



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Echahid Hamma Lakhdar - El Oued

Faculté de la Technologie

Département d'Hydraulique et de Génie Civil

MÉMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de

MASTER ACADEMIQUE

Spécialité : MATERIEUX EN GENIE CIVIL

Présenté par :

1. CHOUIA Ooussama

2. REZIG Mahmoud

Intitulé :

***Etude D'un Bâtiment multi étage
Contreventé par système voiles-portique***

Soutenue le : 28/05 /2025

Devant le jury composé de :

Dr : HACHEM Rafika

Président

Dr : AMMARI Mohamed Asseghir

Examineur

Dr : LABIODH BACHIR

Encadreur

Année académique : 2024/2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

En premier lieu, je rende grâce à dieu qui m'a donné la force et la volonté d'étudier et d'achever ce mémoire.

Je remercie mes chers parents, pour l'aide, la confiance et le soutien dont ils ont fait preuve tout au long de ces dernières années.

J'exprime mes profondes gratitudes et remerciements à mon Encadreur M. LABIODH pour son aide et ses orientations.

Je tiens à remercier tout le corps enseignant du département de Génie Civil.

Sans oublier tous nos amis de la promotion MASTER 2 pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Merci

SOMMAIRE

<i>Dedicase</i>	
<i>Introduction General :</i>	1
Chapitre I : Generalites	
1.1. <i>Introduction :</i>	3
1.2. <i>Caractéristique De La Structure:</i>	3
1.3. <i>Données Du Site :</i>	3
1.4. <i>Description Structurale :</i>	3
1.5. <i>Choix Du Contreventement :</i>	4
1.6. <i>Règlements Et Normes Utilisés :</i>	4
<i>Conclusion :</i>	11
Chapitre II : Le Pré Dimensionnement Des Eléments Structuraux	
1 <i>Introduction :</i>	13
2 <i>Pré Dimensionnement Des Eléments Principaux :</i>	13
1.1. <i>Poutres Principales :</i>	13
1.2. <i>Poutres Secondaires :</i>	14
1.3. <i>Les Poteaux :</i>	14
1.4. <i>Les Voiles :</i>	15
3 <i>Pré-Dimensionnement Des Eléments Secondaires:</i>	17
3.1. <i>Les Planchers :</i>	17
3.2. <i>Les Balcons :</i>	18
3.3. <i>L'escalier :</i>	19
3.4. <i>L'acrotère :</i>	22
4 <i>Evaluation Et Décence Des Charges</i>	22
4.1. <i>Plancher :</i>	22
4.2. <i>Charges Du Mur (Maçonnerie):</i>	24
4.3. <i>L'acrotère :</i>	25
4.4. <i>Les Balcons Sont En</i>	25
4.5. <i>Dalle Pleine</i>	25
4.6. <i>L'escalier:</i>	26
5 <i>Descente De Charge :</i>	28
5.1. <i>Introduction:</i>	28
5.2. <i>Rôle De Descente De Charge :</i>	28
5.3. <i>Calcul De La Descente De Charge :</i>	29
a. <i>Descente Des Charges Sur Le Poteau Intermédiaire :</i>	29
b. <i>Vérification De La Section De Poteau Selon bael91 (B.8.4,1) :</i>	31
c. <i>Dimensionnement Des Poteaux : RPA2003 (ART 7.4.3.1) :</i>	32
d. <i>Conclusion :</i>	33
Chapitre Iii : Calcul Des Eléments Secondaire	
1. <i>Introduction :</i>	35
2 <i>Etude Elements Secondaire :</i>	35
2.1. <i>Plancher :</i>	35
a. <i>Introduction :</i>	35
b. <i>Calcul Des Planchers (Charge Permanente Et Surcharge) :</i>	35

c.	Les Types Des Planchers :	36
d.	La Méthode De Calcul De Poutrelles :	36
e.	Calcul Des Moments :	37
f.	Etude De Plancher	38
g.	Calcul Du Ferrailage :	39
2.2.	Etude De L'acrotère :	45
2.3.	L'escalier :	50
1)	Combinaison D'action :	50
2)	Détermination Des Sollicitations :	50
3)	Calcul De Ferrailage :	50
2.4.	Calcul De La Poutre Palière :	56
1	Pré Dimensionnement :	56
2	Vérification Des Conditions De Le RPA2003 :	56
3	Combinaison D'action :	57
	Détermination Des Sollicitations :	57
4	Calcul De Ferrailage :	57
5	Calcul De La Poutre A La Torsion :	59
6	Dessin De Ferrailage De La Poutre Palière :	61
2.5.	Etude De Balcon :	61
	Le Balcon Est Assimilé A Une Console Encastrée Au Plancher, Réalisé En Dalle Pleine, Le Calcul Se Fait Pour Une Bonde De 1m De Largeur.	61
1	Dimensions :	61
2	Évaluation Des Charges Et Surcharges :	61
3	Les Combinaisons Des Charges :	62
4	Calcul Des Sollicitations :	62
5	Calcul Du Ferrailage :	62
6	Vérifications :	63
7	Présentation Ferrailage :	64
	Chapitre Iv: Etude Dynamique	
2	Méthode De Calcul :	66
2.1.	Méthode Statique Équivalente :	66
2.2.	Méthode D'analyse Modale Spectrale :	66
3	Calcul Des Actions Sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale) :	66
3.1.	Présentation Du Logiciel De Calcul :	66
3.2.	Détermination Des Paramètres Du Spectre De Réponse :	67
3.3.	La Disposition Des Voiles :	69
	Chapitre V : Calcul Des Eléments Structuraux	
1	Introduction :	86
2	Etude Des Poutres :	86
2.1	Combinaison De Calcul :	86
2.2	Etapes À Suivre :	87
2.2.1	Les Armatures Longitudinales :	87
2.2.2	Les Armatures Transversales :	87
2.3	Sollicitation Du Calcul :	87
2.4	Ferrailage Des Armatures Transversales :	90
2.5	Les Armatures Transversales :	91

2.5.1	<i>Poutre Principal :</i>	91
2.5.2	<i>Poutre Secondaire :</i>	91
3	<i>Ferraillage Des Poteaux :</i>	94
3.1	<i>Caractéristiques Mécaniques Des Matériaux :</i>	94
3.2	<i>Calcul Du Ferraillage :</i>	94
3.3	<i>Combinaisons Des Charges:</i>	94
3.4	<i>Calcul De Ferraillage Des Poteaux :</i>	95
3.5	<i>Présentation Du Ferraillage :</i>	106
4	<i>Ferraillage Des Voiles</i>	108
4.1	<i>Introduction :</i>	108
4.2	<i>Types D'armatures:</i>	108
4.3	<i>Choix De Combinaisons D'action Pour Les Armatures Verticales :</i>	112
4.4	<i>Choix De Combinaison D'action (Pour Les Armatures Verticales) :</i>	112
4.5	<i>Calcul De La Section D'armature : Selon Les Règles BAEL .91</i>	112
a.	<i>Armatures Verticales :</i>	112
b.	<i>Vérification De Flambement</i>	113
4.6	<i>Calcul De Ferraillage :</i>	113
a.	<i>Calcul Des Armatures A La Flexion Simple</i>	113
b.	<i>Calcul Des Armatures A La Flexion Composée : (N Effort De Compression)</i>	113
c.	<i>L'espacement</i>	115
d.	<i>Vérification Des Contraintes De Cisaillement :</i>	115
4.7	<i>Présentation Ferraillage Des Voiles :</i>	116
	<i>Chapitre VI: Etude De L'infrastructure</i>	
1	<i>Les Différents Types De Fondations</i>	118
2	<i>Choix Du Type Des Fondations</i>	118
3	<i>Les Résultats Géotechniques</i>	118
4	<i>Vérification Vis-A-Vis Les Fondations Superficielles</i>	118
1.1.	<i>Semelles Isolées:</i>	118
1.2.	<i>Semelles Filantes</i>	119
A.	<i>Calcul De La Hauteur Totale De La Semelle (Ht)</i>	120
B.	<i>Vérification De Poinçonnement :</i>	121
1.3.	<i>Poutre Libage</i>	121
A.	<i>Ferraillage Transversal De La Semelle</i>	121
B.	<i>Armature De Répartition</i>	121
1.4.	<i>Etude De Longrine</i>	122
	<i>Conclusion général</i>	125
	<i>Bibliographie</i>	126
	<i>Les plans</i>	127

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I :GENERALITES

Fig1 :type béton cylindrique	5
Fig 2 :Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	5
Fig 3 : Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}	6
Fig 4 :Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.	6
Fig 5: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.	7
Fig 6 :Déformations dans une section droite d'une poutre.	8

Chapitre II : Le prédimensionnement des éléments structuraux

Fig II.1 : Poutre	13
FIG II.2 : dimensions des poutres	14
Fig II. 3: Coupe 1-1 de section de poteau.	15
Fig II 4: Coupe de voile en élévation.	16
Figure 5 :Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations	16
Fig II.6 : Plancher à corps creux	18
Fig II. 7: Nervure	18
Figure II. 8: schéma d'escalier	19
Fig II.9 :schéma de L'acrotère.	22
Figure II.10: coupe transversale d'un Plancher Terrasse inaccessible	22
Figure II.11 : Plancher étage courant	23
Fig II.12: Coupe verticale d'un Mur double cloison	24
Figure II. 13 :acrotère	25
Fig II.14: Coupe transversale du balcon	26
FIG II.15: Les éléments d'une volée d'escalier	26
Figure II.15: La dégression des charges	29

Chapitre III :Calcul Des Eléments Secondaire

Fig. III.1.1. Les types des planchers	36
Fig. III.1.2. diagramme de moment (type1).	37
Fig. III.1.2. ferrailage PLANCHER .	44
Figure II.2.1 :schéma statique.	46
Figure III.2.2: Section à ferriller.	46
FIC III.2.3 :FERRAILLAGE ACROTERE	49
FIC 3.2 :Section à ferriller.	51
FIG III .4.1 :Schéma statique de Poutre palière	56
FIG III .4.2 :Dimensionnement De Poutre Palière	56
FIG III.4.4: Schéma de ferrailage de la poutre palière	61
FIG III.5.1 :Schéma statique du balcon.	61
FIG III.5.2:schéma du balcon	62
FIG.III.5.3: Schéma de ferrailage du balcon.	64

CHAPITRE IV: ETUDE DYNAMIQUE

Fig.IV.2 .Première variante	70
Fig IV.3 Désième variante	71
Fig IV.4 .Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan	71
Fig IV.5 .Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan	72
Fig IV.6 Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan	72

Chapitre V :Calcul Des Eléments Structuraux

fig V.1 ferrailage poutres	93
----------------------------	----

Fig.VI. 2 .section de poteau.	102
fig V.3 ferrailage pteaux	107
fig V.4: section poteau	110
fig V. 5 ferrailage pteaux	116
<i>ChapitreVI :Etude De L'infrastructure</i>	
Figure VI.1 semelle isolée	119
Figure. VI.2. Semelle filante	120
Figure. VI.3 . de Ferrailage de Semelle	122
Figure.VI.4. ferrailage de longrine	124

