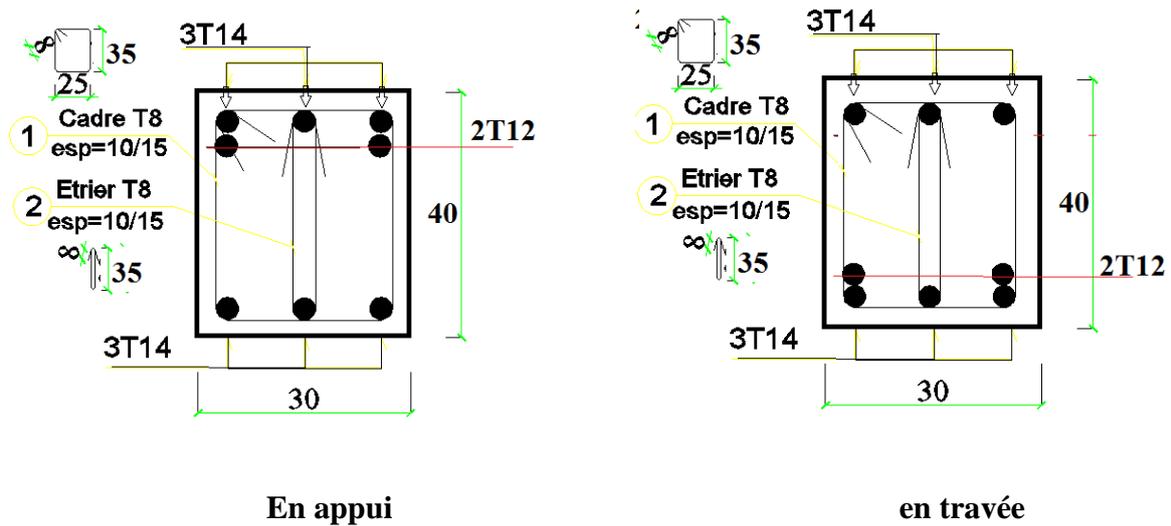


Figure : ferraillage des poutres principales intermédiaires

Tableau VII-2: Ferraillage des différents niveaux (poutres secondaires).

Niveau	Section	Moments (KN.m)		A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	A _s (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC,1,2,3,4et 5 ^{eme}	Travée	6,65	26,33	2,93	4,5	3T12+2T10	4,96
	Appuis	7,60	24,83	2,75		3T12+2T10	4,96

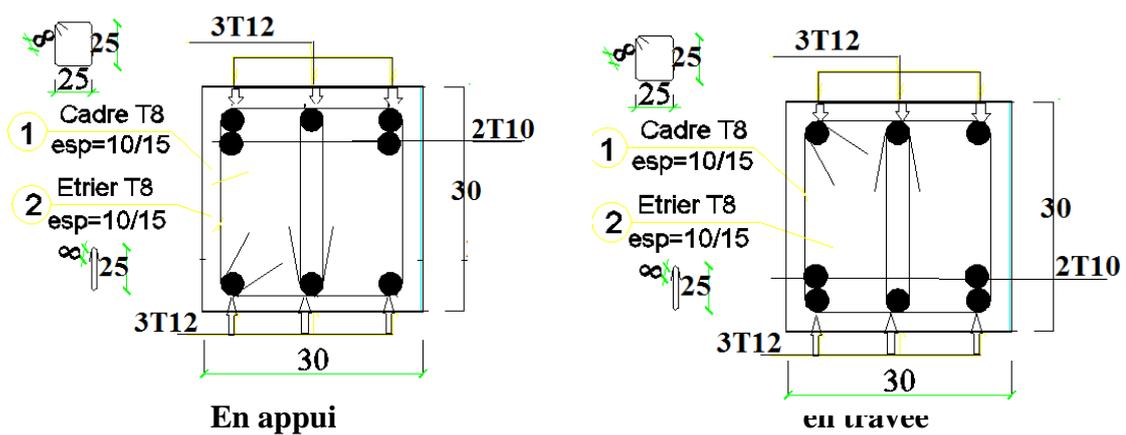


Figure : ferraillage des poutres secondaire

VI.3 Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des portiques est effectué en respectant le règlement **CBA93**, et en vérifiant le **RPA2003**.

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, qui sont dus à (**G**), (**Q**) et l'effort sismique (**E**), ainsi que des efforts tranchants.

Leur ferrailage longitudinal se fera en flexion composée avec une fissuration peu nuisible. Les armatures seront déterminées sous les couples de sollicitations suivants :

N_{\max}		M_{cor}
N_{\min}		M_{cor}
M_{\max}		N_{cor}

On adoptera le ferrailage trouvé pour tous les poteaux.

Conditions à vérifier :

Ferrailage longitudinal :

Selon **CBA93** :

$$A_{\text{CNF}} = 0.23 b_o d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Selon **RPA2003** :

-  Le pourcentage minimal est de :

0.9% bh en zone **II**.

-  Le pourcentage maximal est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

Compression centrée :

Vérification au flambement :

Pas de flambement si $\lambda \leq 50$, avec $\lambda = \sqrt{12} l_f b_o$

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]}$$

Calcul de la section d'armature :

$$A_s = \left[\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right] \times \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec } Br = (h - 0.02) \times (b_o - 0.02)$$

● **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = \max \begin{cases} 0,2 \times \frac{B}{100} \\ 4 \times (b_0 + h) \times 2 \end{cases} \quad \ll B \Rightarrow \text{Surface} = h \times$$

II-1-Ferrailage verticale :

II-1-1- Situation durable ou transitoire :

Combinaison d'action : $N_u = 1,35.N_G + 1,5.N_Q$.

$$\gamma_b = 1,5 \quad , \quad \gamma_s = 1,15 \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad , \quad \lambda = \frac{L_f}{i} = \sqrt{12} \cdot \frac{L_f}{e} .$$

L_f : Longueur de flambement ; $L_f = 0,7.h_e$.

e : le plus petit coté .

$$\lambda < 50 \Rightarrow \Delta = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$50 < \lambda < 70 \Rightarrow \Delta = 0,6 \cdot \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 .$$

Section réduite : $B_r = (h - 0,02) \cdot (e - 0,02)$.

$$\text{Section d'armature } A_s > \frac{1}{f_e / \gamma_s} \cdot \left[\frac{N_u}{\Delta} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right]$$

On vérifie que :

$$A_{\min} \leq A_s \leq A_{\max}$$

$$A_{\max} = \frac{5.B}{100} .$$

$$A_{\min} = \max \begin{cases} \frac{0,2.B}{100} \\ 4 \text{ cm}^2 / \text{m de périmètre} . \end{cases}$$

Si $A > A_{\max}$ (en dehors des zones de recouvrement) , il faut revoir le coffrage .

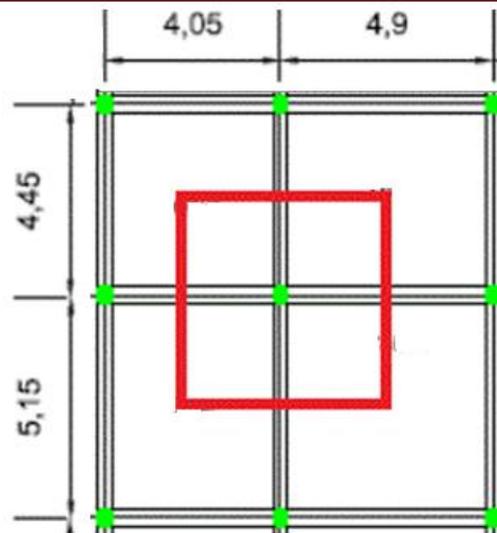


Figure II-8 : Le poteau le plus sollicité

On prend comme exemple de calcul les poteaux de RDC, d'où: $h_0 = 3,06\text{m}$.

Donc: $L_f = 0,7 h_0 = 0,7 \times 3,06 \Rightarrow L_f = 2,14\text{ m}$.

Poteau le plus sollicité

au figure suivante d'où la surface hachure c'est elle supporte par le poteau pour toute étages.

a) Surface reprise par poteau à chaque étage

La surface du plancher offerte au poteau : $S = 4,47 \times 4,80 = 21.46\text{ m}^2$

1) Poids propre des plancher terrasse

$G_{\text{terrasse}} = 667.6 \times 21.46 = 14326.7\text{ Kg} = 143.27\text{ KN}$.

2) Poids propre des planchers étages courants et de plancher RDC

$G = 554 \times 21.46 = 11888.84\text{ Kg} = 118.89\text{ KN}$.

3) Poids propre des poutres principales

$$G_{p.\text{principale}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$$

$G = 25 \times 30 \times 40 \times 4.80 = 14.40\text{ KN}$.

4) Poids propre des poutres secondaires

$$G_{p.\text{secondaire}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$$

$G = 25 \times 30 \times 40 \times 4.47 = 13.41\text{ KN}$.

5) Poids propre total

$$G_{\text{total}} = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{RDC, E courants}} \times n + (G_{p.\text{principale}} + G_{p.\text{secondaire}}) \times (n).$$

Avec : n c'est le nombre de planchers d'étages courants; $n=5$.

$G_t = 143.27 + 118.89 + 118.89 \times 5 = 856.61\text{ KN}$.

d) Les efforts de compression dus aux charges d'exploitation N_Q

$$Q_{total} = Q \times S = 21,47 \times 3 = 64,41 \text{ KN.}$$

On doit majorer les efforts de 10 %

$$N_G = 1,1 \times 856,61 = 942,27 \text{ KN.}$$

$$N_Q = 1,1 \times 64,41 = 70,85 \text{ KN.}$$

$$N_u = 1,35 \times 942,27 + 1,1 \times 70,85 = 1377,27 \text{ KN.}$$

$$N_u = 1377,27 \text{ KN.}$$

$$\lambda = 0,7 \times \frac{L_0}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{214}{(0,289 \times 40)} = 18,51 < 50$$

$$\lambda = 18,51 < 50. (\text{Condition vérifiée}).$$

II-1-2- Situation accidentelle :

$$\text{Combinaison d'action : } \begin{cases} N_G + N_Q \pm N_E . \\ 0,8.N_G \pm N_E . \\ T_E , M_E . \end{cases}$$

■ Détermination des sollicitations :

Dans ce cas ; deux cas peuvent se présenter :

$$\begin{bmatrix} M_E , N_{\min} \\ M_E , N_{\max} \end{bmatrix}$$

■ Détermination de la nature de la section :

Suivant la position de l'axe neutre et les efforts qui lui sont appliqués , la section peut être :

- Section entièrement tendue SET
- Section partiellement comprimée SPC .
- Section entièrement comprimée SEC .

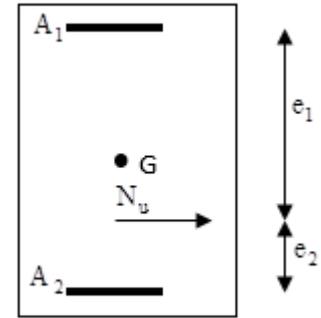
✿ SET :

Une section est dite entièrement tendue si « N » est un effort normal de traction et le centre de pression se trouve entre les armatures .

$$A_1 \geq \frac{N_u \cdot e_2}{(e_1 + e_2) \cdot \sigma_{s10}} .$$

$$A_2 \geq \frac{N_u \cdot e_1}{(e_1 + e_2) \cdot \sigma_{s10}}$$

$$A_1 + A_2 = A \geq A_{\min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_c} .$$



☀ SPC :

Une section est dite partiellement comprimée si :

- « N » est un effort de traction et le centre de pression se trouve en dehors des armatures .
- « N » est un effort de compression et la condition suivante est vérifiée :

$$\mu_{buA} \leq 0,48 .$$

Avec :

$$\mu_{buA} = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{et} \quad M_{uA} = N_u \cdot e_A .$$

$$e_A = d - \frac{h}{2} + e_0 .$$

$$e_0 = e_1 + e_2 + e_a .$$

$$e_1 = \frac{M_{uA}}{N_u} ; \text{ Excentricité du 1}^{\text{er}} \text{ ordre.}$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot L_f^2}{10^4 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \cdot \phi) ; \text{ Excentricité du 2eme ordre.}$$

Avec :

$\alpha = 2$ et $\phi = 0,5$; donc on aura :

$$e_2 = \frac{9 \cdot L_f^2}{10^4 \cdot h} .$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right) ; \text{ Excentricité additionnelle.}$$

Le calcul se ramène à un calcul en flexion simple en prenant comme moment fictif « M_{uA} » pour tenir compte du risque de flambement : $M_{uA} = N_u \cdot e_A$. On obtient une section fictive A_{s1} d'acier dont on déduit la section réelle :

$$A_s = A_{s1} - \frac{N_u}{\sigma_s} .$$

 **Remarque :**

Les sections soumises à la flexion composée avec un effort de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite de sa déformée :

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left(15 ; \frac{20}{h} \cdot e_1 \right) .$$

 **SET :**

Une section est dite entièrement comprimée si « N » est un effort de compression et la condition suivante est vérifiée :

$$\mu_{buA} > 0,48$$

On vérifie que :

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2.B \\ 100 \\ 4 \text{ cm}^2 / \text{m de périmètre} . \end{array} \right.$$

VI.2.3 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Avec : $N < 0$: effort de traction.

$N > 0$: effort de compression

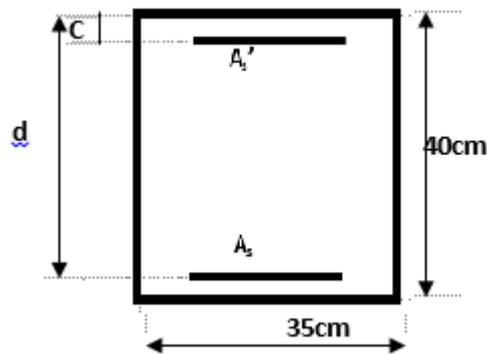
Poteaux 35X40	Combinaisons	Nmax	Mcorresp	Mmax	Ncorresp
		(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)
	1.35G+1.5Q	1377,27	20.65	65.01	118,07
	G+Q	1013,13	19,24	49.03	84
	G+Q±E	1229	33.18	59.45	841
	0.8G±E	878.45	23,71	52.06	522.11

Tableau VI.2: Sollicitations de calcul.