LISTE DES TABLEAUX

<i>ChapitreI :Generalites</i>	
Tab1: Valeurs De La Limite D'élasticité Garantie, Fe	9
ChapitreIi : Le Pré Dimensionnement Des ÉlémentsStructuraux	
Tableau Ii.1 : Pré Dimensionnement Des Eléments Principaux .	17
Tableau Ii.2: Charge Permanente (G) Plancher Terrasse Inaccessible.	22
Tableau Ii.3 : Charge Permanente (G) Étage Courant.	23
Tableau Ii. 4: Charge Permanente (G) De Cloison Double.	24
Tableau Ii.5 : Charge Et Surface D'acrotère.	25
Tableau Ii.6 : Charge Permanente (G) De Balcon Terrasse Non Accessible	25
Tableau Ii. 7 : Charge Permanente (G) De Balcon.	26
Tableau Ii.8 : Charge Permanente (G) De Paillasse	27
Tableau Ii.9 : Charge Permanente (G) DePalier :	27
Tableau Ii.10: Les RésultatsD'évaluationsDes Charges	27
Tableau Ii.11. Descente Des Charges Sur Poteau Centrale	29
Tableau Ii.12. La Stabilité Du Poteau Selon La Condition De L'rpa2003	32
Tableau Ii.13. Adopté Les Sections DesPoteaux Centrale	33
ChapitreIii :Calcul Des ElémentsSecondaire	
Tab Iii.1.1 :Calcul La Charge "P" À L'elu Et L'els	36
Tab Iii.1.2 : Etude De Plancher Terrasse L'elu	38
Tab Iii.1.3 : Etude De Plancher Terrasse L'els	38
Tab Iii.1.4 : Etude De Plancher Étage Courant L'elu	39
Tab Iii.1.5 : Etude De Plancher Étage Courant L'els	39
Tableau. : Moments Et Effort Tranchants.	57
Chapitre Iv: Etude Dynamique	
Tab.Iv.2: Périodes Et Factures Da Participation Massique Modale (1 Ere Variante).	70
Tab.Iv.3: Périodes Et Factures Da Participation Massique Modale (Deuxième Variante).	71
Tab.Iv.4: L'effort Tranchant Au Niveau E L'étage K	73
Tab.Iv.5 L'efforts Reduits Sur Les Poteaux Et Les Voiles	73
Tab.Iv 6: Coefficient D'accélération De Zone A.	75
Tab.Iv 7 : Valeurs De Ξ (%)	75
Tab.Iv.8 : Le Poids De Chaque Niveau De La Bâtiments	77

<i>Tab.Iv.9 : Calcul Des Actions Sismiques</i>	<i>77</i>
<i>Tab.Iv.10 : Distribution De La Résulté De Forces Sismiques Sens X</i>	<i>78</i>
<i>Tab.Iv.11 : Distribution De La Résulté De Forces Sismiques Sens Y</i>	<i>79</i>
<i>Tab.Iv.12 : Les Déplacements Du Aux Force Sismiques Au Sens Longitudinal (Xx).</i>	<i>79</i>
<i>Tab.Iv.13: Les Déplacements Du Aux Force Sismiques Au Sens Transversal (Yy).</i>	<i>80</i>
<i>Tab.Iv.14: Vérification A L'effet (P- Δ) Sens Longitudinale</i>	<i>81</i>
<i>Tab.2.15: Vérification A L'effet (P- Δ) Sens Transversale</i>	<i>81</i>
<i>Tab.Iv.16: Le Moment De Renversement Provoqué Par Effort Sismique Sens Xx.</i>	<i>82</i>
<i>Tab.Iv.17 : Le Moment De Renversement Provoqué Par Effort Sismique Sens Yy.</i>	<i>82</i>
<i>Tab.Iv.18: Caractéristiques Massique De La Structure.</i>	<i>84</i>
ChapitreV :Calcul Des ElémentsStructuraux	
<i>Tableau V.1 : Coefficient De Sécurité Et Caractéristiques Mécaniques.</i>	<i>86</i>
<i>Tab V.2 Récapitulatif Des Moments Fléchissant En [Kn.M] Et Efforts Tranchants.</i>	<i>88</i>
<i>Tableau.Vi.1. Les Efforts Agissant Sur La Semelle (Els).</i>	<i>119</i>
<i>Tableau.Vi.2.Ferraillage Longitudinale Des Longrines</i>	<i>123</i>

Résumé

Le projet de fin d'études porte sur l'analyse structurale d'un bâtiment d'habitation implanté dans la Wilaya de SETIF ALGERIE, composé d'un rez-de-chaussée et de 5 niveaux. Le bâtiment est entièrement réalisé en béton armé. La pré-mesure a été réalisée selon les règles de calcul (CBA93, BAEL91, RPA2003). L'étude de stabilité verticale de la structure consiste à déterminer les bonnes dimensions des dalles, des colonnes et des fondations. Pour ce faire, un calcul manuel de chute de charge a été réalisé, basé sur les plans d'architecture et le DTR B.C.2-2. Comme d'autres catastrophes naturelles, les tremblements de terre sont un phénomène complexe et hautement destructeur, avec des manifestations spectaculaires et destructrices qui nécessitent d'en tenir compte lors de la conception et du calcul des structures. L'effet sismique imposé à un bâtiment est directement proportionnel à l'accélération qui lui est imposée par le sol et sa masse. Lors des oscillations, les structures ont tendance à résister au déplacement de leur base et à rester stationnaires, créant des forces d'inertie qui agissent dans la direction opposée au mouvement du sol. Ce travail consiste en l'étude d'un bâtiment à plusieurs étages, soutenu par un système mixte (murs portiques) avec justification de l'interaction par rapport aux forces verticales et horizontales, sur le comportement de la structure.

Les différentes dimensions proposées se sont avérées stables et le renforcement représente le minimum spécifié par RPA et BAEL 91 pour la plupart des éléments structurels.

Abstract

The project graduation concerns the structural analysis of a residential building located in the, SETIF WILAYA ALGERIA, consisting of a ground floor and 5 levels. The building is entirely made of reinforced concrete. The pre-measurement was carried out according to the calculation rules (CBA93, BAEL91, RPA2003). The vertical stability study of the structure consists of determining the correct dimensions of the slabs, columns and foundations. To do this, a manual load drop calculation was carried out, based on architectural plans and DTR B.C.2-2. Like other natural disasters, earthquakes are a complex and highly destructive phenomenon, with spectacular and destructive manifestations that require consideration during the design and calculation of structures. The seismic effect imposed on a building is directly proportional to the acceleration imposed on it by the ground and its mass. During oscillations, structures tend to resist the displacement of their base and remain stationary, creating inertial forces that act in the opposite direction to the ground movement. This work consists of the study of a multi-story building supported by a composite system (portal walls), with justification of the interaction between vertical and horizontal forces and the structural behavior.

The various proposed dimensions were found to be stable, and the reinforcement represents the minimum specified by RPA and BAEL 91 for most structural elements.

ملخص

في إطار التحضير لمناقشة مذكرة التخرج قمنا بدراسة بناية ذات طابع سكني تتألف من طابق ارضي إضافة الي خمسة طوابق أخرى، ذات بنية خرسانية تم إنجازها في ولاية سطيف الجزائرية. المبنى مصنوع بالكامل من الخرسانة المسلحة. تم إجراء القياس المسبق وفقاً لقواعد الحساب (CBA93 ، BAEL91 ، RPA2003). تتكون دراسة الاستقرار الرأسي للهيكل من تحديد الأبعاد الصحيحة للبلاطات والأعمدة والأساسات. للقيام بذلك، تم إجراء حساب يدوي لانخفاض الحمل، بناءً على المخططات المعمارية و DTR B.C.2-2. مثل الكوارث الطبيعية الأخرى، تُعد الزلازل ظاهرة معقدة ومدمرة للغاية، مع مظاهر مذهلة ومدمرة تتطلب النظر فيها أثناء تصميم وحساب الهياكل. يتناسب التأثير الزلزالي الواقع على المبنى بشكل مباشر مع التسارع الذي تفرضه عليه الأرض وكتلتها. أثناء التذبذبات، تميل الهياكل إلى مقاومة إزاحة قاعدتها والبقاء ثابتة، مما يخلق قوى بالقصور الذاتي تعمل في الاتجاه المعاكس لحركة الأرض. يتضمن هذا العمل دراسة مبنى متعدد الطوابق مدعوم بنظام مركب (جدران بوابية)، مع تبرير التفاعل بين القوى الرأسية والأفقية والسلوك الإنشائي. وقد وُجد أن الأبعاد المقترحة المختلفة مستقرة، وأن التسليح يمثل الحد الأدنى المحدد في RPA و BAEL 91 لمعظم العناصر الإنشائية.

CHAPITRE I
GENERALITES

1.1. Introduction :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+5+) implanté à **Sétif**, cette structure est destinée seulement pour l'usage d'habitation, elle est classée d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe d'usage **2**, ayant une importance moyenne. , d'après la classification sismique des wilayas et communes de SETIF (classification 2003), par la zone **IIa** (zone de moyenne sismicité).

1.2. Caractéristique de la structure:

- Largeur en plan 12.50 m.
- Longueur en plan 17.90 m.
- Hauteur totale du bâtiment 19.39 m..
- Hauteur du RDC 3.40 m.
- Hauteur des étages courants 03.06 m.

1.3. Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans la wilaya de SETIF , zone classée par le RPA 2003 Comme une zone de Elevée sismicité (Zone II).
- groupe d'usage 2 Puisque bâtiment d'habitation , hauteur totale ne dépasse pas 48m, d'après les règles parasismiques Algériennes RPA2003 « article3.4 »
- Le site est considéré comme un site : catégorie(S..). RPA2003 « tableau3.1»

1.4. Description structurale :

- Les planchers : constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.
- Les escaliers : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- Les maçonneries :
 - les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm Séparées par une âme d'air de 5cm.
 - les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm
- L'acrotère : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.
- Balcons : Les balcons sont réalisés en dalle pleine.
- L'infrastructure : Elle assure les fonctions suivantes :
 - transmission des charges verticales et horizontales au sol.

-limitation des tassements différentiels

1.5. Choix du contreventement :

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone IIa, l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

1.6. Règlements et normes utilisés :

Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ RPA99 /version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version 99.
- ❖ DTR BC2.33.2.

✓ Les compositions du béton :

On appelle béton le matériau constitué par un mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable et pierrailles) et d'eau.

Ciment: Le ciment joue un rôle important entre les produits employés dans la construction. La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

Sables : Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits., propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

Les granulats : C'est un élément très important dans l'hydratation du ciment et la maniabilité du béton, une former une insuffisance comme un excès d'eau peut entrainer une chute de la résistance essentiellement due à la porosité, un rapport eau-ciment compris entre 0,4 et 0,6 est très consommable.

Les adjuvants : Ces adjuvants sont des produits chimiques, qui modifient les solubilités des différents constituants des ciments et surtout leur vitesse de dissolution

Eau : Eau incorporée au mélange liant et granulat afin d'enclencher sa prise et de conférer un béton sa plasticité, qui facilité son écoulement et son moulage.

✓ Résistance mécanique du béton :(BAEL91 ART.A.2.1,12)

- a. Résistance à la compression :: La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre , soit de 200cm^2 de section ,et de 32cm de hauteur

$$S=200 \text{ cm}^2$$

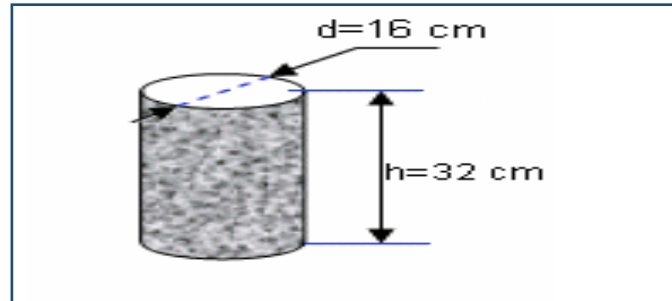


Fig1 :type béton cylindrique

- Pour notre projet, ont considéré un contrôle régulier sur chantier avec $f_{c28} = 25\text{Mpa}$.

-Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{Mpa}$:BAEL91 (Article A.2.1.11)

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{si } j > 60 \text{ jours}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{Mpa}$:BAEL91 (Article A.2.1.11)

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

Avec :

f : résistance du béton à l'âge J .

J : l'âge en jours.

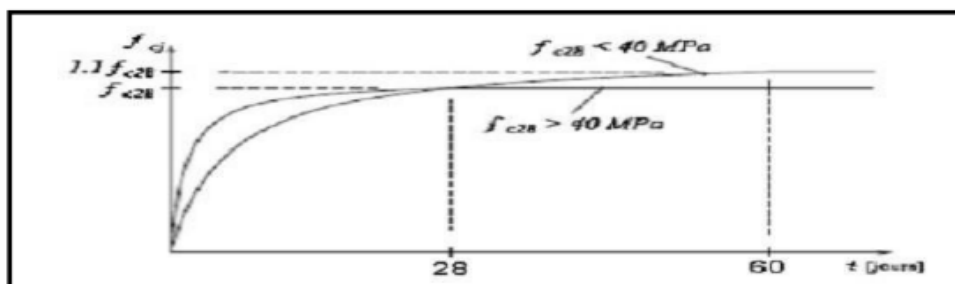


Fig 2 :Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

b-Résistance à la traction : BAEL91 (ART.A.2.1, 1)

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \text{ Avec } f_{cj} \leq 60 \text{ MP}$$

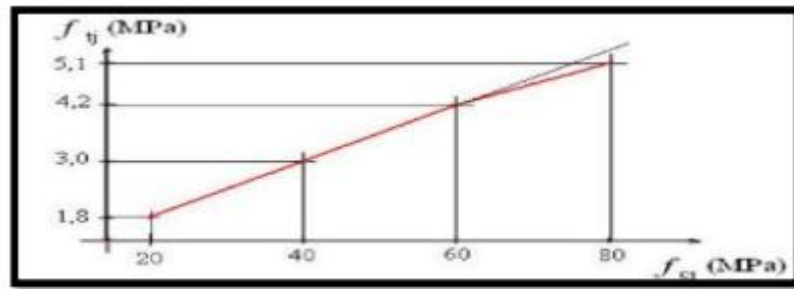


Fig 3 : Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

✓ Contraintes limite du Béton :

➤ La Contraintes de compression à L'ELU :

est notée f_{bu} tel que : $f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$ en MPa (BAEL 91 ART A.4.3.4)

avec :

- 0, 85: coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{..... en situation courante} \end{cases}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.2 & \text{.... En situation accidentelle} \end{cases}$$

- θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions

$$\theta = 1.00 \text{ lorsque la durée probable d'application } > 24 \text{ heures}$$

$$0.9 \text{ Lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24h}$$

$$0.85 \text{ Lorsque la durée probable d'application } < 1 \text{ heure.}$$

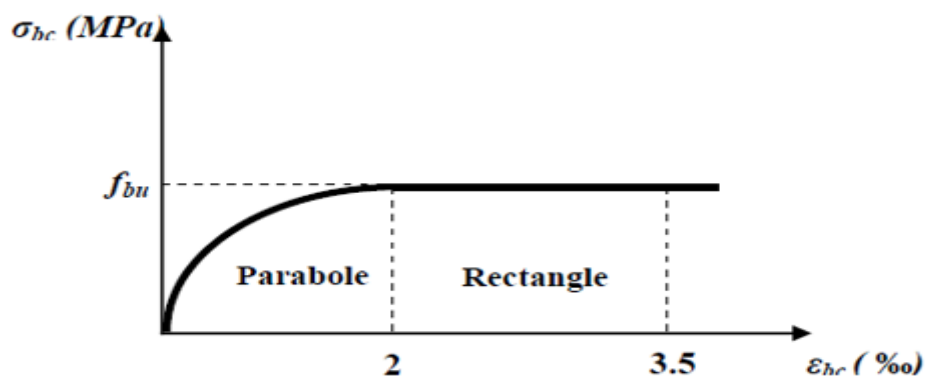


Fig 4 : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.

➤ La Contraintes de compression à L'ELS :

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on peut l'admettre) ne

dépassent pas les limites élastiques du matériau. La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est :

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

$\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible de compression de béton.

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$ on a: $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.5.2)}$$

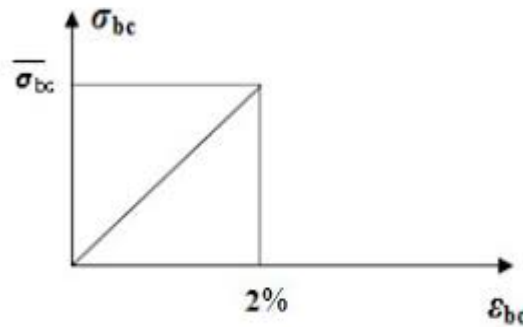


Fig5: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

- Contrainte ultime de cisaillement de béton :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

V_u : Effort tranchant.

b : largeur de la section.

d : hauteur utile.

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$\bar{\tau}_u$: Contraintelimité admissible de cisaillement.

- La contrainte de cisaillement est donnée par les relations suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.2f_{c28}/\gamma_b; 5\} [\text{MPS}] = 3.25 \text{ MPS} \text{ fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.15f_{c28}/\gamma_b; 4\} [\text{MPS}] = 2.50 \text{ MPS} \text{ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

. Modules de déformation longitudinale du béton :

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

- **Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à : [ArtA.2.1,21]

BAEL91

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c,j}}$$

Pour : $f_{c28}=25[\text{MPa}]$ $E_{i28}=32164.20 [\text{MPa}]$.

- **Module de déformation différée :**

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donnée par la formule :

[Art A.2.1,22] BAEL91

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c,j}}$$

Pour : $f_{c28}=25[\text{MPa}]$ $E_{v28}=10819 [\text{MPa}]$.

Module de déformation transversal:[Art A.2.1,3]BAEL 91

Le Module de déformation transversal est donné par la formule suivante :

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

Avec :

E: module du Young.

ν : coefficient de poisson.

- ✓ Coefficients de poisson :

Coefficient de Poisson qui se détermine par mesure directe de la déformation transversale d'une éprouvette comprimée ou tendue, ou par le rapport de déformation longitudinale en valeur relative:

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



Fig 6 : Déformations dans une section droite d'une poutre.

$\nu=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (pour le béton non fissuré).

$\nu=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton fissuré). (CBA 93 ART2.1.2.3)

2-Acier:

Définition : L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers : ω Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone. ω Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone. Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000\text{ MPa}$.

✓ Les armatures utilisées :

Les armatures utilisées dans ce projet sont de type 1, car sont les plus disponibles au marché.

- ✚ Pour les armatures longitudinales, on utilise des aciers à haute adhérence (H.A) de nuance FeE 400.
- ✚ Pour les armatures transversales, on utilise des aciers ronds lisses (R.L) de nuance FeE 235.
- ✚ Pour les dalles de compression, on utilise des treillis soudés (T.S).

Remarque : FeE = 400 $\Rightarrow f_e = 400\text{ MPa}$

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

✓ Caractéristiques mécaniques :

Tab1: Valeurs de la limite d'élasticité garantie, f_e

Type	Nuance	Limite élastique f_e (MPa)	Emploi
Barre HA	FeE400	400	Emploi courant
	FeE500	500	
Rond lisse	FeE215	215	Emploi courant
	FeE235	235	Epingles de levage des pièces
Treillis	$\phi \leq 6\text{ mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	$\phi \geq 6\text{ mm}$	520	

✓ Module de déformation longitudinale:

$E_s = 200\,000\text{ MPa}$ Sa valeur est constante quel que soit la nuance de l'acier.

Diagramme de contrainte déformation d'acier :

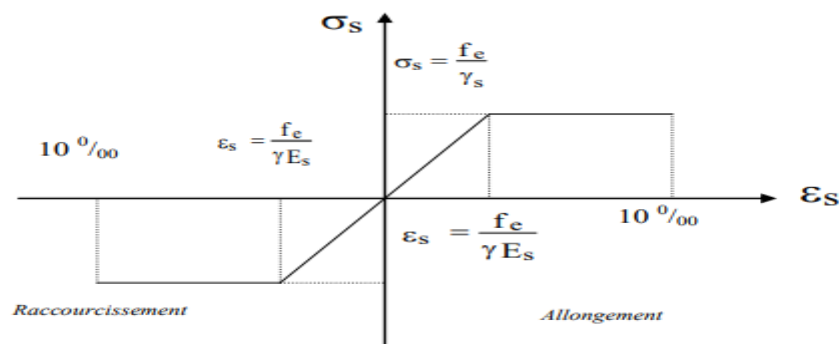


Fig7: Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

○ **Contrainte limite des Aciers :L'état limite ultime (ELU) :**

La contrainte limite de déformation de l'acier a l'ELU est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}; f_e: \text{résistance élastique d'acier.}$$

γ_s :coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1.00$ cas accidentel.[Art A.4.3.2] CBA93

$\gamma_s = 1.15$ cas courant.[Art A.4.3.2] CBA93

Pour FeE 400 :

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1.00 \text{ cas accidentel}).$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa } (\gamma_s = 1.15 \text{ cas courant}).$$

$$\sigma_s = \varepsilon \times E_s \text{ si } \varepsilon \leq \varepsilon_l \text{ (la loi de HOOKE).}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = 400 / (1.15 \times 2 \times 10^5) = 1.74 \text{‰}$$

$$\text{Si } \varepsilon_s \leq \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \varepsilon_s \times E_s$$

$$\text{Si } \varepsilon_s \geq \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa.}$$

○ **L'état limite de service (ELS) :**

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suite :

✚ Pour le cas d'une fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{stlim} = \min [(2/3) f_e ; 110(\eta f_{tj})^{1/2}] \text{ MPa}$$

✚ Pour le cas d'une fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_{stlim} = \min [(1/2) f_e ; 90(\eta f_{tj})^{1/2}] \text{ MPa}$$

✚ Pour le cas d'une fissuration peu préjudiciable : aucune limitation de σ_{st}

Avec:

σ_{stlim} : contrainte admissible d'acier à la traction.

η :coefficient de fissuration

Le coefficient η :

$\eta = 1.6$ pour les armatures à haute adhérence (H.A).

$\eta = 1$ pour les armatures ronds lisses (R.L).

Actions et sollicitations :

➤ Les actions : Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples appliqués à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure. Une action est définie par sa valeur caractéristique qui tient compte de la dispersion de cette action et de la probabilité que celle-ci soit plus ou moins éloignée de la valeur prévue

Actions permanentes (G) :

- le poids propre des structures

- poids des autres éléments de construction
- force exercée différée dans le temps

Actions variables (Q) :

- Charge d'exploitation
- Charge climatique
- Action passagère en cours d'exécution
- Les actions dues à la température

Actions accidentelles (E) :

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

- Les sollicitations : Les sollicitations sont les efforts (effort normal N , effort tranchant T) et les moments (moment de flexion M_f , moment de torsion M_t) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées. Les sollicitations sont calculées après combinaisons des actions, en retenant le cas le plus défavorable.

- Règles de calcul :

- Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :
- RPA 2024 (Règles Parasismiques Algériennes).
- BAEL 91 (béton armé aux états limites).
- CBA 93 (Règles de conception et de calcul de structure en béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

Conclusion :

Dans cette partie, nous avons identifié les différents éléments constitutifs de notre structure et les données et calculs approuvés pour son étude et vérification seront effectués dans les chapitres suivants.

Chapitre II

*Le pré dimensionnement des
éléments structuraux*

1. Introduction :

Le pré dimensionnement consiste à des estimations des dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet. Ces éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les actions et sollicitations aux quelles ils sont soumis. Le Prédimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par :

- ❖ Le B.A.E.L 91.
- ❖ Le C.B.A 93.
- ❖ R.P.A. 99/v 2003

2. Pré dimensionnement des éléments principaux :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction, conçue pour résister à la flexion.