VI.2.4 Calcul de ferrailage des poteaux :

$C = 2\text{cm}$, $d = h - 2 = 38\text{ cm}$, Acier FeE = 400MPa, $l = 306\text{ cm}$, $f_{c28}=25\text{MPa}$.

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article. A.4.3.5 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul.

**1^{ère} Cas ELU :**

$$e = \frac{M}{N} = 0,015\text{ m.}$$

$e = 0,015\text{m} < \frac{h}{2} = \frac{0,4}{2} = 0,2\text{ m}$ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1377,27 \times \left(0,38 - \frac{0,4}{2} + 0,015 \right) = 268,56\text{KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h. & N_u = 1377,27\text{ KN} < 1377,32\text{KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right). & M_u = 268,56\text{ KN.m} < 296,23\text{KN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = 0$).

• 2^{ème} Cas G + Q + E :

$$e = \frac{M}{N} = 0,027\text{ m.}$$

$$e = 0,027\text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,4}{2} = 0,2\text{ m}$$

(Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1312,91 \times \left(0,38 - \frac{0,4}{2} + 0,0227 \right) = 266,13 \text{ KN.m .}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h. & N_u = 1229 \text{ KN} < 1836,432 \text{ KN. vérifiée} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) & M_u = 1229 \text{ KN.m} < 1477,25 \text{ KN.m. vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2=0$).

• **3^{ème} Cas 0,8G + E:**

$$e = \frac{M}{N} = 0,027 \text{ m .}$$

$e = 0,027 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,4}{2} = 0,2 \text{ m}$ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 878,45 \times \left(0,38 - \frac{0,4}{2} + 0,027 \right) = 181,84 \text{ KN.m .}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h. & N_u = 878,45 \text{ KN} < 1836,432 \text{ KN.. vérifiée} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) & M_u = 181,84 < 262,31 \text{ KN.m.. vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3=0$).

➤ **Section adoptée :**

La section d'armature qu'on doit tenu en compte c'est le max entre les trois sections calculées et la section minimale exigée par **RPA 99/V.2003**

Donc :

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1, A_2, A_3, A_{\text{min}}) = \max(0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 11,2)$$

Pour une section de béton (35×40) cm²

$$A_{\text{adopté}} = 11,2 \text{ cm}^2.$$

On adopte $4\text{T}14+4\text{T}14 = 12,32 \text{ cm}^2$.

Niveau	section du poteau	Acal(cm2)	Amin (cm2)RPA99	Aadoptée(cm2)
RDC	35x40	0	11,2	4T14+4T14=12,32
1	35x40	0	11,2	4T14+4T14=12,32
2	35x40	0	11,2	4T14+4T14=12,32
3	35x40	0	11,2	4T14+4T14=12,32
5	35x40	0	11,2	4T14+4T14=12,32

Tableau VI.3: Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

.II-1-3- Ferrailage horizontal :

$$A_h = 0,15 \% b.h .$$

Selon RPA99/V. 2003(Article 7.4.2.2) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u : Effort tranchant de calcul ;
- h_1 : hauteur totale de la section brute ;
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;
- ρ_a : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.
- S_t : Espacement des armatures transversales.

Condition de l'espacement

D'après le RPA 99 (version2003) on à :

-En zone nodale : $S_t \leq \min (10 \varnothing_L ; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$ on prend $S_t = 10 \text{ cm}$.

-En zone courante : $S_t \leq 15 \varnothing_L = 18 \text{ cm}$ on prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

a) Zone courante :

Calcul de l'élanement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0.7 L_0 = 2,14 \text{ m.}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2,14}{0,40} = 5,35 \text{ m.}$$

$$\lambda_g = 5.95 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2.5 \text{ (D'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").}$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{S_t \times \rho_0 \times V_u}{h t f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 10^5 \times 174,48}{40 \times 400 \times 10^2} = 4,08 \text{ cm}^2$$

II-1-2-3- Armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t \cdot \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot K \cdot f_{t28}}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$K = 0$ (pas de reprise de bétonnage) .

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t \cdot \gamma_s} \geq \frac{\tau_u}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \quad \frac{A_t}{S_t \cdot b} : \text{En \% est donnée comme suit :}$$

$$\lambda_g = 0.3 \% \rightarrow \lambda_g = 5,35 > 5$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t = 0,3\% \times S_t \times b \rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,20 \text{ cm}^2. \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,3\% \times S_t \times b \rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

Choix des barres : **4T8 = 2,01 cm²**.

VI.2.6 Vérification de la contrainte de cisaillement :

Pour avoir des armatures droites il faut que :

- BAEL91 : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,2 \cdot f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$.
- RPA99 : $\tau_u = \frac{1,4 \cdot V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2 \cdot f_{c28}$.

Avec : $d = 0,9 \cdot h$.

« Le poteau le plus sollicité (35×40) cm² »

$$V_{\max} = 190 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement $\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$:

Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V}{(b \times d)} = \frac{190}{(40 \times 38)} = 0,125 \text{ Mpa}$$

Contrainte tangente admissible : $\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$.

$\tau_u = 0,125 < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa}$. Condition vérifiée.

Donc on a pas de risque de cisaillement

■ Pourcentage minimum des armatures :

Le pourcentage minimum des armatures verticales et horizontales des voiles pleins et des trumeaux est donné par le **RPA2003** et le **BAEL91** comme suit

RPA :

- ☀ Globalement dans la section du voile : $A_g \geq 0.15 \% h b_0$
- ☀ En zone courante : $A_c \geq 0.1 \% h b_0$

BAEL91 :

- ☀ Section totale d'armature verticale de la zone tendue : $A_t \geq 0.2 \% h t b_0$

h_t : la hauteur de la zone tendue : $h_t = h - \alpha d$

- ☀ Condition de non fragilité : $A_{cnf} \geq 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e}$

VI.2.7 Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

Zone courante :

$$\frac{2,01 \times 10^2 \times 400}{400 \times 150} = 1,34 \text{ Mpa} \geq \max(; 0,4) = 0,4 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifié}$$

Zone nodale :

$$\frac{1,8 \times 10^2 \times 400}{400 \times 150} = 1,2 \text{ Mpa} \geq \max(; 0,4) = 0,4 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifié .}$$

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre- poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b; h; 60) = \text{Max} (306/6; 40; 35; 60) = 60 \text{ cm}$$

$$L' = 2.h = 80 \text{ cm}$$

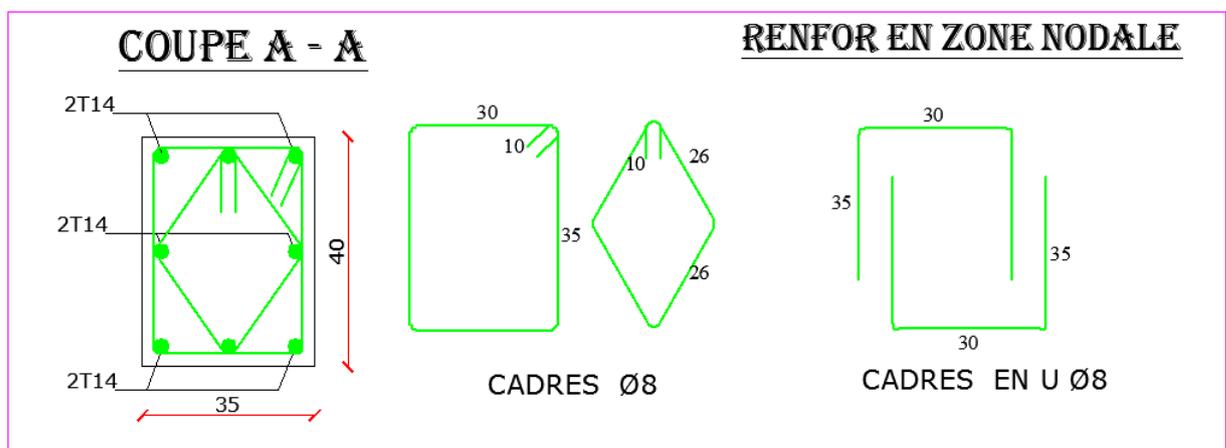
-Espacement des armatures transversales :

- BAEL91 : $S_t \leq \min (0,9.d ; 40\text{cm})$.

- -RPA99 : $S_t \leq \min (1,5.e ; 30\text{cm})$.

S_t : en zone courante .

$\frac{S_t}{2}$: en zone d'about .



I. Voiles :

I.1.Sous charges verticales :

Les poids et les surcharges engendrent des charges verticales qui sont reprises par les voiles, qui les transmettent directement aux fondations.

Méthode de calcul :

Les charges sont distribuées en fonction des surfaces des planchers attribuées à chaque voile, ces surfaces sont délimitées par les lignes de ruptures.

Principe de calcul :

La charge verticale est donnée par le produit de surface affectée et de la charge surfacique unitaire (**G**) ou (**Q**).

Pour les voiles pleins, la distribution des efforts verticaux se fait suivant toute leur largeur.

Par contre, pour les voiles à files d'ouvertures, les charges verticales seront reprises uniquement par les trumeaux.

Remarque :

- Axial force → **effort normal**
- Shear force → **effort tranchant**
- Moment → **moment de flexion**

Exemple pour les voile **V1,V6** :
cotés.On a

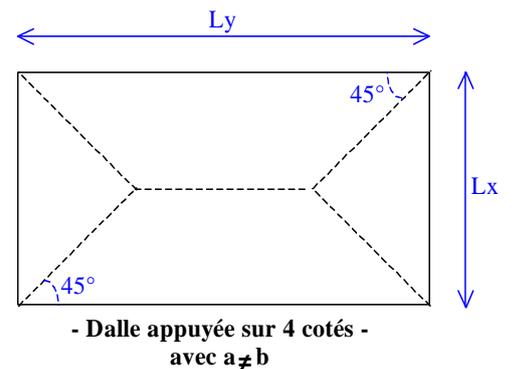


Figure : dalle appuyée sur 4 cotés

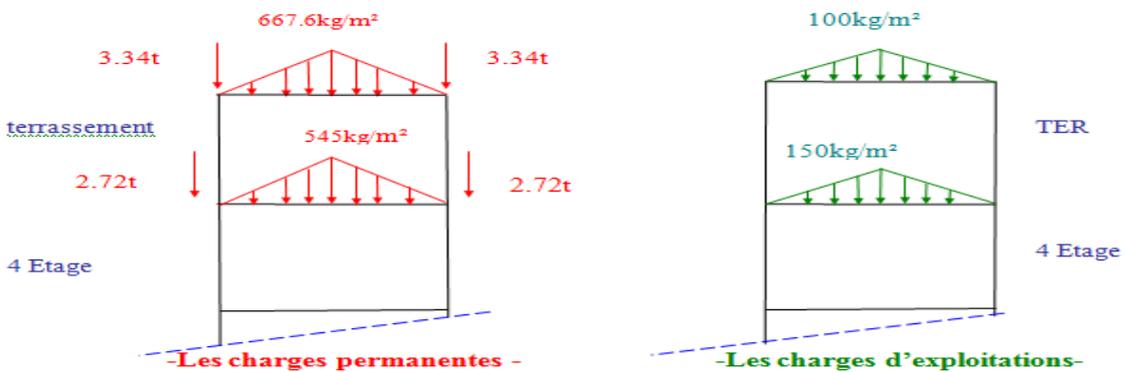


Figure : les charges appliquées sur voile



Les efforts internes :



1.2- ferraillage des voiles

-Exemple de calcul de voile (V2,V3,V4 et V5)

$$A = (0,35 \times 0,40) + 0,15 \times 2 = 0,44 \text{ m}^2.$$

$$I = 0,21 \text{ m}^4.$$

$$V = 1 \text{ m}.$$

$$N = 29 \text{ t}.$$

$$M = 140 \text{ t.m} .$$

2.1-Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{29 \times 10^{-2}}{0,44} + \frac{140 \times 1 \cdot 10^{-2}}{0,21} = 7,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{29 \times 10^{-2}}{0,44} - \frac{140 \times 1 \cdot 10^{-2}}{0,21} = -5,9 \text{ MPa}$$

On à (σ_1 et σ_2) sont de signes différents, donc la section est partiellement comprimée.