Selon le B.A.E.L. 91 et selon l'RPA2003, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

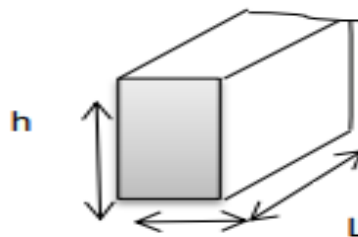
1. largeur : $b \geq 25\text{cm (en zone II)}$ $0.3h \leq b \leq 0.6h$

2. hauteur : $h \geq 30 \text{ cm}$ $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ [Art 7.5.1] RPA 2003

3. le rapporte : $\frac{h}{b} \leq 4$

h : hauteur de la poutre; **b** : largeur de la poutre.

L : la plus grande portée.



FigII.1 : Poutre

1.1.Poutres Principales :

- ❖ $L = 610 \text{ cm}$ $40.67 \text{ cm} \leq h \leq 61 \text{ cm}$ **$h = 50 \text{ cm}$**
- ❖ $15\text{cm} \leq b \leq 30\text{cm}$ **$b = 30 \text{ cm}$**
- ❖ Vérification des conditions de le RPA 2003 :
- ❖ $b \geq 25 \text{ cm}$ $b = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$ condition Vérifiée.
- ❖ $h \geq 30 \text{ cm}$ $h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ condition Vérifiée
- ❖ $\frac{h}{b} \leq 4$ $50/30 = 1.66 \leq 4$ condition Vérifiée

Donc : les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, alors on prend les dimensions des poutres principale(P.P) [transversales] est à (30×50) cm² .

1.2.Poutressecondaires :

- ❖ $L = 400 \text{ cm}$ $24 \text{ cm} \leq h \leq 36 \text{ cm}$ **$h = 35 \text{ cm}$**
- ❖ $10.5 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$ **$b = 30 \text{ cm}$**
- ❖ Vérification des conditions de le RPA2003 :
- ❖ $b \geq 25 \text{ cm}$ $b = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$ condition Vérifiée.
- ❖ $h \geq 30 \text{ cm}$ $h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ condition Vérifiée
- ❖ $\frac{h}{b} \leq 4$ $35/30 = 1.16 \leq 4$ condition Vérifiée

Donc : les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, alors on prend les dimensions des poutres principale(P.S) [transversales] est à (30×35) cm²

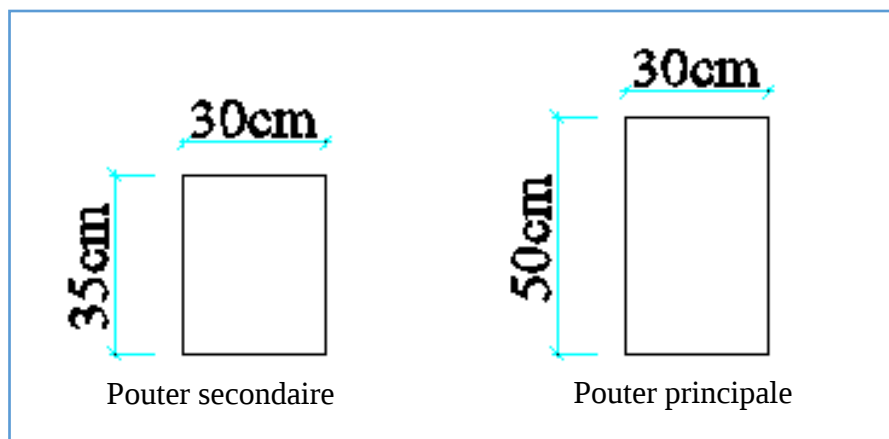


FIG II.2 : dimensions des poutres

1.3.Les Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante. Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA2003, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone sismique II :

- ✓ Les conditions de RPA2003.
- ✓ La condition de non-flambement.
- ✓ La descente des charges.
- ❖ Condition de [RPA 2003 (article 7.4.1)] en zones II:
 - $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$: en zones II
 - $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{l_c}{20}$: quelle que soit la zone

$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$: quelle que soit la zone

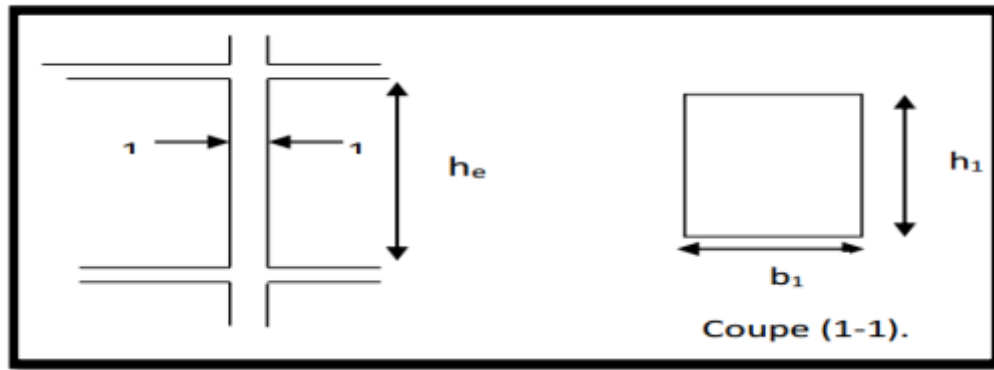


Fig II. 3: Coupe 1-1 de section de poteau.

Tel que :

Lcl : Hauteur libre d'étage elle est égale à :

➤ CAS 1 : Niveau RDC :

$$\text{Min}(35,35) \geq 30 \text{ cm} : \Rightarrow 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{l_{cl}}{20} : \Rightarrow 30 \geq \frac{408}{20} = 20.40$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 : \Rightarrow 0,25 < 1 < 4$$

On adopte : les dimensions de poteaux $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

➤ CAS 2 : Niveau ETAGE :

$$\text{Min}(35,35) \geq 30 \text{ cm} : \Rightarrow 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{l_{cl}}{20} : \Rightarrow 30 \geq \frac{306}{20} = 15.03$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 : \Rightarrow 0,25 < 1 < 4$$

On adopte : les dimensions de poteaux $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

1.4. Les voiles :

Les voiles sont définis comme étant pleins. Les charges prises en compte dans le prédimensionnement des voiles sont :

-Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.

-Les actions horizontales : effet de séisme.

D'après le RPA 2003 (article 7.7.1)

$$l_w \geq \max\left(\frac{h_e}{3}, 4b_w, 1 \text{ m}\right)$$

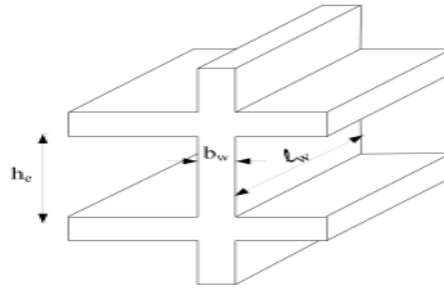


Fig II 4: Coupe de voile en élévation.

l_w :représente la longueur du voile.

b_w :L'épaisseur minimale

. L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité. dans notre projet on a 2cas :

a. 1ére cas : RDC

$$h_e = 408 - 0.50 = 358$$

$$b_w \geq \max(15 \text{ cm}, \frac{h_e}{20})$$

$$b_w \geq \max(15 \text{ cm}, \frac{358}{20})$$

$$b_w \geq \max(15 \text{ cm}, 17.9)$$

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

b. 2éme cas :ETAGE

$$h_e = 306 - 0.50 = 256$$

$$b_w \geq \max(15 \text{ cm}, \frac{256}{20})$$

$$b_w \geq \max(15 \text{ cm}, \frac{305.65}{20})$$

$$b_w \geq \max(15 \text{ cm}, 12.8)$$

On prend : $b_w = 20 \text{ cm}$

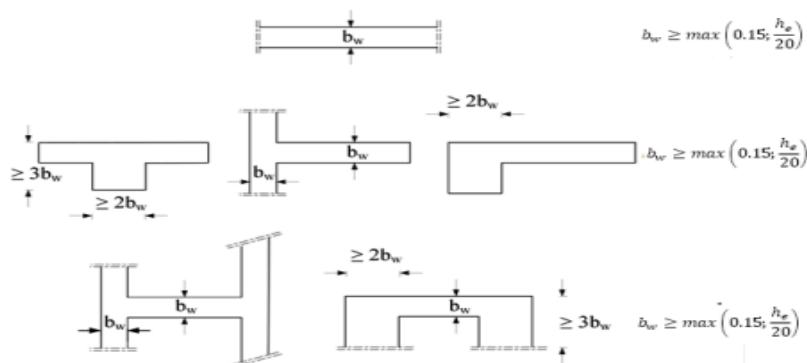


Figure 5 :Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations

Tableau récapitulatifs de pré dimensionnement des éléments :

Tableau II.1 : pré dimensionnement des éléments principaux .

Eléments	Pré dimensionnements
Poteau	(35×35)cm ²
Poutre principale	(50×30)cm ²
Poutre secondaire	(35×30)cm ²
Voile	Ep=20cm

3. pré-dimensionnement des éléments secondaires:

3.1.Les planchers :

Les fonctions essentielles des planchers sont :

- La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.
- La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.
- L'isolation thermique et phonique d'où l'assurance du confort et de la protection des occupants

Dans notre projet, on distingue un seul type de planchers. Ces derniers sont constitués d'un corps creux d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées perpendiculairement aux poutres principales.

Disposées suivant le sens parallèle à la petite portée

▪ Le pré dimensionnement suivant la condition de rigidité donne :

Condition de flèche : BAEL91 (art B.6.8, 424)

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \text{ ou bien : } h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

L : est la plus grande portée parallèle à la poutrelle. (L_{max}=360cm)

h_t : Hauteur totale du plancher.

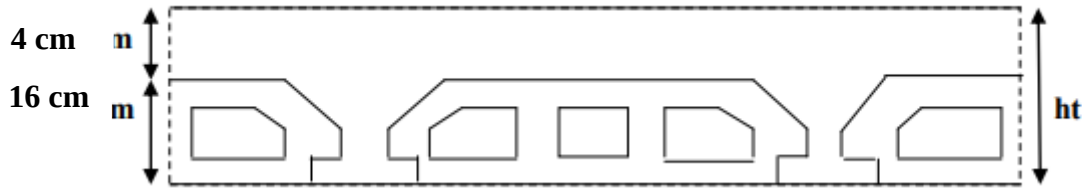
$$h_t \geq \frac{395}{22.5} = 18$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$H_t = 20$$

16 cm : l'épaisseur de corps creux

4cm: dalle de compression



FigII.6 : Plancher à corps creux

Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

-Le hourdis choisis est normalisé de hauteur 20 cm et de longueur 55 cm.

-La section en travée à considérer est une section en T.

Détermination de b_0 : On a:

$$0.4 \times ht \leq b_0 \leq 0.8 \times ht$$

$$0.4 \times 18 \leq b_0 \leq 0.8 \times 18$$

$$7.02 \leq b_0 \leq 14.04 \text{ , soit: } b_0 = 12 \text{ cm}$$

Détermination de la largeur de la table de compression:

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{Ln}{2} ; \frac{L}{10} \right\}$$

$$b_1 = \min \left\{ \frac{55}{2} ; \frac{550}{10} \right\}$$

$$b_1 = \min \{ 27.5 ; 55 \}$$

Ln : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : la longueur de la nervure. Donc : on prend $b_1 = 27.5$ cm.

$$b = 2.b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 12 = 67 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } b = 67 \text{ cm.}$$

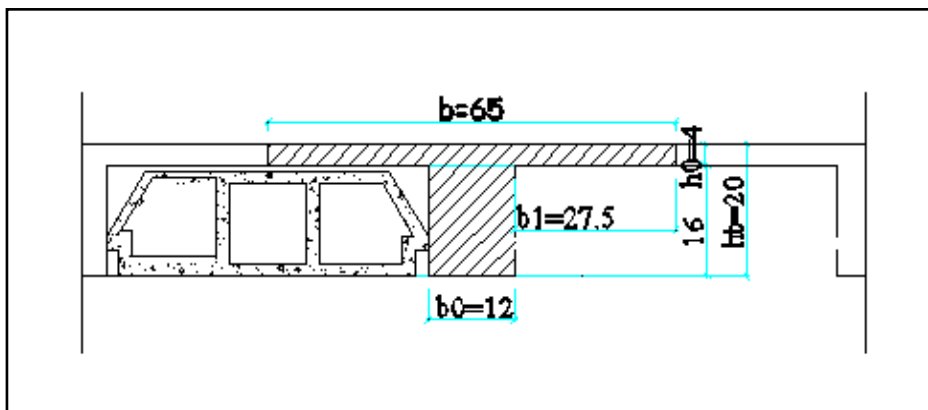


Fig II.7: Nervure

3.2. Les Balcons :

-Type de balcon : cas de dalle reposant sur (02) deux appuis : $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$

$L_x = 135 \text{ cm} \rightarrow 3.86 \leq e \leq 4.50 \rightarrow$ on prend une épaisseur $e=15\text{cm}$

3.3.L'escalier :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers. les escaliers sont constitués par des volées en béton armé reposant sur les paliers coulés place. Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants:

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier.

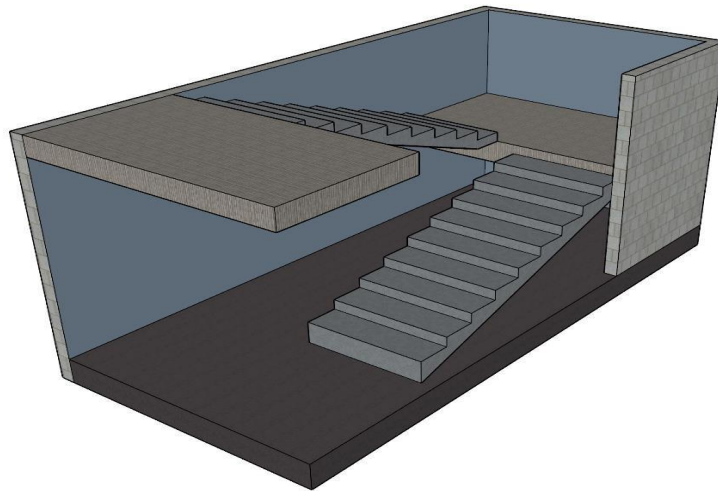


Figure II.8: schéma d'escalier

Dimensionnement :

La marche et la contre marche :

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$25 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

h : hauteur de la contre marche

g : largeur de marche (giron).

On prend:

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

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

• Formule de BLONDEL :

$$59 \leq g+2h \leq 66$$

$$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64$$

$$\Rightarrow 59 < 64 < 66 \dots (c.v)$$

• Nombre de contre marche:

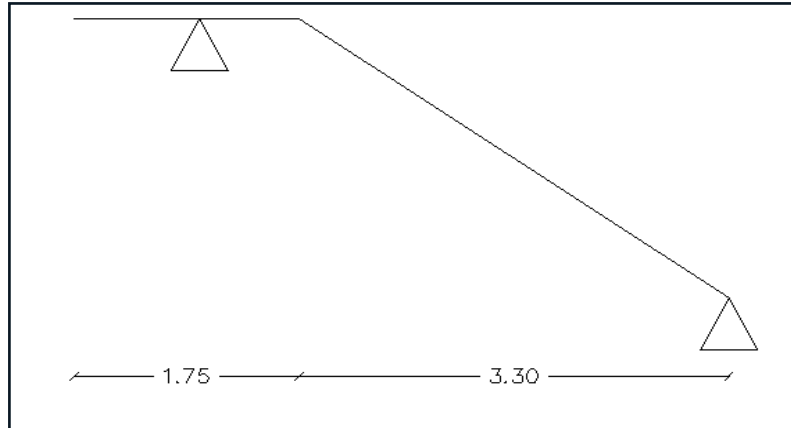
$$n = \frac{H}{h}$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche

c. CAS 1 : RDC



$$n = \frac{408/2}{17} = \frac{204}{17} = 12 \text{ contre marche.}$$

• **Longueur de la volée :**

$$L = (n-1) g = (12-1) \times 30 = 11 \times 30 = 330 \text{ cm.}$$

• **Inclinaison de la paillasse :**

$$\text{tg}(\alpha) = H' / L'$$

$$H' = N \times h \Rightarrow H' = 12 \times 17 \Rightarrow H' = 204 \text{ m}$$

$$L' = (n-1) \times g \Rightarrow L' = (12-1) \times 30 \Rightarrow L' = 3.30 \text{ m}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \text{tg} (2.04 / 3.30) \Rightarrow \alpha = 31.79 \Rightarrow \alpha = 0.62$$

• **Longueur de la paillasse : est**

$$\sin \alpha = \frac{170}{lp} \Rightarrow Lp = \frac{170}{\sin \alpha} = 2.75 \text{ m}$$

• **Épaisseur de escalier :**

Longueur de l'escalier

$$= L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}}$$

$$L = 2.75 + 1.45 = 4.20 \text{ m}$$

Condition de flèche :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

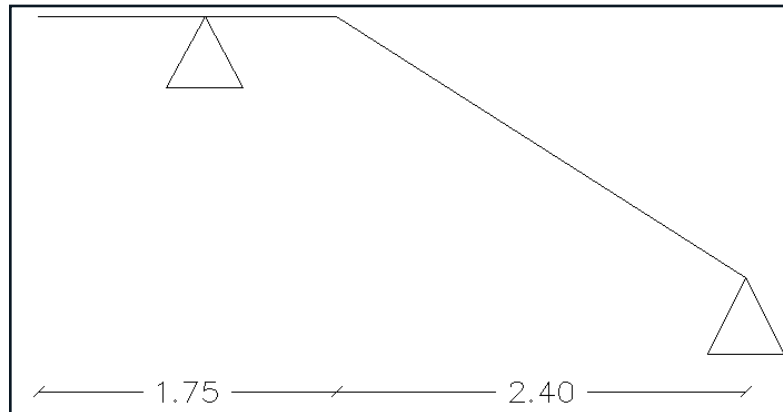
$$\frac{420}{30} \leq e \leq \frac{429}{20}$$

$$14 \leq e \leq 21$$

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

L'épaisseur du palier est la même que celle de la paillasse c'est-à-dire : $e = 20\text{cm}$

d. CAS 2 : ETAGE



$$n = \frac{306/2}{17} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marche.}$$

• **Longueur de la volée :**

$$L = (n-1) g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm.}$$

• **Inclinaison de la paillasse :**

$$\tan(\alpha) = H' / L'$$

$$H' = N \times h \Rightarrow H' = 12 \times 17 \Rightarrow H' = 153 \text{ m}$$

$$\tan(\alpha) = 1.53 / 2.40 = 39.11 \Rightarrow \alpha = 0.63$$

• **Longueur de la paillasse :** est

$$L_p = 1.53 / \sin \alpha \Rightarrow L_p = 2.42 \text{ m}$$

• **Épaisseur de escalier :**

Longueur de l'escalier

$$= L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}}$$

$$L = 2.42 + 1.75 = 4.17 \text{ m}$$

Condition de flèche :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{417}{30} \leq e \leq \frac{417}{20}$$

$$13.90 \leq e \leq 20.85$$

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

L'épaisseur du palier est la même que celle de la paillasse c'est-à-dire : $e = 20\text{cm}$

3.4.L'acrotère :

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

Pour la terrasse inaccessible on prend $H = 60\text{cm}$.

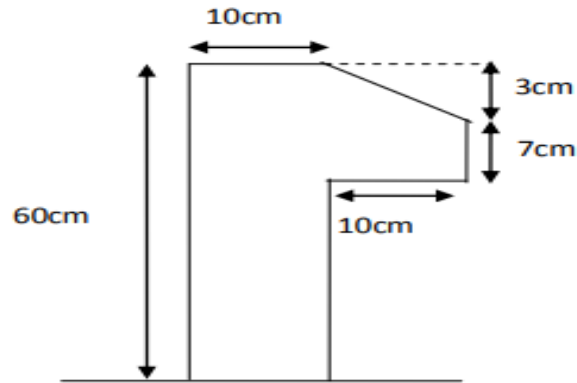


Fig II.9:schéma de L'acrotère.

Surface:

$$ST = (0.1 \times 0.6) + [(0.03 \times 0.10) / 2] + 0.07 \times 0.10 = 0.0685 \text{ m}^2$$

4. Evaluation et décente des charges

1-Evaluation des charges et des surcharges :

4.1.Plancher :

Plancher Terrasse Inaccessible : DTR B.C.2.2. [1]

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales

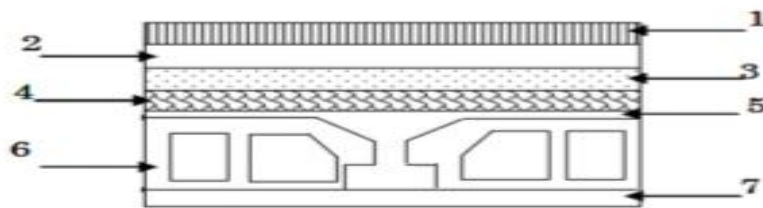


Figure II.10: coupe transversale d'un Plancher Terrasse inaccessible

Tableau II.2: charge permanente (G) plancher terrasse inaccessible.

N	Couche	Epaisseur (m)	Poids volumiques (kN /m3)	G(kN/m²)
01	Protection engravillon	0.04	17	0.80

02	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
03	Forme de pente 1 %	0.10	22	2.2
04	Chape flottante	0.025	20	0.50
05	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
06	Plancher à corps creux 16+4	/	/	2.85
07	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
$\sum G_i$				G=6.83 kN/m²

Charge permanente **G = 6.83 kN/m²**

Charge d'exploitation **Q=1 kN/m²**

Planchers étages courant + RDC:

Les planchers des étages courant sont en corps creux

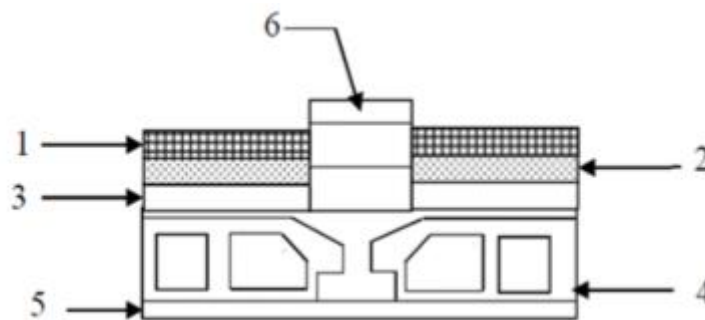


Figure II.11 : Plancher étage courant

Tableau II.3 : charge permanente (G) étage courant.

N	Couche	Epaisseur (m)	Poids volumiques (kN / m ³)	G (kN/m ²)
01	Carrelage	0.02	20	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Lit de sable	0.02	18	0.36
04	Plancher à Corps-creux 16+4	/	/	2.85
05	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
06	Cloison de séparation	/	/	1
$\sum G_i$				5.25 kN/m²

Charge permanente **G = 5.25 kN/m²**

Charge d'exploitation $Q = 1.50 \text{ kN/m}^2$ du RDC au 08^{ème} étage.