On calcul la longueur de la zone de traction

2.3 Vérification des contraintes de compression (G+Q+E)

$$N = 29 \text{ t.}$$

$$M = 140 \text{ t.m.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_1 = 7,1 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_1 = 7,1 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 14,78 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_2 = -5,9 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = -5,9 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 14,78 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

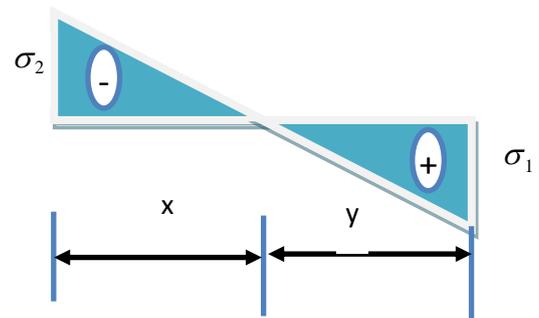


Figure : contraintes de compression

2.4 Longueur de la zone tendue :

$$x = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L = 1,10m$$

$$Y = L - X = 0,76m$$

x : la longueur de la zone tendue

y : la longueur de la zone comprimée

2.5 Calcul de la contrainte σ_3 :

$$\frac{\sigma_2}{1,10} = \frac{\sigma_3}{0,70} \Rightarrow \sigma_3 \approx \frac{\sigma_2 \times 0,70}{1,10} = -3,80MPa$$

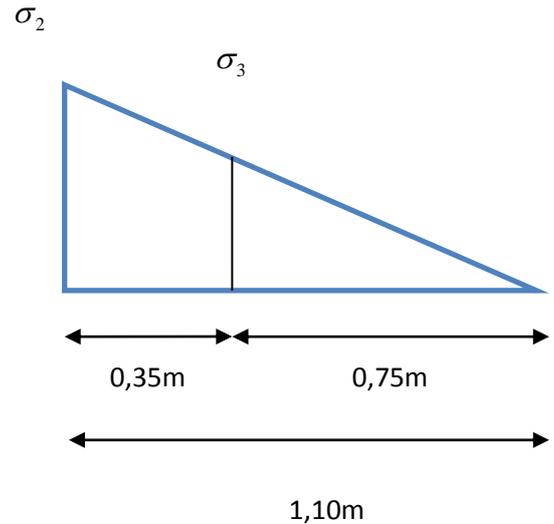
2.6. Détermination des armatures verticales :

Figure : contraintes de compression

-Tronçon AB :

- **Partie Poteau :**

$$F_1 = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2) \times b \times h}{2} = \left(\frac{7,1 + 5,9}{2} \right) \times 0,35 \times 0,40 \times 10^3 = 1044KN$$

$$Av_1 = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{1044}{400} \times 10 = 26cm^2$$

Le diamètre des armatures doit être inférieur à $\left(\frac{1}{10} e \right)$

-Tronçon BC :**-La force résultante :****-Partie Rectangulaire :(VOILE)**

$$F_2 = \frac{\sigma_3 \times (x - b) \times e}{2} = \frac{3,80(1,10 - 0,35) \times 0,15}{2} = 239kN$$

$$Av_2 = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{239}{400} \times 10 = 6,00cm^2$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{fe} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{1,4V}{fe} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{1,4 \times 36 \times 10}{400} \times \frac{1,10}{3,8} = 0,4 \text{ cm}^2$$

$$A_T = A_{v1} + A_{v2} + A_{vj} = 26 + 6 + 0,4 = 32,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,2\% b h = \frac{0,2(35 \times 40 + 15 \times 24)}{100} = 3,52 \text{ cm}^2$$

$$A_T = 32,4 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,52 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$\text{-A poteau} \Rightarrow (6T25) : A = 29,45 \text{ cm}^2$$

$$\text{-}A_x = 2(3T10) = 4,71 \text{ m}^2$$

2.7-Espacement exigé par R.P.A 99 :

D'après R.P.A 99 modifié 2003 page 79 on a :

$$S \leq (1,5a; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S \leq (1,5a = 27 \text{ cm}, 30 \text{ cm}) = 27 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$ (zone nodale)

2.8. Vérification des armatures vis à vis du RPA99:

$$A_{\min} = 0,2\% b h = 4,06 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculer}}$$

2.9. Détermination des armatures horizontales :

D'après RPA 2003, la contrainte tangentielle donnée par la formule suivante :

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{a.d}$$

$$d = 0,9.h = 0,9 \times 3,75 = 3,38 \text{ m}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{a.d} = \frac{1,4 \times 33,20}{0,15 \times 338} \times 10 = 0,7 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 4 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

$$\tau_b = 0,7 \text{ MPa} > 0,025 f_{c28} = 0,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_h \geq 0,0025 \times b \times s = 0,0025 \times 15 \times 100 = 3,75 \text{ cm}^2$$

On prend: 2 (4T10)/1ml=6,28cm²

-Espacement :

$$S_h \leq \min(1,5a = 27 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 27 \text{ cm} \quad \text{On prend : } S_h = 25 \text{ cm}$$

2.10. Armatures courantes :

$$A_c \geq 0,2\% \times (y - x)a = 0,002 \times \left(\frac{235 - 110}{2} \right) \times 18 = 2,34 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_c = 2(6T10) = 9,42 \text{ cm}^2$$

-L'espacement :

$$S_t \leq \min(1,5 \times a = 27 \text{ cm} \quad 30 \text{ cm}) = 27 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 25 \text{ cm}$

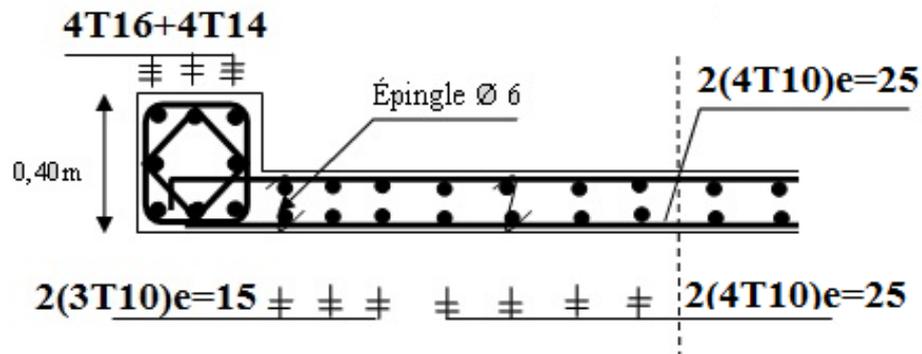


Figure VI.2 : Schéma de ferrailage de voile (V2,V3,V4 et V5).

I.3-Exemple de calcul de voile (V1 et V6)

$$A = (0,35 \times 0,40) \times 2 + 0,15 \times 4,5 = 0,815 \text{ m}^2$$

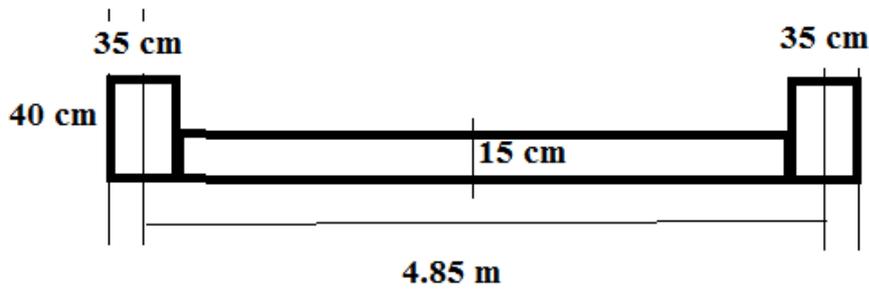


Figure VI.2 : Schéma coffrage les voiles V1 et V6.

$$I = 0,0050 \text{ m}^4$$

$$N = 140 \text{ t}$$

$$M = 601 \text{ t.m}$$

4.2-Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{140 \cdot 10^{-2}}{0,955} + \frac{601 \times 2,6 \cdot 10^{-2}}{0,005} = 3,126 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{140 \cdot 10^{-2}}{0,955} - \frac{601 \times 2,6 \cdot 10^{-2}}{0,005} = -3,123 \text{ MPa}$$

On à (σ_1 et σ_2) sont de signes différents, donc la section est partiellement comprimée.

On calcul la longueur de la zone de traction .

4.3-Vérification des contraintes de compression (G+Q+E)

$$N = 150 \text{ t}$$

$$M = 623 \text{ t.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_1 = 3,241 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 < \bar{\sigma}_b = 14,78 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

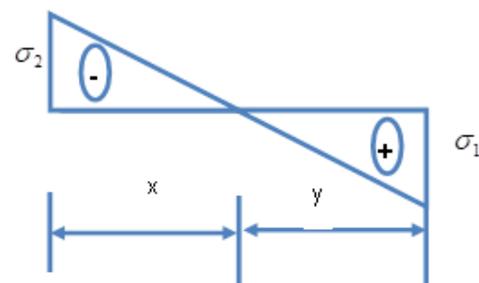


Figure : contraintes de compression

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_2 = -3,238 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 < \overline{\sigma_b} = 14,78 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

4.4 Longueur de la zone tendue :

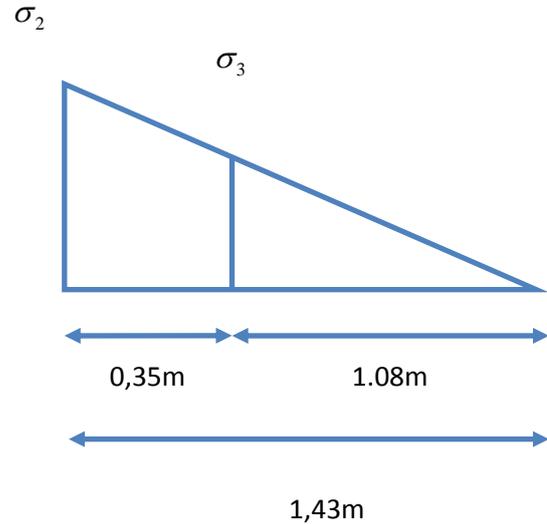
$$x = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L = 1,43 \text{ m}$$

$$Y = L - X = 1,17 \text{ m}$$

x : la longueur de la zone tendue

y : la longueur de la zone comprimée

$$\frac{\sigma_2}{1,43} = \frac{\sigma_3}{1,08} \Rightarrow \sigma_3 \approx \frac{\sigma_2 \times 1,08}{1,43} = -2,36 \text{ MPa}$$



4.5. Calcul de la contrainte σ_3 :

4.6. Détermination des armatures verticales : Figure : contraintes de compression

-Tronçon AB :

- Partie Poteau :

$$F_1 = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2) \times b \times h}{2} = \left(\frac{3,121 + 3,126}{2} \right) \times 0,35 \times 0,40 \times 10^3 = 437 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{437}{400} \times 10 = 19 \text{ cm}^2$$

Le diamètre des armatures doit être inférieur à $\left(\frac{1}{10} e \right)$

-Tronçon BC :

- La force résultante :

-Partie Rectangulaire :(VOILE)

$$F_2 = \frac{\sigma_3 \times (x-b) \times e}{2} = \frac{2,36(1,43-0,35) \times 0,15}{2} = 191,1 \text{KN}$$

$$A_{v_2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{191,1}{400} \times 10 = 4,78 \text{cm}^2$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{fe} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{1,4V}{fe} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{1,4 \times 35,22 \times 10}{400} \times \frac{1,43}{5,2} = 0,37 \text{cm}^2$$

$$A_T = A_{v_1} + A_{v_2} + A_{vj} = 19 + 4,78 + 0,37 = 24,15 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,2\% b h = 0,2 \times 35 \times 40 / 100 = \frac{0,2(35 \times 40 + 15 \times 37)}{100} = 3,91 \text{cm}^2$$

$$A_T = 24,15 \text{cm}^2 > A_{\min} = 3,91 \text{cm}^2$$

On prend :

- A poteau \Rightarrow (8T20) : $A = 25,13 \text{cm}^2$

- $A_x = 2(3T10) = 4,71 \text{m}^2$

Espacement exigé par R.P.A 99 :

D'après R.P.A 99 modifié 2003 page 79 on a :

$$S \leq (1,5a; 30 \text{cm}) \Rightarrow S \leq (1,5a = 27 \text{cm}, 30 \text{cm}) = 27 \text{cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{cm}$ (zone nodale)

4.7. Vérification des armatures vis à vis du RPA99:

$$A_{\min} = 0,2\% b h = 4,57 \text{cm}^2 < A_{\text{calculer}}$$

4.8. Détermination des armatures horizontales :

D'après RPA 2003, la contrainte tangentielle donnée par la formule suivante :

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{a.d}$$

$$d = 0,9.h = 4,68 \text{ m}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{a.d} = \frac{1,4 \times 35,22}{0,15 \times 468} \times 10 = 0,72 \text{MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 4 \text{MPa} \quad (\text{C. V})$$

$$\tau_b = 0,72 \text{MPa} > 0,025 f_{c28} = 0,5 \text{MPa}$$

Donc : $A_h \geq 0,0025 \times b \times s = 0,0025 \times 15 \times 100 = 3,75 \text{ cm}^2$

On prend: $2(4T10)/1\text{ml} = 6,28 \text{ cm}^2$

Espacement :

$S_h \leq \min(1,5a = 27 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 27 \text{ cm}$ On prend : $S_h = 25 \text{ cm}$

4.9. Armatures courantes :

$A_c \geq 0,2\% \times (y - x)a = 0,002 \times \left(\frac{520 - 143}{2} \right) \times 15 = 5,65 \text{ cm}^2$

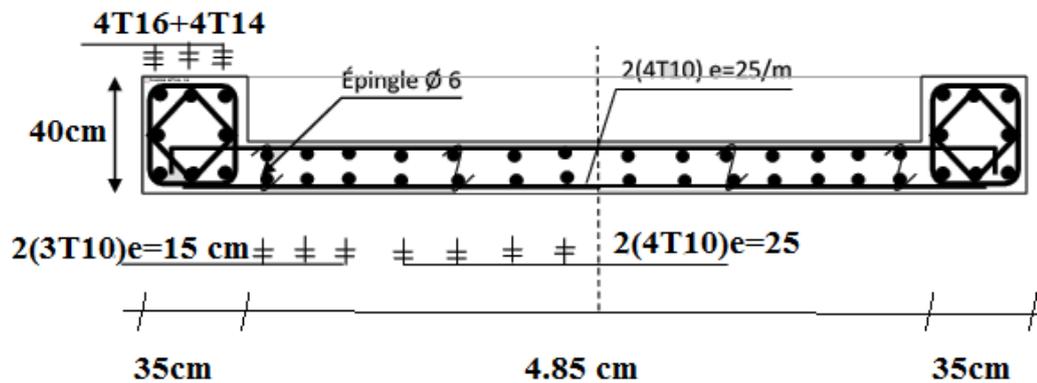
On prend : $A_c = 2(6T10) = 9,42 \text{ cm}^2$

-L'espacement :

$S_t \leq \min(1,5 \times a = 27 \text{ cm} \quad 30 \text{ cm}) = 27 \text{ cm}$

On prend : $S_t = 25 \text{ cm}$

Figure VI.1 : Schéma de ferrailage de voile (V1 et V6).



Chapitre VII

Etude de

L'infrastructure

VII 1.Fondation :

Comme tout solide les constructions obéissent aux lois générales de l'équilibre ; l'ensemble construction-sol d'assise doit permettre d'écrire que la somme des forces et moments est nulle.

La fondation doit dans ce cadre, assurer l'équilibre entre les pressions engendrées par les sollicitations et résistance du sol (contrainte admissible).