4.2.Charges du Mur (Maçonnerie):

Mur double cloison :

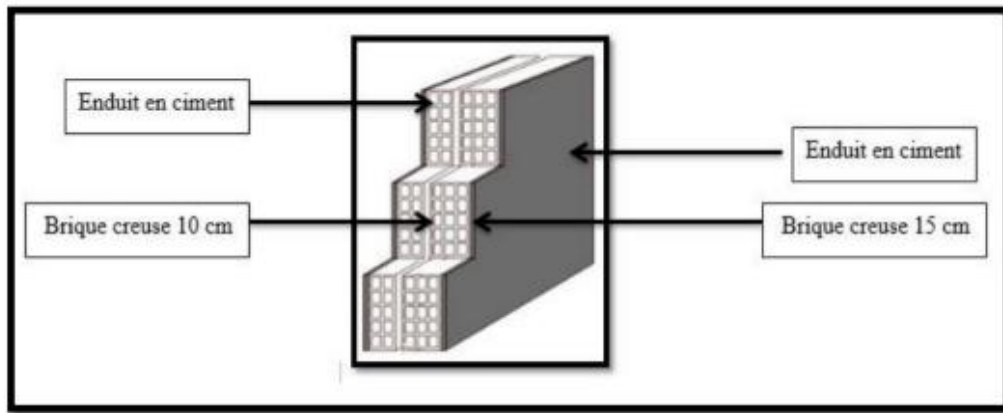


Fig II.12: Coupe verticale d'un Mur double cloison

Tableau II.4: charge permanente (G) de cloison double.

N	Couche	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kN /m3)	G(kN/m²)
01	Enduit extérieur (ciment)	0.02	0.20	0.4
02	Briques creuses	0.15	/	1.30
03	Briques creuses	0.10	/	0.90
04	Enduit intérieur (plâtre)	0.02	10	0.2
$\sum G_i$				G=2.8kN/m²

En enlevant 20% de la charge du mur (ouvertures des portes et fenêtres) on obtient :

$$G_{\text{cloison extérieur}} = 0.8 \times 2.80 = 2.24 \text{ kN/m}^2$$

4.3.L'acrotère :

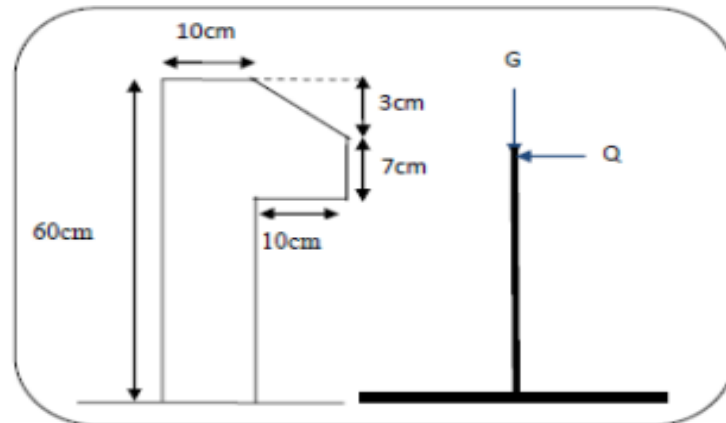


Figure II. 13 : acrotère

.Calcul du poids propre :

$$S = [0.6 \times (0.1) + (0.1 \times 0.03/2) + (0.1 \times 0.07)] = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$G = S \times 25 = 0.0685 \times 25 = 1.7125 \text{ KN/ ml}$$

Tableau II.5 : charge et surface d'acrotère.

Surface d'acrotère	s	0.0685 m2
Poids propre de l'acrotère	G	1.7125KN / ml
Charge d'exploitation	Q	1 KN

4.4. L
es balcons
sont en

4.5.dallepleine

Balcon terrasse (non accessible)

Tableau II.6 : charge permanente (G) de Balcon terrasse non accessible

N	Couche	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kN /m3)	G(kN/m²)
01	Protection gravillon	0.05	17	0.85
02	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
03	Forme de pente 1 %	0.01	22	2.20
04	Isolation thermique	0.04	4	0.16
05	dalle pleine	0.15	25	3.75
05	enduit de ciment	0.02	20	0.4
ΣG_i				G= 7.43kN/m²

Charge permanente **G = 7.43KN/m²**

Charge d'exploitation $Q = 1\text{KN/m}^2$

1. Balcon d'étage courant (accessible):

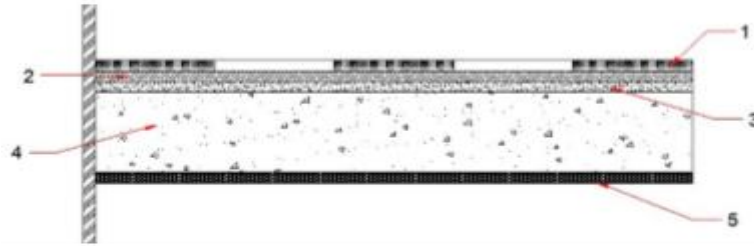


Fig II.14: Coupe transversale du balcon

Tableau II. 7 : charge permanente (G) de balcon.

N	Couche	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kN /m ³)	G(kN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
02	mortier de pose	0.02	20	0.44
03	Lit de sable	0.02	18	0.36
04	dalle pleine	0.15	25	3.75
05	enduit de ciment	0.02	20	0.4
$\sum G_i$				G = 5.35 kN/m²

Charge permanente $G = 5.35\text{KN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q = 3.5\text{KN/m}^2$

4.6.L'escalier:

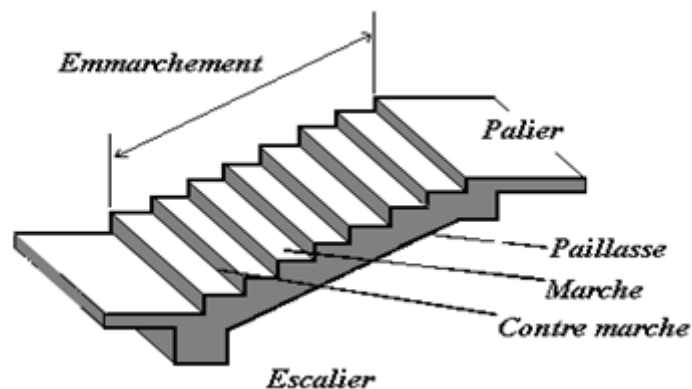


FIG II.15: Les éléments d'une volée d'escalier

Volée (Paillasse) :

Tableau II.8 : charge permanente (G) de Paillasse

N	Couche	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kN /m ³)	G(kN/m ²)
01	Carrelage	0.02	20	0.4
02	Mortier de pose	0.02	20	0.4
03	Lite de sable	0.02	18	0.36
04	Poids des marches	0.17/2	22	1.87
05	Poids propre de la paillasse	0.15	25	(25×0,15)/cos32,52° =4.44
06	Enduit de ciment	0.02	20	0.4
ΣGi				G=7.87Kn/m²

Charge permanente **G = 7.87KN/m²**

Charge d'exploitation **Q = 2.5KN/m²**

Paliers Des Escaliers :

Tableau II.9 : charge permanente (G) de palier :

N	Couche	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kN /m ³)	G(kN/m ²)
01	Carrelage	0.02	20	0.4
02	Mortier de pose	0.02	20	0.4
03	Lite de sable	0.02	18	0.36
04	Poids propre de palier	0.15	25	3.75
05	Enduitciment	0.02	20	0.4
ΣGi				G=5.31kN/m²

Charge permanente **G = 5.31KN/m²**

Charge d'exploitation **Q = 2.5KN/m²**

❖ **Les résultats d'évaluations des charges:**

Tableau II.10: Les résultats d'évaluations des charges

	La charge permanente (G)	Surcharge (Q)
Plancher – terrasse	6.83 (KN/m²)	1(KN/m²)
Plancher d'Etage courant	5.25 (KN/m²)	1.5(KN/m²)
Murs double cloison	2.8(KN/m²)	/
Acrotère	1.71(KN/m²)	1(KN/m²)

Balcons terrasse	7.43(KN/m ²)	1(KN/m ²)
Balcon courant	5.35(KN/m ²)	3.5(KN/m ²)
paillasse	7.87(KN/m ²)	2.5(KN/m ²)
Paliers	5.31(KN/m ²)	2.5(KN/m ²)

5. Descente de charge :

5.1.Introduction:

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à Un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes et les charges d'exploitations.

5.2.Rôle de descente de charge :

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

Loi de dégression : (D.T.R.B.C article 6.3)

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement. Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les porteurs verticaux les plus proches.

Loi de dégression des charges : (D.T.R.B.C.2.2; A: 6.3) On adoptera pour le calcul :

Sous terrasse Q_0 .

Sous dernier étage $Q_0 + Q_1$.

Sous l'étage immédiatement inférieur $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.

Sous le troisième étage $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le quatrième étage $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

Sous le cinquième étage et les suivants : $Q_0 + \frac{3+n}{2} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$.

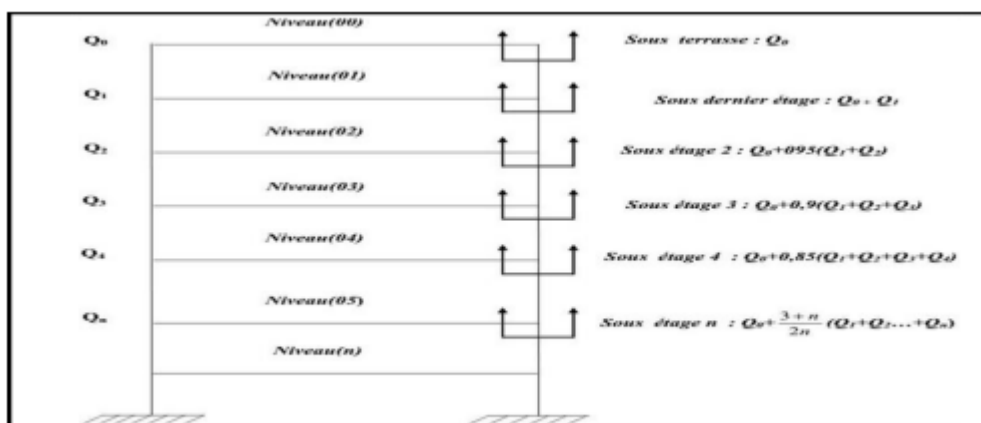


Figure II.15: La dégression des charges

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

Pour la toiture ou terrasse : Q_0

Pour le dernier étage : Q

Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$

Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$

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

Le but de descente des charges est une vérification de la dimension des poteaux.