-Fonctionnement d'une fondation :

Une fondation lors de son fonctionnement de transfert de charges vers le sol d'assise, sollicite celui-ci suivant un diagramme bien particulier :

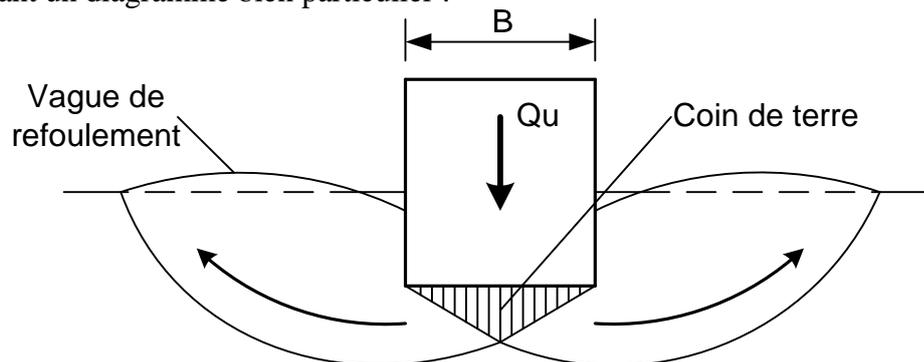


Figure VII 1Plan détail

La pression exercée par la fondation sur le sol a tendance à poinçonner le terrain et donc à enfoncez la zone de terrain située sous l'assise. Pour s'enfoncer, celle-ci doit accuser un mouvement par rapport à la zone sollicitée directement. il s'agit là d'un phénomène de cisaillement du terrain suivant les lignes que nous avons vu sur le schéma.

Donc plus le sol est compact et présente une bonne résistance au cisaillement, plus il aura de portance.

Plus le poids des terres formant la vague augmente, plus la portance augmente.

-Limite entre fondations superficielles et profondes :

Lorsque l'assise de la fondation est proche de la surface, le poids des terres formant la vague est suffisamment faible pour être négligé. On est alors en fondations superficielles (semelles isolées, radiers, etc.).

Lorsque la profondeur d'assise augmente, le poids des terres formant la vague devient significatif et l'on passe alors en fondation profonde.

Le paramètre qui permet de différencier les cas précédents est le rapport " D/B " ; où " D " est la hauteur d'encastrement (épaisseur minimale des terres au dessus du niveau de fondation), et " B " la largeur de la fondation.

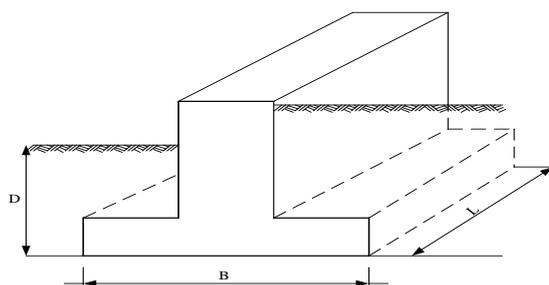


Figure VII 2Dimension épaisseur

- Si $D/B < 4$: Fondation superficielle.
- Si $4 \leq D/B \leq 10$: Fondation semi profonde.
- Si $D/B \geq 10$: Fondation profonde.

Donc pour définir le type de fondation à utiliser, nous devons d'abord déterminer la profondeur du sol d'assise, et ce à partir des résultats de l'étude géotechnique.

Les données ;

Sol categorie S2.

La contrainte admissible du sol : égale 2 bars, pour l'ancrage de 2 m

Angle de frottement du sol, $\phi = 20,53^\circ$, la cohésion $C=0.33$ bars.

-Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation s'effectue en respectant deux critères essentiels à savoir :

- ✱ Stabilité totale du bâtiment.
 - ✱ Solution économique et facile à réaliser.
 - ✱ Type de construction.
 - ✱ Caractéristique du sol.
 - ✱ Charge apportée par structure.
- ◆ En ce qui concerne pour notre ouvrage, deux cas peuvent se présenter :
- ✱ Semelles filantes.
 - ✱ Radier général.

Vérification des semelles isolées :

La vérification à faire est: $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

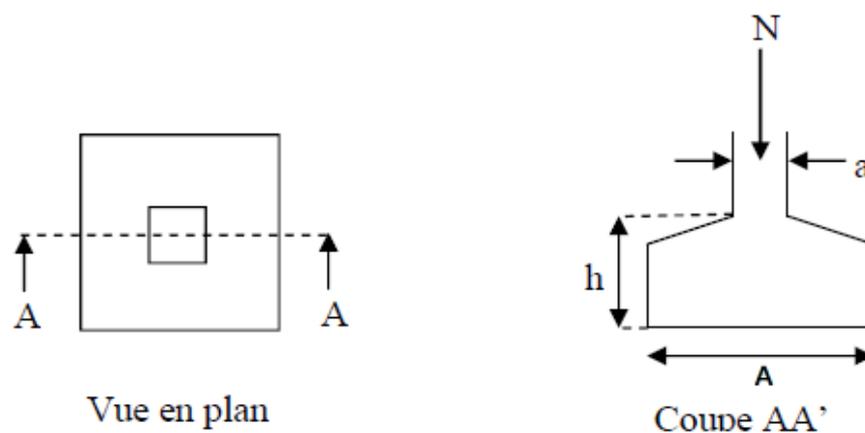


Figure VII 3 Schéma d'une Semelle Isolée.

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

- N : l'effort normal agissant sur la semelle
- S : surface d'appui de la semelle.
- $\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($B \times B$), donc $S = B^2$.

$$N_{ser} = 1800\text{KN} \quad \bar{\sigma}_{sol} = 2\text{bar}$$

$$S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1800}{200}} = 3 \text{ m} : B \geq 3\text{m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2,95 m , on remarque qu'il va avoir un Chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

Vérification des semelles filantes :

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 75% de la surface totale du bâtiment

$$\left(\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} < 75\% \right).$$

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux.

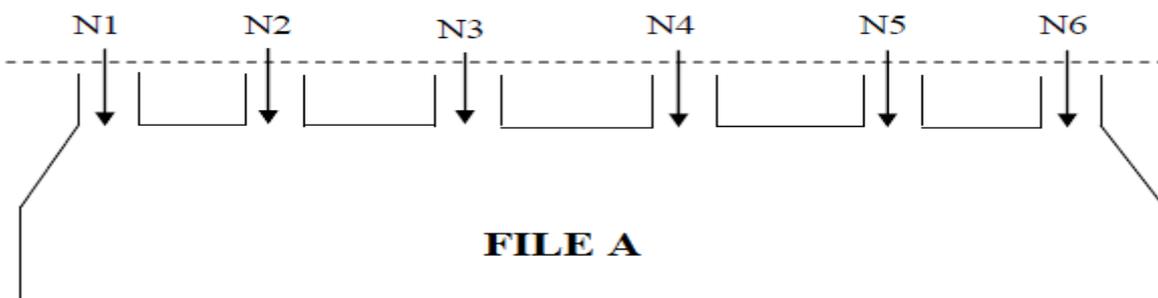


Figure VII 4Schéma d'une Semelle filante.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

$$\sum N_i = 9543.01\text{KN}.$$

$$L = \sum L_i + 2L_{\text{débordement}}$$

$$L_{\text{Débordement}} = 0.75 \text{ m}$$

$$L = 22.20 \text{ m}$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{9543.01}{2 \times 22.2} = 2.14 \text{ m}$$

Les résultats de calcul des autres semelles sont résumés dans le tableau suivant :

➤ **Sens XX**

tableau VII: 1:Section de la semelle filante sens XX.

Files	N (kn)	L (m)	B (m)	B choisi(m)	S (m ²)
1	6075,01	19,80	1,53	2	39,6
2	8600,08	19,80	2,17	2,5	49,5
3	6801,00	19,80	1,72	2	39,6
4	4750,30	11,10	2,14	2,5	27,75
5	4023,60	11,10	1,81	2	22,2
6	4720,12	11,10	2,13	2,5	27,75
total					206,4

➤ **Sens YY**

tableau VII: 2Section de la semelle filante sens YY.

Files	N (kn)	L (m)	B (m)	B choisi(m)	S (m ²)
A	9543,01	22,2	2,15	2	44,4
B	4011	9,95	2,02	2,5	24,87
C	5022	10,35	2,43	2	20,7
D	6021,2	22,2	1,36	2,5	55,5
E	4055	10,7	1,89	2	21,4
F	4052	10,7	1,89	2,5	26,75
total					193,62

- ✓ $S_s = 206.40 + 193.62 = 400.02 \text{ m}^2$
- ✓ $S_b = 305 \text{ m}^2$

$$\frac{400.02}{305} = 1.31 > 0.75$$

On voit que le rapport est supérieur à 75% c'est dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VII.1. Etude du radier général :

Il est constitué d'une semelle générale couvrant tout le terrain d'assise du bâtiment, et parfois cette semelle déborde par console extérieure, l'ensemble travaillant comme un plancher renversé.

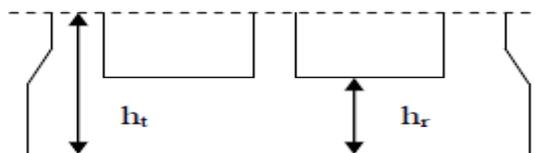


Figure VII 5 Dimension du radier.

A- Prédimensionnement du radier :

Détermination de la hauteur :

- ✳ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

Avec : $L_{\max} = 5.20 \text{ m}$ la plus grande distance entre deux voiles.

$$\rightarrow h_r = 0,65 \text{ m}$$

- ✳ **Condition de non cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d} \leq \tau_{ulim} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,03 \text{ MPa} .$$

On prend le plus grand panneau :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{ux} = \frac{P}{2 \cdot L_y + L_x} \\ V_{uy} = \frac{P}{3 \cdot L_y} \end{array} \right.$$

$$P = Q_{adm} \cdot L_x \cdot L_y = 0,2 \cdot (5.20 \cdot 4.95) = 5,15 \text{ MN}.$$

$$V_{ux} = 5,15 / (2 \cdot 5.20 + 4.95) = 0,33 \text{ MN}$$

$$V_{uy} = 5,15 / (3 \cdot 5,2) = 0,33 \text{ MN}$$

$$\text{Donc : } d \geq \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot \tau_{u \lim}} = 0,5 \text{ m} \Rightarrow h \geq 0,4 \text{ m} .$$

✳ **Condition de non poinçonnement :**

On prendra le voile V_1 .

$$Q_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28} .$$

$$Q_u = 1268,36 \text{ t}$$

U_c : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen du radier.

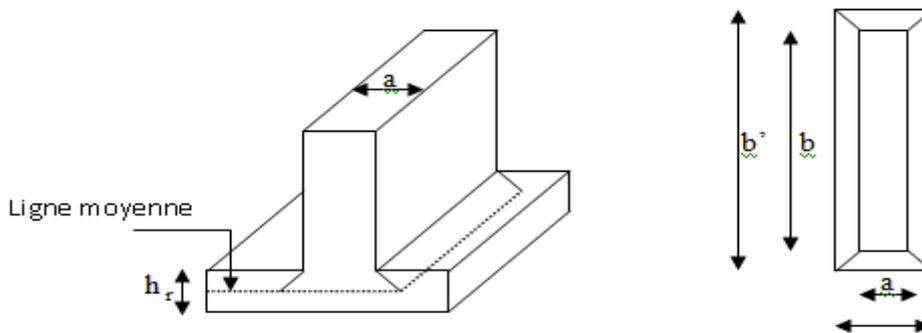


Figure VII 6 Dimension du radier

$$U_c = 2 \cdot (a' + b') .$$

$$\begin{cases} a' = a + h_r \\ b' = b + h_r \end{cases}$$

$$Q_u < 0,045 \cdot 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h_r) \cdot h_r \cdot f_{c28} \longrightarrow h_r = 0,378 \text{ m}$$

Conclusion :

$$h_r = \max (0,5 ; 0,4 ; 0,378)$$

On opte pour : **$h_r = 60 \text{ m}$**

Détermination du débord :

$$L_{\text{débord}} = \max \left(\frac{h_r}{2} ; 30 \text{ cm} \right) \Rightarrow L_{\text{débord}} = 30 \text{ cm} .$$

Détermination de la surface du radier :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} .$$

$$S_{\text{radier}} = 305 + 70 = 375 \text{ m}^2 .$$

Caractéristiques géométriques du radier : par logiciel ETABS V9

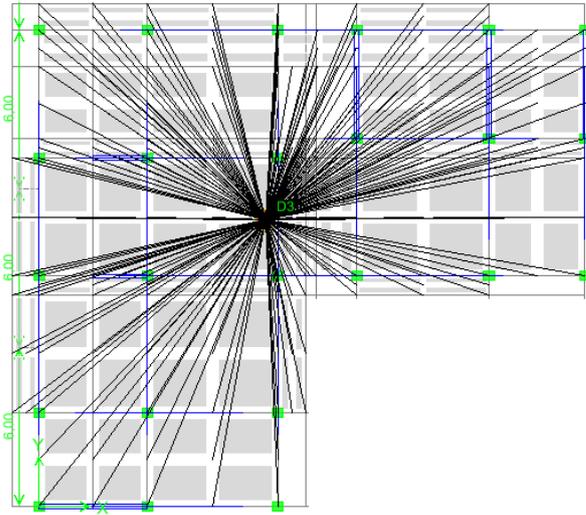


Figure VII 7centre de rigidité.

tableau VII: 3radier

Radier (t)	centre de masse (M)		centre de rigidité (m)		éxcentricité (m)	
	XCM	YCM	XCR	YCR	Ex	Ey
Valeur ETABS	8,59	10,95	15,13	15,05	6,54	4,10

tableau VII: 4 Pour la structure

Poids total de la structure KN	centre de masse (M)		centre de rigidité (m)		excentricité (m)	
	XCM	YCM	XCR	YCR	Ex	Ey
2544,39	8,53	10,83	15,12	15,12	6,59	4,29

-Détermination des charges et surcharges :

✿ *Superstructure* :

$$\sum G_T = 2544,39 \text{ KN.}$$

$$\sum Q_T = 7663 \text{ KN}$$

Masse du radier :

$$G_r = S_r \times h_r \times 2.5 = 375 \times 0.6 \times 2.5 = 5625 \text{ KN.}$$

$$G_{TOTAL} = 8169,39 \text{ KN}$$

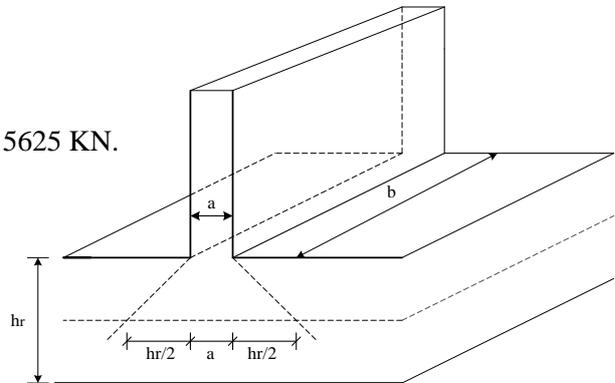


Figure VII 8 Dimension

Vérification des contraintes sous le radier :

Les contraintes sous le radier devront toujours être inférieures ou égales à la contrainte admissible du sol.