5.3. Calcul de la descente de charge :

a. Descente des charges sur le poteau intermédiaire :

Axe 2B

$$SG = [(3.05 + 1.63) \times (2.45 + 2.08)] = 21.15 \text{ m}^2.$$

- Pour la charge d'exploitation :

$$SQ = [(3.05 + 1.63 + 0.30) \times (2.45 + 2.08 + 0.30)] = 24.00 \text{ m}^2$$

Tableau II.11. Descente des charges sur Poteau centrale

Niv	Eléments											G(KN)
1-1	Plancher terrasse	6.83	×	21.15								144.48
	poutre principal	3.05	+	1.63		0.30	×	0.50	×	25		18.59
	poutre secondaire	2.45	+	2.08		0.30	×	0.35	×	25		13.34
Total												176.42
2-2	Poteau	0.30	×	0.30	×	3.06	×	25				6.89
	Mur 30cm	2.80	×	3.06								8.57
Total												191.87
3-3	Plancher étage	5.25	×	21.15								111.06
	poutre principal	3.05	+	1.63		0.30	×	0.50	×	25		18.59
	poutre secondaire	2.45	+	2.08		0.30	×	0.35	×	25		13.34
Total												334.86
4-4	Poteau	0.30	×	0.30	×	3.06	×	25				6.89
	Mur 30cm	2.80	×	3.06								8.57
Total												350.32
5-5	Plancher étage	5.25	×	21.15								111.06
	poutre principal	3.05	+	1.63		0.30	×	0.50	×	25		18.59

	poutre secondaire	2.45	+	2.08	×	0.30	×	0.35	×	25	13.34
Total											493.31
6-6	Poteau	0.30	×	0.30	×	3.06	×	25			6.89
	Mur 30cm	2.80	×	3.06							8.57
Total											508.76
7-7	Plancher étage	5.25	×	21.15							111.06
	poutre principal	3.05	+	1.63	×	0.30	×	0.50	×	25	18.59
	poutre secondaire	2.45	+	2.08	×	0.30	×	0.35	×	25	13.34
Total											651.75
8-8	Poteau	0.30	×	0.30	×	3.06	×	25			6.89
	Mur 30cm	2.80	×	3.06							8.57
Total											667.21
9-9	Plancher étage	5.25	×	21.15							111.06
	poutre principal	3.05	+	1.63	×	0.30	×	0.50	×	25	18.59
	poutre secondaire	2.45	+	2.08	×	0.30	×	0.35	×	25	13.34
Total											810.20
10-10	Poteau	0.30	×	0.30	×	3.06	×	25			6.89
	Mur 30cm	2.80	×	3.06							8.57
Total											825.66
9-9	Plancher étage	5.25	×	21.15							111.06
	poutre principal	3.05	+	1.63	×	0.30	×	0.50	×	25	18.59
	poutre secondaire	2.45	+	2.08	×	0.30	×	0.35	×	25	13.34
Total											968.65
10-10	Poteau	0.30	×	0.30	×	3.40	×	25			7.65
	Mur 30cm	2.80	×	3.40							8.57
Total											984.87

Terrasse	$Q_0 =$	1.00	x	24.00	=	24.00
4 ^{ème} étage	$Q_1 =$	1.50	x	24.00	=	60.01
3 ^{ère} étage	$0.9 \times Q_{ét} =$	1.35	x	24.00	=	92.42
2 ^{ère} étage	$0.8 \times Q_{ét} =$	1.20	x	24.00	=	121.22
1 ^{ère} étage	$0.7 \times Q_{ét} =$	1.05	x	24.00	=	146.43
RDC	$0.6 \times Q_{ét} =$	0.90	x	24.00	=	168.03

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (984.87) + 1.5 (168.03) = 1581.62 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = G + Q = 984.87 + 168.03 = 1152.90 \text{ KN}$$

b. Vérification de la section de poteau selon BAEL91 (B.8.4,1) :

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

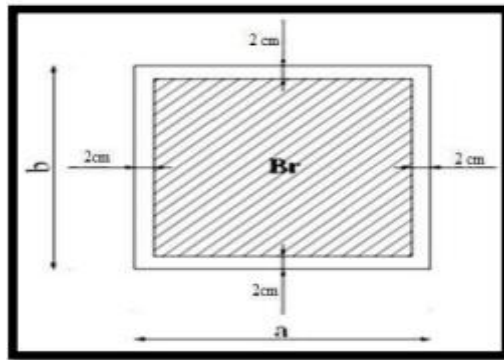
$$N_u \leq \bar{N}u = \alpha \frac{Br \times F_{c28}}{0.9\lambda b} + A \frac{f_e}{\lambda_s}$$

Avec :

N_u : Effort normal ultime (compression) = $1,35G + 1,5Q$.

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique = 0.77

Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle



d'épaisseur sur toute sa périphérie

$$(Br = (a-0,02)(b-0,02)) \text{ m}^2$$

$$Br = (30-2)(30-2) = 784 \text{ cm}^2.$$

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

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

- Selon BAEL91 (A.8.1,21) :**

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

$$A_{min}^{BAEL} = \max \left(\frac{0.2 \times b \times h}{100} = \frac{0.2 \times 300 \times 300}{100} = 180 \text{ mm}^2 \right.$$

$$\left. 4 \times 2 \frac{(b+h)}{100} = 4 \times 2 \frac{(450+450)}{100} = 48 \text{ mm}^2 \right)$$

$$A_{min}^{BAEL} = 180 \text{ mm}^2$$

- Selon RPA 2003:**

$$A_{min}^{RBA} = 0.8 \% B \text{ (zone II)}$$

$$A_{min}^{RBA} = \frac{0.8 \times (300 \times 300)}{100} = 720 \text{ mm}^2$$

$$A = \max(180, 720) = 720 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$\bar{N}u = 0.77 \frac{784 \times 25}{0.9 \times 1.2} + 90 \frac{400}{1.15} = 44008.05 > N_u = 1581.62 \text{ KN}$$

c. Dimensionnement des poteaux :RPA 2003(ART 7.4.3.1) :**Vérification spécifique :**

Pour le but d'éviter ou limité le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivant :

$$V = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} \leq 0.30$$

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant

Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière.

fc28 : est la résistance caractéristique du béton. (25MPa)

Nser =1152.90 KN

Donc : on calcule la section qu'est assurée la stabilité du poteau selon la condition de l'RPA2003:

$$V = \frac{1152.90 \times 1000}{300 \times 300 \times 25} = 0.51 \leq 0.30 \dots\dots\dots(C.N.V)$$

donc :

$$BC > \frac{Nd}{0.30 \times f_{c28}}$$

Tableau II.12. la stabilité du poteau selon la condition de l'RPA2003

Etage	G	Q	Nd		V	v.rpa	Bc	A (mm)	B (mm)	AxB (mm ²)
5	191.87	24.00	215.87	0.30	0.10	c.v	28783	300	300	90000
4	350.32	60.01	410.33	0.30	0.18	c.v	54710	300	300	90000
3	508.76	92.42	601.18	0.30	0.27	c.v	80157	300	300	90000
2	667.21	121.22	788.43	0.30	0.35	N.V	105124	350	350	122500
1	825.66	146.43	972.08	0.30	0.43	N.V	129611	400	400	160000
RDC	984.87	168.03	1152.90	0.30	0.51	N.V	153720	400	400	160000

d. Conclusion :

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

Tableau II.13. adopté les sections des poteaux centrale

Etage	A (mm)	B (mm)
3 -5	300	300
2	350	350
RDC-1	400	400

Vérification de stabilité de forme (flambement) :

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

λ : l'élancement du poteau.

l_f :Longueur de flambement

$l_0 = h_e$: la hauteur d'étage

B : section des poteaux: (**B** = **a**²)

I : moment d'inertie du poteau: **I** = **a**⁴/12(cas de poteaux carres).

i : Rayon de girationminimal : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

NIV	a4	I	B	i
RDC	1500625	125052,083	1225	10,10
ETAGE	1500625	125052,083	1225	10,10

$$\lambda = \frac{0.7 l_0}{i} \leq 50$$

NIV	l0	i	λ	≤ 50
RDC	286	10,1036297	28,27	C.V
ETAGE	214	10,1036297	21,20	C.V

$$\text{Si : } \lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$$

NIV	λ	α
RDC	28,27	0,75
ETAGE	21,20	0,79

Pas de risque de flambement.

Chapitre III
Calcul Des Eléments
Secondaire

1. Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

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

Dans ce chapitre nous avons calculons et étudier les éléments secondaires (Plancher, Acrotère, Balcon et escalier...).

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99/2003**.

2. Etude elements secondaire :

2.1.Plancher :

a. Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales.

On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

Plancher à corps creux (16+4) pour tous les étages :

$$\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{courps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compresion} \end{cases}$$

b. Calcul des planchers (Charge permanente et surcharge) :

- **Plancher étage terrasse (inaccessible)**

$$G = 6.38 \text{ KN/m}^2$$

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

- **Plancher étage courant**

Charge permanente et surcharge :

$$G = 5.25 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

Calcul la charge "P" à L'ELU et L'ELS :

$$P_U = (1.35G + 1.5Q) \times 0.60$$

$$P_S = (G + Q) \times 0.60$$

Tab III.1.1 : Calcul la charge "P" à L'ELU et L'ELS

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Pu (KN/ml)	Ps (KN/ml)
Etages courants	5.25	1.5	5.60	4.05
Etages terrasse	6.38	1	6.07	4.43

c. Les types des planchers :

Dans le cas de notre projet on a deux types de poutrelles :

- Poutre repose sur 4 appuis
- Poutre repose sur 2 appuis

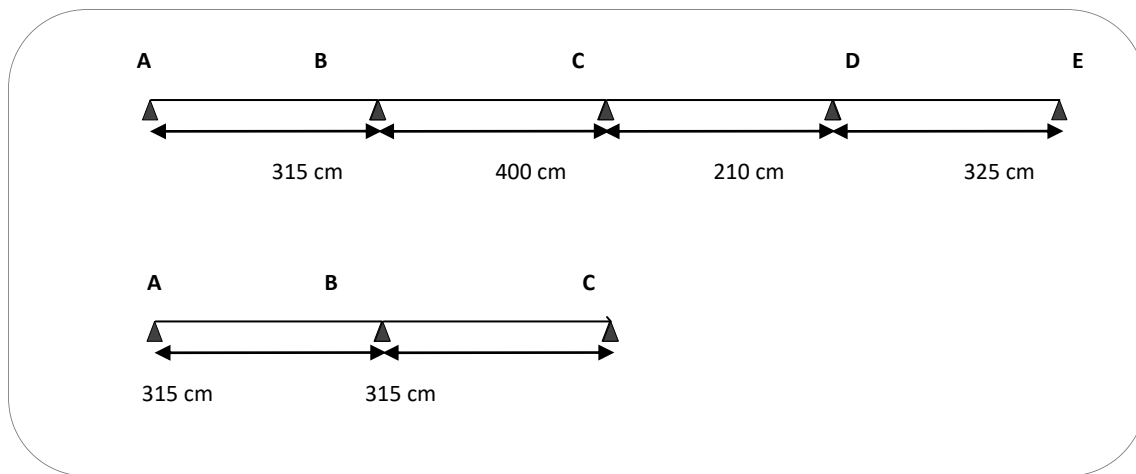


Fig. III.1.1. Les types des planchers

d. La méthode de calcul de poutrelles :

- La méthode forfaitaire :

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharge modérée.

- Condition d'application :

✓ Plancher à surcharge modérée : $Q \leq (2 \times G ; 5 \text{ KN/m}^2)$

- Plancher étage courant :

$$G = 5.25 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq ((2 \times 5.25 = 10.50 \text{ KN/m}^2) ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots C.V$$

- Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6.38 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq ((2 \times 6.38 = 12.76 \text{ KN/m}^2) ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots C.V$$

✓ Le rapport : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

$$\text{Type 1 : } 0.8 \leq \frac{3.15}{4.00} = 0.78 ; \frac{4.00}{2.10} = 1.90 ; \frac{2.10}{3.25} = 0.64 \leq 1.25 \rightarrow C.N.V$$

✓ Le moment d'inertie est constant sur toute la longueur de la travée $\rightarrow C.V$

✓ Fissuration peu nuisible $\rightarrow C.V$

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

e. Calcul des moments :

Le moment isostatique :

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

Les moments en appui :

- $0.2M_0$ pour appui de rive
- $0.5M_0$ pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées
- $0.4M_0$ pour les appuis intermédiaires (plus trois travées)

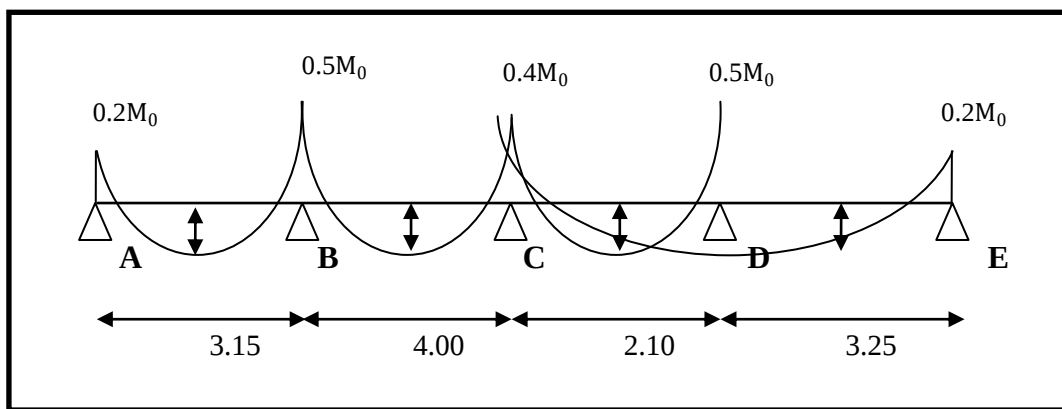


Fig. III.1.2. diagramme de moment (type1).