Etant donné que la résultante des charges verticales est centrée sur le radier, le diagramme de réaction du sol est uniforme. ($\sigma = N/S$)

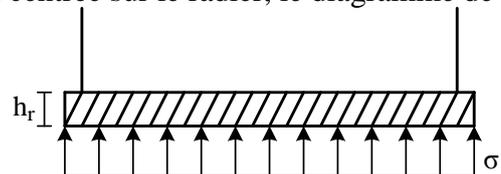
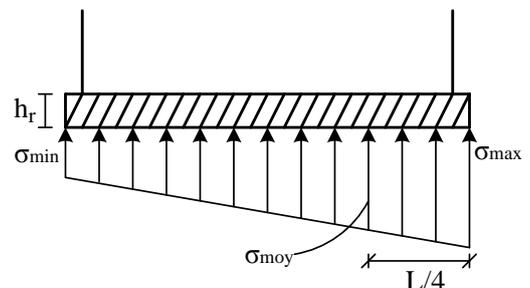


Figure VII 9 contrainte

Vis-à-vis des charges horizontales le diagramme devient trapézoïdal ou triangulaire.

$$\sigma = N/S \pm (M/I) v$$

$$\begin{cases} \sigma_{min} = N/S - (M/I) v. \\ \sigma_{max} = N/S + (M/I) v. \end{cases}$$



- Identification des panneaux :

tableau VII: 5- Identification des panneaux :

Panneau	L_x (m)	L_y (m)	Sens
P_1	3.6	4.1	2
P_2	4.95	4.1	2
P_3	4.05	4.45	2
P_4	4.95	5.20	2

- Détermination des moments isostatiques :

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

$0 < \rho < 0,4 \Rightarrow$ la dalle porte sur un sens.

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle porte sur deux sens.

- Panneaux à un seul sens :

$$\begin{cases} M_x = \frac{q.L_x^2}{8} \\ M_y = 0 \end{cases}$$

Panneaux à deux sens :

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour valeurs :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x . q . L_x^2$.

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y . M_x$.

Pour prendre en compte la continuité des dalles le **BAEL91** propose les formules suivantes :

M appui 0,3 Mo (appui de rive).

0,5 Mo (appui intermédiaire).

M travée 0,85 Mo (dalle de rive).

0,75 Mo (dalle intermédiaire).

ELU :

ELS :

SDT : $q_u = 0,199 \text{ MN / m}^2$

$q_{ser} = 0,143 \text{ MN / m}^2$

SA : $q_u = 0,181 \text{ MN / m}^2$

✿ Les moments isostatiques dans le radier

▣ Sens longitudinal X-X

tableau VII: 6 Sens longitudinal X-X

ELU									
						SDT		SA	
panneau x	Lx(m))	Ly(m))	lx/ly	μ_{ξ}	μ_{ψ}	Mx(MN.m))	My(MN.m))	Mx(MN.m))	My(MN.m))
P1	3.6	4.1	1.0	0.036	1	0.198	0.198	0.180	0.180
P2	4.95	4.1	0.8	0.055	0.61	0.193	0.118	0.176	0.108
P3	4.05	4.45	1.0	0.036	1	0.129	0.129	0.117	0.117
P4	4.95	5.20	0.5	0.099	0.25	0.357	0.089	0.325	0.081

■ Sens transversal Y-Y :

tableau VII: 7 Sens longitudinal X-X

ELS						SDT	
Panneaux	Lx(m)	Ly(m)	lx/ly	μ_{ux}	μ_{uy}	Mx(MN.m)	My(MN.m)
P1	3.6	4.1	1.0	0.441	1	1.7052	1.7052
P2	4.95	4.1	0.8	0.0635	0.7199	0.1602	0.1153
P3	4.05	4.45	1.0	0.441	1	1.1124	1.1124
P4	4.95	5.20	0.5	0.0669	0.345	0.1728	0.0596

Sens transversal Y-Y

	Pann	SDT								
		ELU			ELS			SA		
		Appui de rive	Appui interm	Travée	Appui de rive	Appui interm	Travée	Appui de rive	Appui interm	Travée
P1	0.05941	0.09901	0.16832	0.51157	0.85261	1.44944	0.05403	0.09005	0.15309	
P2	0.03553	0.05922	0.10068	0.03459	0.05766	0.09802	0.03232	0.05387	0.09157	
P3	-	0.06459	0.09689	-	0.55622	0.83432	-	0.05875	0.08812	
P4	-	0.04466	0.06699	-	0.02981	0.04471	-	0.04062	0.06093	

Ferrailage :

Le ferrailage est calculé en flexion simple, en FP pour une bande de 1m

Ferrailage :

Le ferrailage est calculé en flexion simple, en FP pour une bande de 1m.

ELU :

ELS :

SDT : $f_{bu} = 12,47 \text{ Mpa}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 13,2 \text{ Mpa}$

$$\sigma_{s10} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 193 \text{ Mpa}$$

$$SA : f_{bu} = 12.47 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{s10} = 400 \text{ Mpa}$$

✿ **Pourcentage minimal :**

Suivant le petit coté : $A_{\min} \geq 0,8\%_o . b.h. [(3- \rho)/2]$.

Suivant le grand coté : $A_{\min} \geq 0,8\%_o . b.h .$

✿ **Espacement maximal :**

$$S_t \leq \min (25\text{cm} ; 2h_r)$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant

Sens longitudinal X-X

tableau VII: 8 Sens transversal XX

Panneaux	Appuis	A_T (cm ²)	A_A (cm ² /h)	A_{ser}	A_{min}	Arrière	St
				(cm ² /ml)	(cm ² /ml)		
P1	App rive	2.143	1.693	2.940	6.5	5T14	20
	app intér	3.581	2.829	4.250	6.5	5T14	20
	Travée	5.959	4.710	1.163	6.9	5T14	20
P2	App rive	/	/	/	/	/	/
	app intér	3.489	2.759	2.890	7.86	4T16	25
	Travée	5.252	4.258	1.944	7.86	4T16	25
P3	App rive	/	/	/	/	/	/
	app intér	2.331	2.759	3.311	7.6	5T14	20
	Travée	3.504	4.150	2.117	7.6	5T14	20
P4	App rive	/	/	/	/	/	/
	app intér	6.492	2.759	3.184	7.6	5T14	20
	Travée	9.799	4.150	1.441	7.6	5T14	20

■ Sens transversal Y-Y

tableau VII: 9 Sens transversal Y-Y

Panneaux	Appuis	A_T (cm ²)	A_A (cm ² /h)	A_{ser}	A_{min}	Arrière	St
				(cm ² /ml)	(cm ² /ml)		
P1	App rive	1.947	1.946	1.224	6.4	5T14	20
	app intér	3.253	3.251	2.054	6.4	5T14	20
	Travée	5.556	5.553	3.539	6.4	5T14	20
P2	App rive	1.163	1.163	2.206	6.4	5T14	20
	app intér	1.944	1.943	3.702	6.4	5T14	20
	Travée	3.311	3.309	6.378	6.4	5T14	20
P3	App rive	/	/	/	/	/	/
	app intér	2.117	2.116	3.708	6.4	5T14	20
	Travée	3.184	3.182	5.649	6.4	5T14	20
P4	App rive	/	/	/	/	/	/
	app intér	1.441	1.440	1.946	6.4	5T14	20
	Travée	9.200	2.200	2.856	6.4	5T14	20

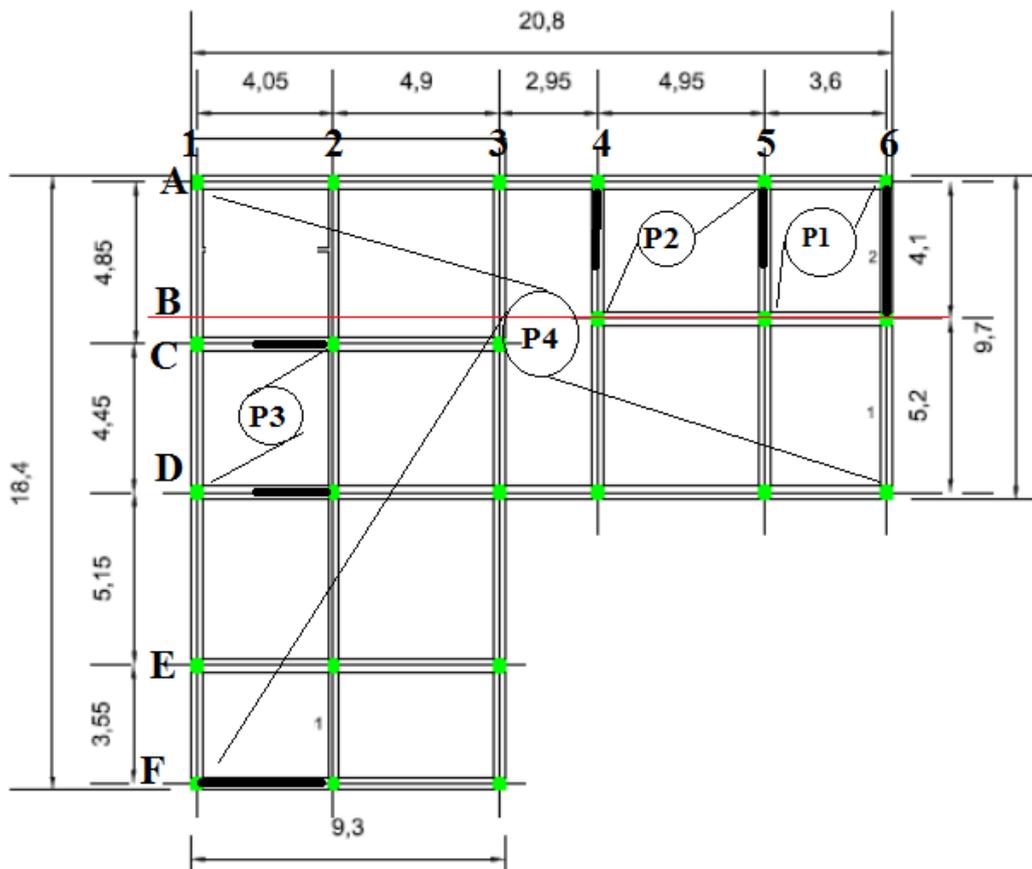


Figure VII 11 Plan xy

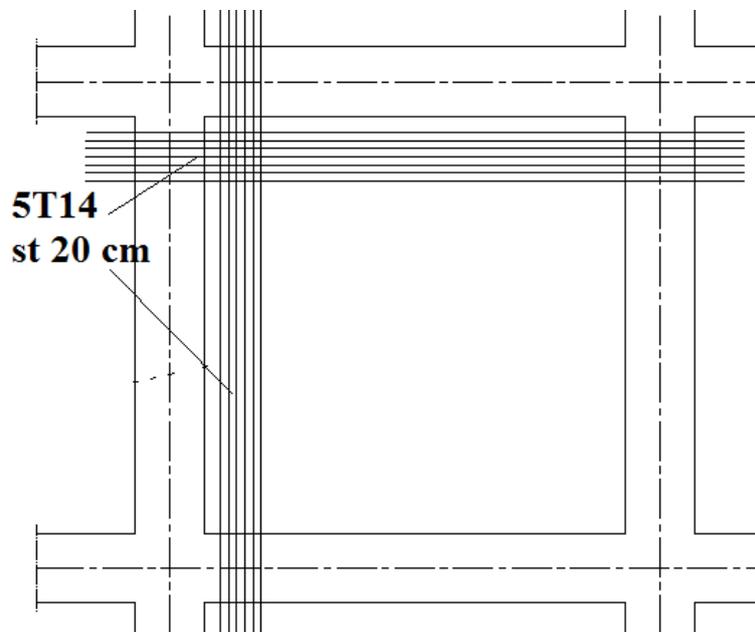


Figure VII 12 Ferrailage panneaux P1,P3 et P4 en travée et en appuis

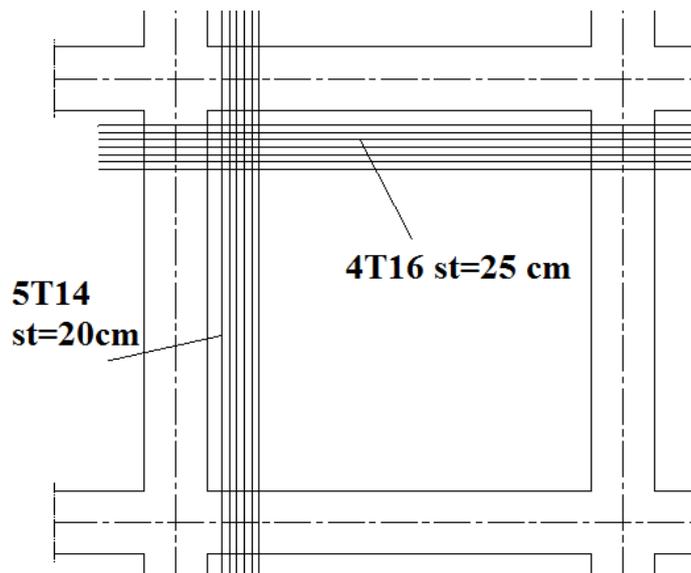


Figure VII 13 Ferrailage panneaux P2 en travée et en appuis

VII.2 Calcul des nervures :

Evaluation des charges :

Les charges équivalentes réparties linéairement sur les travées des nervures sont évaluées par la méthode des lignes de rupture.

La charge correspondante d'un panneau du radier revenant à la nervure qui lui est adjacente est évalué comme suit :

$$P_{eq} = q \times c \text{ avec : } \begin{cases} c = (1 - \frac{\alpha^2}{3}) \times \frac{l_x}{2} & \text{pour un trapèze} \\ c = \frac{l_x}{3} & \text{pour un triangle} \end{cases}$$

Le calcul sera effectué pour la nervure transversale G-G.

Nervure G-G:

tableau VII: 10 la charge

Travée	4.05	4.90	2.95	4.95	3.60
P _{ELU}	0.8807	0.792	0.3699	0.3699	0.792
P _{ELS}	0.6444	0.5795	0.2706	0.2706	0.5795

Détermination des moments et des efforts tranchants :

Les moments sur appuis de la poutre continue déterminer par la méthode de Caquot :

$$M_i = [(P_d L_d^3 + P_g L_g^3) / 8,5 (L_d + L_g)]$$

Avec

L = 1 travée de rive

L = 0,8 travée intermédiaire

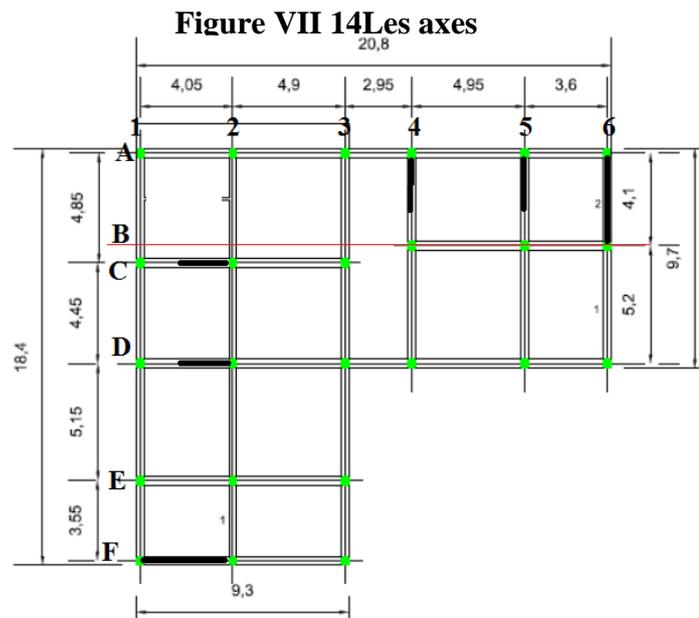
Les moments maximaux en travées de la poutre continue :

$$M = M_o + (M_1 + M_2) / 2 + (M_1 - M_2)^2 / (16M_o)$$

M_o : moment isostatique.

Les efforts tranchants sur appuis :

$$V_1 = (4 M_o + M_2 - M_1) / L \quad ; \quad V_2 = (M_2 - M_1 - 4M_o) / L$$



Tous les résultats sont dans les tableaux suivants :

➤ **Poutres de file AA :**

Valeurs des moment et efforts tranchants

tableau VII: 11 le moment

L (m)		4.05			4.90			2.95			4.95			3.60			4.05		
P (MN/	ELU	0.88			0.79			0.37			0.79			4.88			0.88		
	ELS	0.64			0.58			0.27			0.27			0.58			0.64		
m (MN.	ELU	1.76			0.82			0.27			0.27			0.82			1.76		
	ELS	1.29			0.6			0.19			0.19			0.6			1.29		
Moments		App	App	trav															
M (MN.	ELU	0	-1.4	1.14	-1.4	-0.2	0.2	-0.2	-0.3	0.07	-0.3	-0.1	0.05	-0.1	-0.8	0.03	-0.8	-0.2	0.66
	ELS	0	-0.7	0.52	-0.7	-0.4	0.08	-0.4	-0.2	0.11	-0.2	-0.2	0.01	-0.2	-0.6	0.1	-0.6	-0.5	0.29
Effort tranc	ELU	1.43	-2.1	/	1.7	-1.2	/	0.62	-0.5	/	0.59	-0.5	/	0.46	-1	/	2.06	-1.5	/

➤ *Poutres de file 1-1 :*

Valeurs des moment et efforts tranchants

tableau VII: 12 effort tranchant

L (m)		4.05			4.90			2.95			4.95			3.60			4.05		
P (MN/	ELU	0.88			0.79			0.37			0.79			4.88			0.88		
	ELS	0.64			0.58			0.27			0.27			0.58			0.64		
m (MN.	ELU	1.76			0.82			0.27			0.27			0.82			1.76		
	ELS	1.29			0.6			0.19			0.19			0.6			1.29		
Moments		App	App	trav															
M (MN.	ELU	0	-1.4	1.14	-1.4	-0.2	0.2	-0.2	-0.3	0.07	-0.3	-0.1	0.05	-0.1	-0.8	0.03	-0.8	-0.2	0.66
	ELS	0	-0.7	0.52	-0.7	-0.4	0.08	-0.4	-0.2	0.11	-0.2	-0.2	0.01	-0.2	-0.6	0.1	-0.6	-0.5	0.29
Effort tranc hant	ELU	1.43	-2.1	/	1.7	-1.2	/	0.62	-0.5	/	0.59	-0.5	/	0.46	-1	/	2.06	-1.5	/

➤ **Condition de cisaillement :**

$$\tau_{u\max} = \frac{V_{u\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b, 4\text{Mpa}) = 2,2\text{Mpa}.$$

d =0.9m

file G-G : $V_{U\max.}=1.7 \text{ MN} \Rightarrow h > 1.27\text{m} \Rightarrow h \geq 1.66\text{m}$

file 2-2 : $V_{U\max.}=2.30 \text{ MN} \Rightarrow h > 1.66\text{m}$

✳ **Condition de rigidité :**

Pour que les charges soient efficacement reprise par le radier, il faut que ce dernier soit suffisamment rigide, et cela nécessite la vérification suivante :

$$l_i \leq \pi l_e / 2 ; l_e = (4 EI / KB)^{1/4}$$

Avec :

l_i : distance maximal entre voile.

l_e : longueur élastique.

E : module d'élasticité du béton.

B : largeur de la nervure.

K : coefficient de raideur du sol.

I : inertie de la section.

On suppose que la section est rectangulaire.

$K = 40 \text{ MN} / \text{m}^3$ pour un sol moyenne ; $l_i = 8.75\text{m}$

Donc : $h \geq 1,14 \text{ m}$

 **Conclusion :**

On prendra : $h = 1,8 \text{ m}$

Ferraillage longitudinal des nervures :

Nervure file A-A:

ELU : $M_{t \max} = 1.27 \text{ MN.m}$

ELS : $M_{t \max} = 0,93 \text{ MN.m}$

$M_{\text{app max}} = -1.51 \text{ MN.m}$

$M_{\text{app max}} = -1.11 \text{ MN.m}$

Nervure file 1-1:

 **ELU :**

 **Sur appuis :**

$M < 0 \Rightarrow$ la table se trouve dans la partie tendue, donc il s'agit d'un calcul d'une section rectangulaire $b_o h$:

$M = 1.51 \text{ MN.m}$

$b_o = 1.8 \text{ m} ; d = 1,32\text{m}$

$A_u = 28.12 \text{ cm}^2$

♣ **En travée :**

$M > 0 \Rightarrow$ la table se trouve dans la partie comprimée selon la position de l'axe neutre, on doit calculer M_{tu} :

$$M_{TU} = bh_o (d-h_o/2) f_{bu}$$

$$M_{TU} = 8,532 \text{ MN.m}$$

$M_{TU} > M_u \Rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la table, on se ramène à l'étude d'une section rectangulaire bh .

$$b=0.6m ; \quad d = 0.9 \times 1.8 = 1.62 \text{ m}$$

$$A_u = 30.66 \text{ cm}^2$$

● **ELS :**

♣ **Sur appuis :**

$M < 0 \Rightarrow$ la table se trouve dans la partie tendue, donc il s'agit d'un calcul d'une section rectangulaire $b_o h$:

$$M = 1.11 \text{ MN.m}$$

$$A_{ser} = 25.29 \text{ cm}^2$$

$$M_{tser} = \frac{\delta}{30} \frac{d - (\frac{h_o}{3})}{d - h_o} \times b \times h_o^2 \Rightarrow M_{tser} = 2.714 \text{ MN.m} > M \text{ vérifiée}$$

♣ **En travée :**

$M > 0 \Rightarrow$ la table se trouve dans la partie comprimée selon la position de l'axe neutre, on doit calculer M_{Tser} :

section rectangulaire bh .

$$b = 0.6 \text{ m} ; \quad d = 1,32 \text{ m}$$

$$M = 0.93 \text{ MN.m}$$

$$A_{SER} = 20.81 \text{ cm}^2$$

Conclusion du ferrailage

	A (cm ²)	Choix d'armature
Sur appuis	28.12	4T20+6T20
En travée	30.66	4T25+6T20

Ferraillage transversal :

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

La contrainte de cisaillement $\tau_{u\max}$ doit vérifier la condition :

$$\tau_{u\max} = \frac{V_{u\max}}{b_0 \times d} = \frac{1,7}{0,6 \times 1,32} = 2,14 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) = 2,2 \text{MPa}$$

$\Rightarrow \tau_{u\max} \leq \bar{\tau}$ Vérifiée.

● **Calcul des armatures de cisaillement :**

En prenant un cadre et un étrier de diamètre $\phi_t = 12 \text{mm}$, nous déduisons :

$$A_t = 4 \times \phi_t = 4.52 \text{ cm}^2$$

● **Calcul des espacements S_t :**

L'espacement de calcul est déduit de l'inégalité suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_{u\max} - 0.3 \times k \times f_{t28})}{0.9 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Armatures droites : $\alpha = 90^\circ$

Pas de reprise de bétonnage : $k = 1$

L'inégalité devient :

$$S_t \leq \frac{0,9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_{u\max} - 0,3 f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 15.07 \text{cm}$$

$$S_t \leq 0,15 \text{m}$$

Prescription du **RPA 2003 (Art 7-5-2-2)** :

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

En zone nodale : $S_{t\max} = \min(h/4; 12\phi) = 24 \text{cm}$

En zone courante : $S_{tmax} = h/2 = 90\text{cm}$

On optera donc pour un espacement $S_t = 14\text{ cm}$ en toute section de la nervure.

➤ On doit vérifier la condition d'armatures transversales imposé par le **RPA 2003** :

$$A_{tmin} = 0.003 \times S_t \times b_0 = 2,52\text{cm}^2 \leq A_t \quad \text{Vérfiée.}$$

➤ **Ferraillage retenu :**

1 cadres ϕ_{12} + 1 étrier ϕ_{12} .

$$A_t = 4.52\text{ cm}^2 .$$

$S_t = 14\text{ cm}$ en toute section.

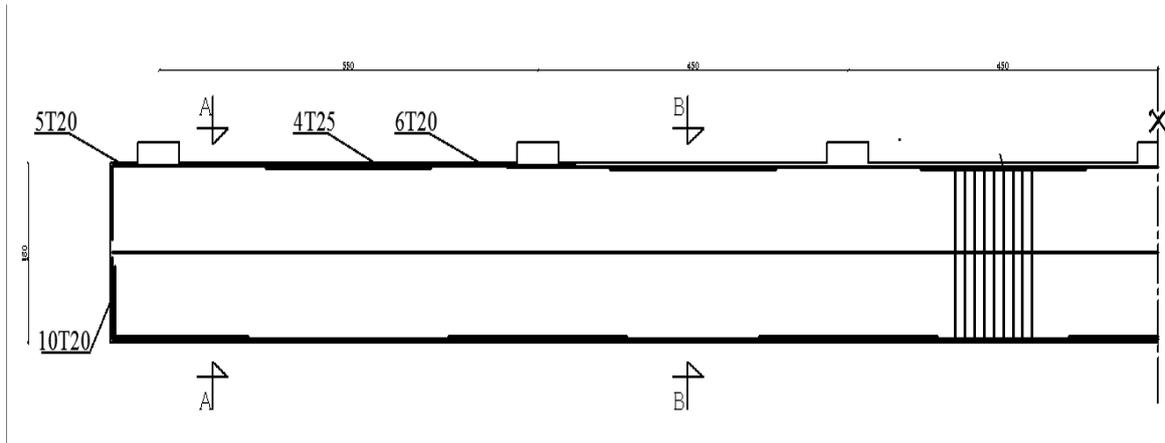


Figure VII 15 Ferrailage radier

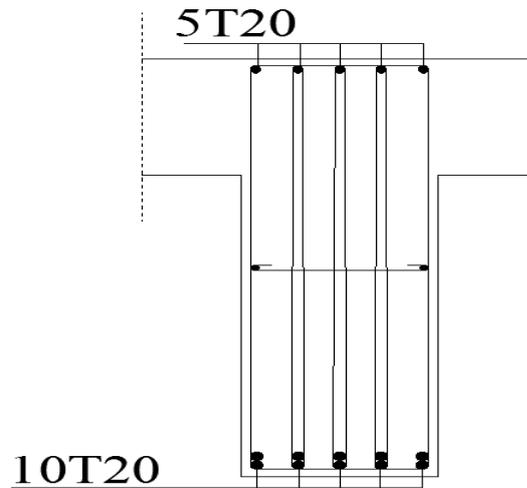


Figure VII 16 Ferrailage nerver En travée coupe AA

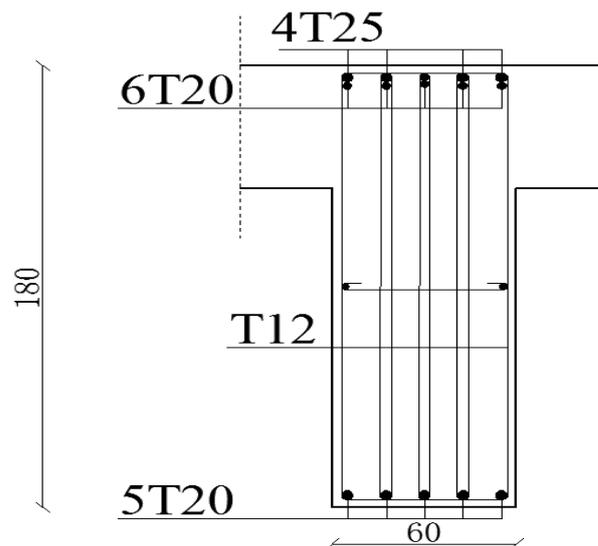


Figure VII 17 Ferrailage nerver En appuis coupe BB

Conclusion

Ce travail nous a permis de voir et de connaître les différents problèmes qu'on peut rencontrer au cours de l'étude d'un projet.

Parmi ces différents problèmes on peut citer, la conception, car il est primordial de bien concevoir une structure, de bien disposer et dimensionner les voiles pour avoir une bonne répartition des efforts, ce qui va nous éviter des désagréments par la suite.

Mais dans toute cette équation complexe, l'élément le plus prépondérant est le facteur expérience qui est vraiment indispensable.

Avoir une bonne base théorique est nécessaire mais pas suffisant, car la pratique forge l'ingénieur, et le rend plus perspicace à déceler et résoudre les différents problèmes rencontrés au cours d'une étude et réalisation d'un projet.

En dernier, on peut dire que ce travail nous a permis de bien mettre en œuvre nos modestes connaissances de génie civil, et de les élargir, chose qui nous aidera plus tard dans la vie professionnelle.

Espérons aussi que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions.

BIBLIOGRAPHIE

Références bibliographie

Les mémoires

-Mémoire Melle Nesrine Rahmouni ,Melle Manel Dafer, Étude d'un bâtiment (R+10+1S/S) contreventé par voiles +portiques avec étude d'interaction prévu à ALGER USTHB (2007) .

Cours

-Cours de béton armé , master (2012/2013), université bab ezzouar,alger.

Logiciels

Microsoft Office Excel 2016.

Microsoft Office word 2016

ETABS version 9.6.0.Computer and Structures.

Auto CAD 2016 Français.

.

Règlements

Pratique BAEL 91, cours avec exercice corrigés/ Jean Perchat et Jean Roux.

Règle BAEL 91(Béton armé aux états limites).

CBA 93(Règle de conception et de calcul des structures en béton armé).

Règle parasismique Algérien (RPA99/ Version 2003).

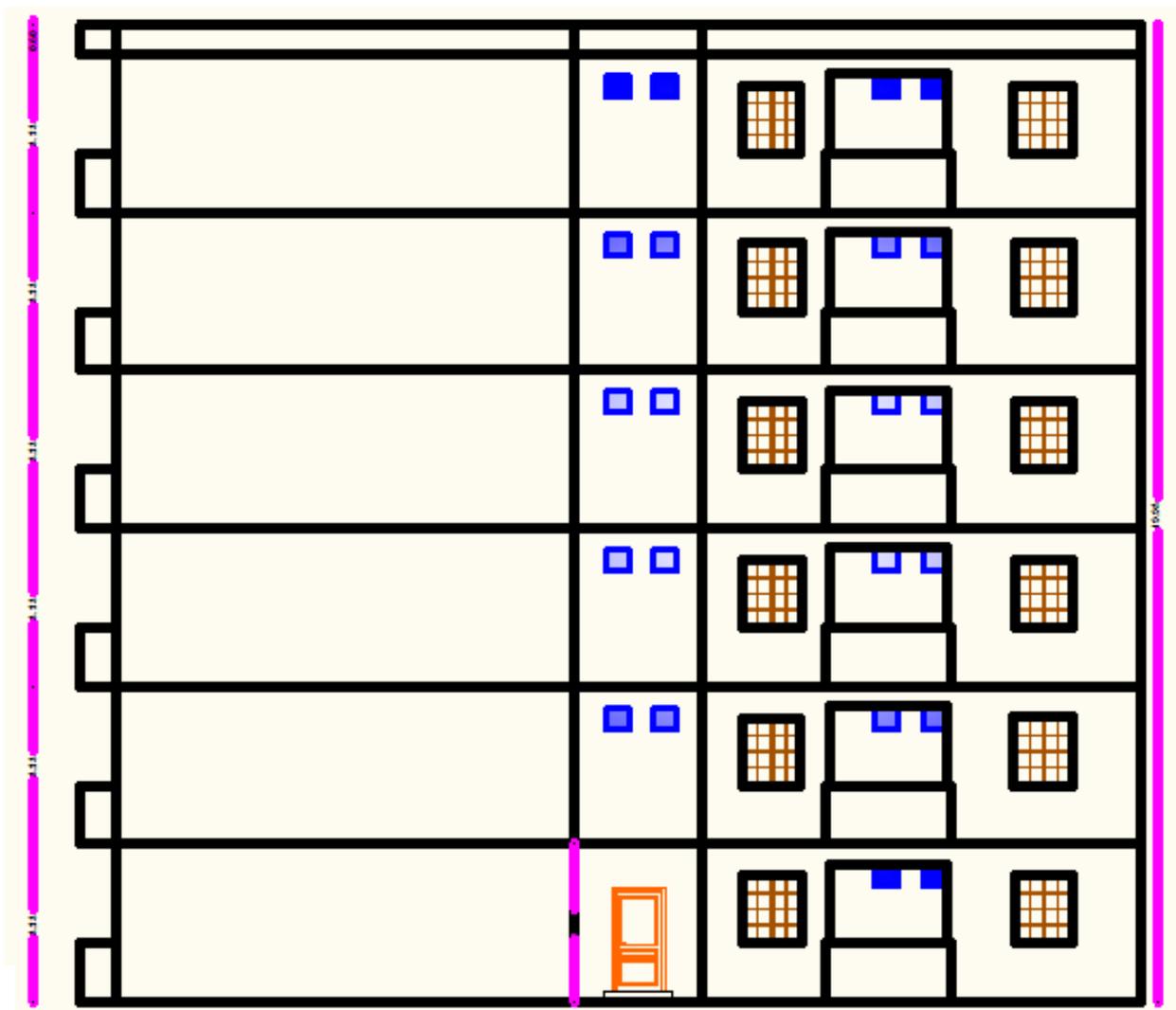
Charge permanente et Charge d'exploitation D.T.R.B.C.2.

Liste des symboles

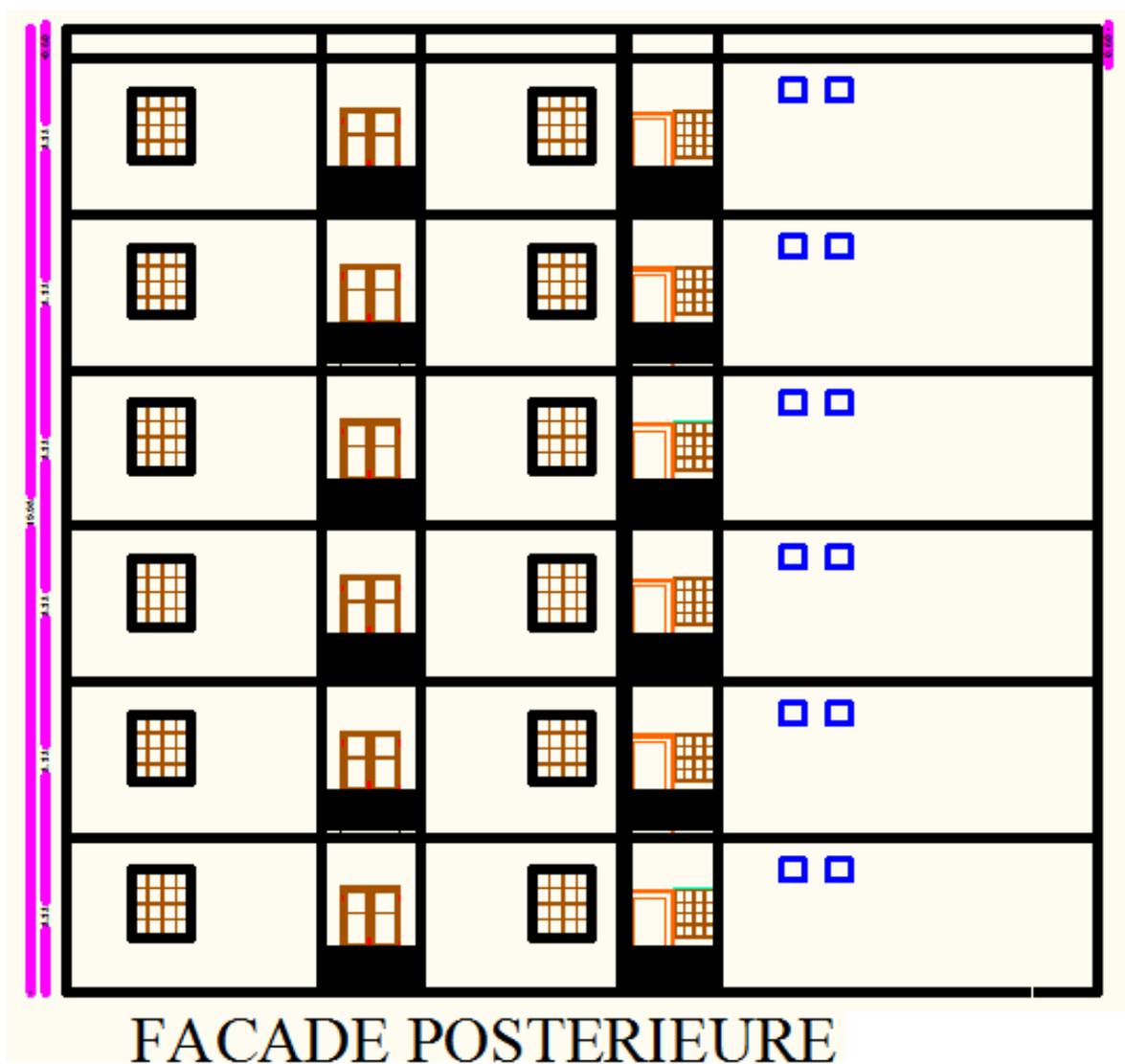
γ_{BA} :	Poids volumique.
f_{c28} :	Résistance à la compression.
f_{t28} :	Résistance à la traction.
E_{ij} :	Module de déformation instantanée.
E_{vj} :	Module de déformation différée.
ν :	Coefficient de poisson.
γ_b :	Coefficient de sécurité de béton.
η :	Coefficient de fissuration.
E_s :	Module d'élasticité.
γ_s :	Coefficient de sécurité de l'acier.
B_r :	La section réduite d'un poteau.
a :	Coefficient de réduction.
λ :	L'élancement du poteau considéré.
L_f :	Longueur de flambement.
I :	Moment d'inertie.
G :	Charge permanente.
Q :	Charge d'exploitation.
C_p :	Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8.
W_P :	Poids de l'élément considéré.
N_u :	Effort normal.
V_u :	Effort tranchant.
M_u :	Moment fléchissant.

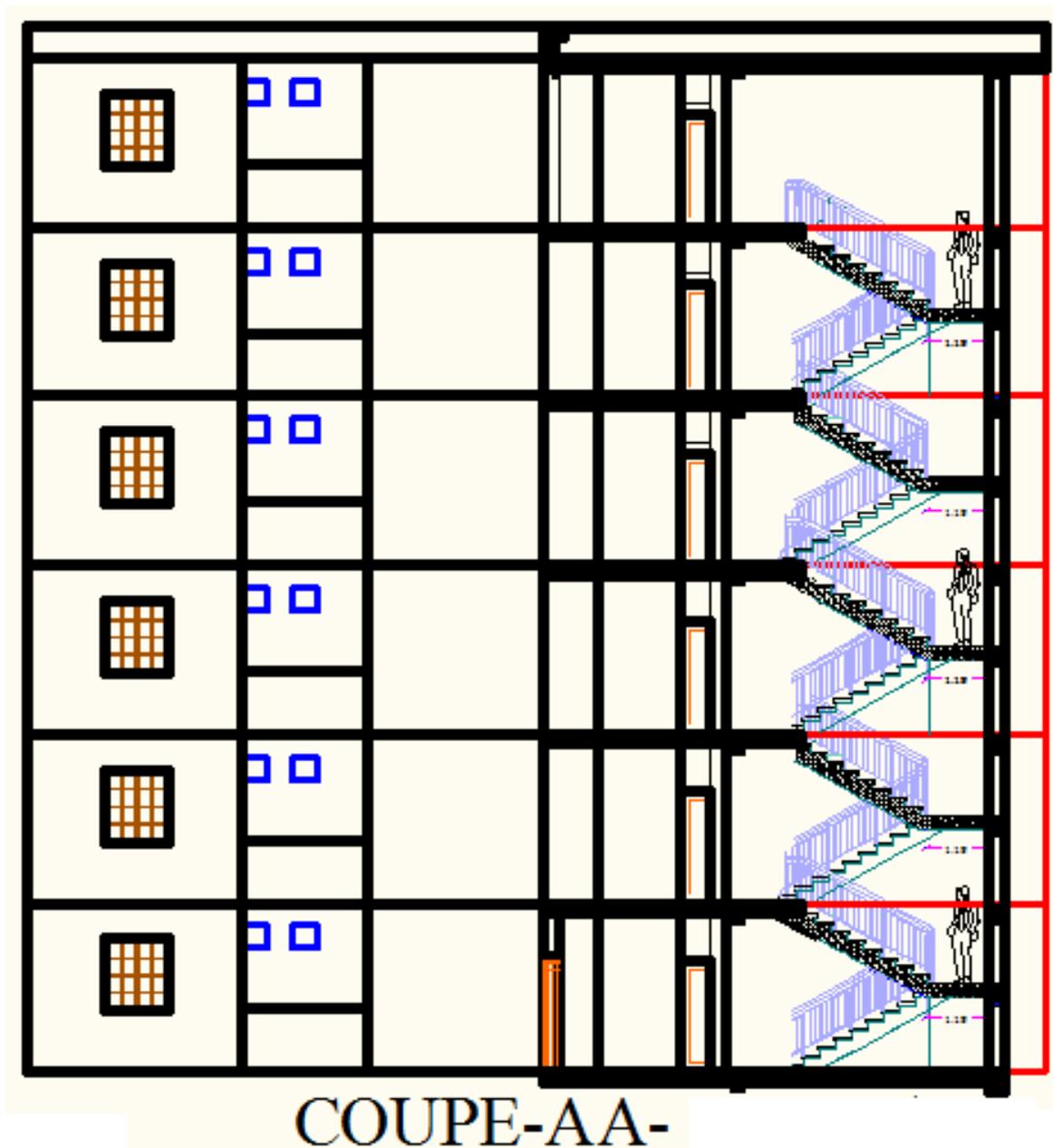
e :	Epaisseur.
$\bar{\sigma}$	Contraintes admissibles.
β :	Coefficient de pondération.
\emptyset :	Diamètre des armatures.
τ_u :	Contrainte ultime de cisaillement.
T_K :	La période du mode K.
W_{Gi} :	Poids due aux charges permanentes.
W_{Qi} :	Charges d'exploitation.
V :	La force sismique totale.
A :	Coefficient d'accélération de zone.
R :	Coefficient de comportement de la structure.
$\xi(\%)$:	Pourcentage d'amortissement critique.
Δ_k :	Déplacement relatif du niveau k par rapport à niveau $k-1$.
δ_k :	Déplacement horizontal de l'étage k .
S_t :	Espacement.
P_{semelle} :	Poids propre de la semelle.
H :	Profondeur des fouilles.
D :	Débord de semelle filante.
σ_{moy} :	Contrainte moyenne.
Y :	Position de l'axe neutre.
E :	Action accidentelle.

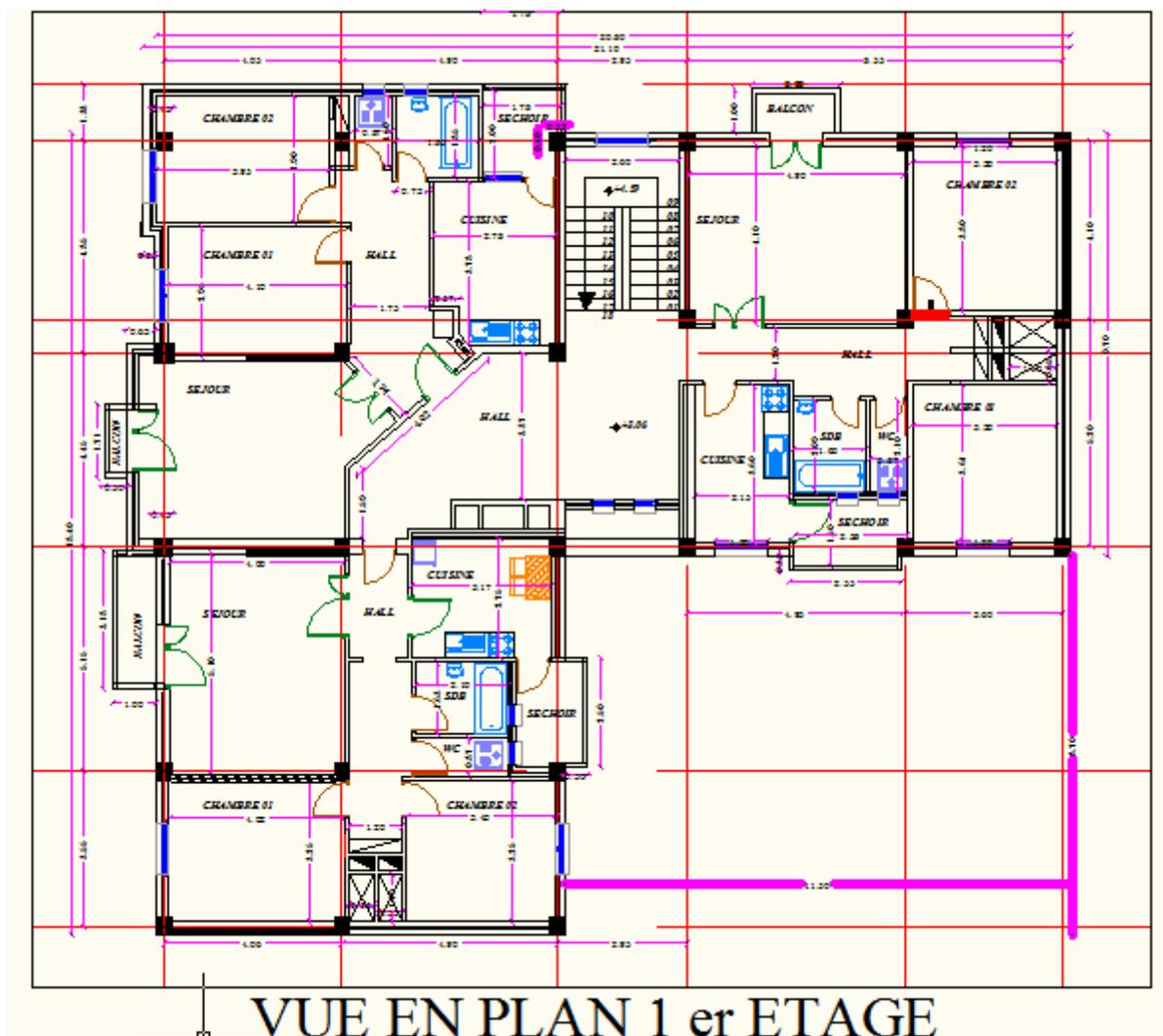
Annexe

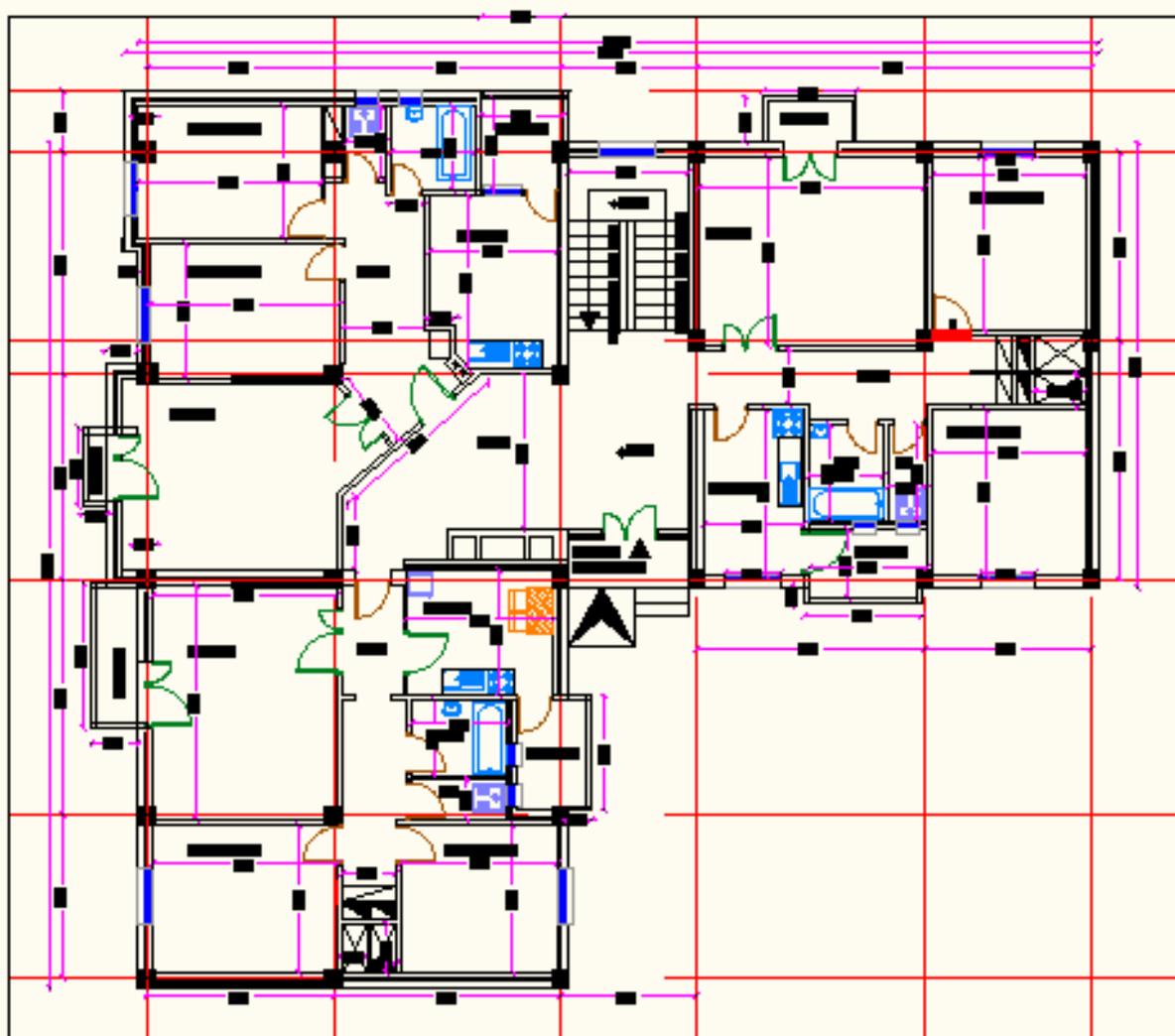


FACADE PRINCIPALE



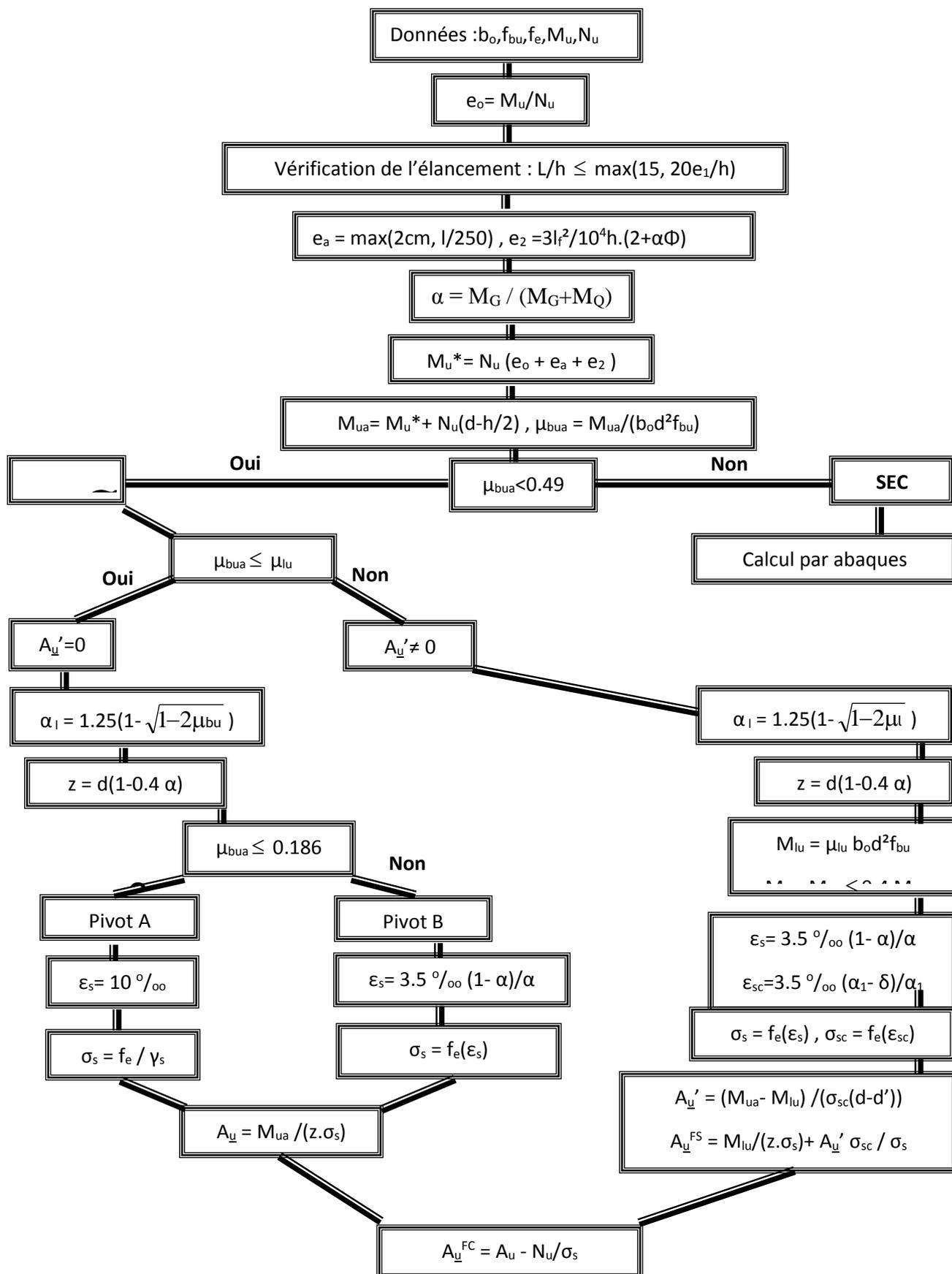






VUE EN PLAN RDC

Organigramme de la flexion composée



Organigramme de la flexion simple