Les moments en travée :

$$M_T = \max \begin{cases} \max[1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 (\text{travée de rive}) \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 (\text{travée intermédiaire}) \end{cases}$$

M_0 : Moment Isostatique d'une travée.

M_t : Moment d'une travée.

M_d : Moment droit.

M_g : Moment gauche.

✓ **Calcul α rapport des charges :**

$$\alpha_{\text{étage}} = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.25} = 0.22$$

$$\alpha_{\text{terrasse}} = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 6.38} = 0.14$$

f. Etude de plancher

- **Etude de plancher terrasse :**

✓ **A L'E.L.U :** $P_u = 6.07 \text{ KN/ml}$.

Les moments isostatiques :

$$M_o = \frac{P_u \times L^2}{8}$$

- **Calcul de moment :**

✓ **La travée de rive :**

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05 M_o ; (1 + 0.3\alpha)M_o] - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_o \end{array} \right.$$

✓ **La travée intermédiaire :**

$$M_o = \frac{P_u L^2}{8}$$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05 M_o ; (1 + 0.3\alpha)M_o] - \frac{M_g - M_d}{2} \\ \frac{1 + 0.3 \alpha}{2} M_o \end{array} \right.$$

Tab III.1.2 : Etude de plancher terrasse L'ELU

	L	Pu	M0	Mg	Md
1	3.15	6.88	8.54	1.71	4.27
2	4.00	6.88	13.76	4.27	5.51
3	2.10	6.88	3.79	5.51	1.52
4	3.25	6.88	9.09	4.54	1.82

✓ **A L'E.L.S :**

Tab III.1.3 : Etude de plancher terrasse L'ELS

	L	Pser	M0	Mg	Md
1	3.15	5.00	6.20	1.24	3.10
2	4.00	5.00	10.00	3.10	4.00
3	2.10	5.00	2.76	4.00	1.10
4	3.25	5.00	6.60	3.30	1.32

- **Etude de plancher étage courant :**

✓ **A L'E.L.U :**

Les moments isostatiques :

$$M_o = \frac{P_u \times L^2}{8}$$

- **Calcul de moment :**

✓ La travée de rive :

$$M_t = \text{Max} \begin{cases} \max[1.05 M_o ; (1 + 0.3\alpha)M_o] - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_o \end{cases}$$

✓ La travée intermédiaire :

$$M_0 = \frac{P_u L^2}{8}$$

$$M_t = \text{Max} \begin{cases} \max[1.05 M_o ; (1 + 0.3\alpha)M_o] - \frac{M_g - M_d}{2} \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_o \end{cases}$$

Tab III.1.4 : Etude de plancher étage courant L'ELU

	L	Pu	Mt	Tg	Td
A-B	3.15	6.88	5.98	-11.65	10.03
B-C	4.00	6.88	15.07	-14.07	13.46
E-F	2.10	6.88	2.00	-5.33	9.13
F-G	3.25	6.88	6.36	-10.34	12.02

$$\text{E. L. U : } \begin{cases} M_t = 15.07 \text{ KN.m} \\ M_a = 5.51 \text{ KN.m} \end{cases} \rightarrow 20.58 \rightarrow \begin{cases} M_t = 0.6 * 20.58 = 12.35 \text{ Kn.m} \\ M_a = 0.2 * 20.58 = 4.12 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

✓ A L'E.L.S :

Tab III.1.5 : Etude de plancher étage courant L'ELS

	L	Pu	Mt	Tg	Td
A-B	3.15	5.00	4.34	-8.46	7.28
B-C	4.00	5.00	10.95	-10.22	9.77
E-F	2.10	5.00	1.45	-3.87	6.63
F-G	3.25	5.00	4.62	-7.51	8.73

$$\text{E. L. S : } \begin{cases} M_t = 10.95 \text{ KN.m} \\ M_a = 4.00 \text{ KN.m} \end{cases} \rightarrow 14.95 \rightarrow \begin{cases} M_t = 0.6 * 14.95 = 8.97 \text{ Kn.m} \\ M_a = 0.2 * 14.95 = 2.99 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

g. Calcul du ferrailage :

1. Les moment max dans les types :

$$\text{E. L. U : } \begin{cases} M_t = 12.35 \text{ KN.m} \\ M_a = 4.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{E. L. S : } \begin{cases} M_t = 8.97 \text{ KN.m} \\ M_a = 2.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2. Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

• **L'enrobage :**

$$c \geq c_0 + \frac{\varphi}{2}$$

$$* c_0 \geq 1\text{cm (fissuration peu préjudiciable).BAEL91.A.7.1}$$

$$* \varphi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{20}{10} = 2\text{cm}$$

$$\Rightarrow c_0 = 1\text{cm.} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{2}{2} = 2\text{cm}$$

$$\begin{cases} b = 60\text{cm} \\ h = 20\text{cm} \\ d = 17\text{cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} b_0 = 12\text{cm} \\ h_0 = 17\text{cm} \\ c = 3\text{cm} \end{cases}$$

3. Calcul des armatures longitudinales :

• **E.L.U**

✓ **En travées :**

$$M_t^{\max} = 6.26 \text{ KN.m} = 6260 \text{ N.m}$$

Le moment fléchissant (M_{table}).

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

$$M_t^{\max} = 14.2 \times 60 \times 4 (17 - 4/2) = 51120 \text{ N.m}$$

Donc la section en "T" sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 60\text{cm}$.

✓ **En appuis :**

$$M_{\text{appui}}^{\max} = -2.09 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{\text{appui}} < 0$$

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

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

❖ **Tableau Récapitulatif Des Résultats :**

Elements	M (kn,m)	μ	μl	α	β	A (cm ²)
sur appuis	12.35	0.0501	0,392	0.064	0.97	0.65
sur travée	4.12	0.0167	0,392	0.021	0.99	0.21

❖ **Vérification**

➤ **Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{ij} = f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

En travée : $A \frac{2.1^2}{400} \text{ min}$

En appuis : $A \frac{2.1^2}{400} \text{ min}$

➤ **Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)**

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

En travée : $A'_{\min} \geq 0,001 \times 65 \times 20 = 1.3 \text{ cm}^2$

En appuis : $A'_{\min} \geq 0,001 \times 10 \times 20 = 0.2 \text{ cm}^2$

✓ **Tableau Récapitulatif Du Ferraillage :** $A = \max (A_{\text{calcul}} ; A'_{\min \text{ min}})$

Elément	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\min}' (\text{cm}^2)$	$A (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
Travée	0.65	1,33	1,3	1.33	2T12 = 2.26
Appui	0.21	0,205	0,2	0.74	1T12 = 1.13

✓ **Vérification a l'état limite de service :**

En considère que la fissuration est peu préjudiciable la vérification ce fait comme suite :

Calcule de (y_1) par résolution d'équation suivant :

La résolution de cette équation est résumée comme suit :

$$\frac{bY_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

La résolution de cette équation est résumée comme suit :

$$D = 15 \frac{A}{b}$$

$$E = 2 D \cdot d$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \alpha_1 = \frac{Y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} K_1 = 15 \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{AB_1 d} \sigma_b = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b}$$

✓ **La vérification des contraintes en travée :**

En travée $M_{t \max} = 12.35 \text{ KN.m}$

Après les calculs en trouve :

$$D = 15 \frac{2.26}{60} = 0.57$$

$$E = 2 \times 0.57 \times 17 = 19.38$$

$$Y_1 = -0.57 + \sqrt{0.57^2 + 19.38} = 3.87$$

$$\alpha_1 = \frac{3.87}{17} = 0.23$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0.23}{3} = 0.92$$

$$K_1 = 15 \frac{(1 - 0.23)}{0.23} = 50.22$$

$$\sigma_s = \frac{12350}{2.26 \times 0.92 \times 17} = 354.10 \quad ; \quad \sigma_b = \frac{2 \times 12350}{0.23 \times 0.92 \times 17^2 \times 60} = 6.73$$

$$\sigma_s = 354.10 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPA} \dots\dots\dots CV$$

$$\sigma_b = 6.73 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots CV$$

✓ **La vérification des contraintes en appuis :**

En appuis : $M_{a \max} = 4.12 \text{ KN.m}$

Après les calculs en troue :

$$D = 15 \frac{1.13}{60} = 0.28$$

$$E = 2 \times 0.28 \times 17 = 9.61$$

$$Y_1 = -0.28 + \sqrt{0.28^2 + 9.61} = 2.83$$

$$\alpha_1 = \frac{2.83}{17} = 0.16$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0.16}{3} = 0.94$$

$$K_1 = 15 \frac{(1 - 0.94)}{0.94} = 0.96$$

$$\sigma_s = \frac{4120}{1.13 \times 0.96 \times 17} = 223.40 \quad ; \quad \sigma_b = \frac{2 \times 4120}{0.28 \times 0.96 \times 17^2 \times 60} = 1.76$$

$$\sigma_s = 223.40 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPA} \dots\dots\dots CV$$

$$\sigma_b = 1.76 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots CV$$

➤ **Vérification de la contrainte limite de cisaillement : BAEL 91(art. A.5.1.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \cdot d}$$

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U.

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{14070}{100 \times 17} = 0.83 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1,211)).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.20 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 > \tau_u = 0.83 \Rightarrow \text{Condition et vérifier.}$$

➤ **Diamètre minimale Φ :BAEL91 (A.7.2, 2)**

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h_t}{35}; \varphi_l; \frac{b_0}{10} \right).$$

φ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}, \varphi_l, \frac{b_0}{10}\right) = \left(\frac{200}{35}, 12, \frac{100}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \varphi_t \leq \min(5.71, 12, 10)$$

$$\text{Soit } \varphi_t = 6\text{mm.}$$

Donc en adopte des cadres $\varphi 6d$ où : $A_t = 2\varphi 6 = 0.57\text{cm}^2$; de nuance FeE235

➤ **Espacement des cadres : BAEL91 (A.5.1, 22)**

$$* St_1 \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow \min(0.9 \times 17; 40\text{cm}) = 15.3\text{cm.}$$

$$* St_2 \leq \frac{A_t F_e}{0.4b_0} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 10} = 33.49\text{cm.}$$

$$* St_3 \leq \frac{0.9 \times A_t \cdot f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - K \cdot 0.3 \times f_{t28})} \dots \dots \dots \text{Avec } K = 1 (\text{en flexion simple})$$

$$St_3 \leq \frac{0.9 \times 0.57 \times 235}{1.15 \times 10 \times (0.7 - 1 \times 0.3 \times 2.1)} = 149.75\text{cm}$$

$$\text{Soit } St \leq \min(St_1, St_2, St_3) \Rightarrow St \leq 15.3$$

On prend : $St = 15\text{ cm.}$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (A.5.1 ,313)**

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

$$V_u \leq \frac{0.8 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b \times 2}$$

Au maximum $a = 0.9d = 0.9 \times 17 = 15.3\text{cm}$

$$V_u = 14070\text{ N} \leq \frac{0.8 \times 10 \times 15.3 \times 2500}{1.5 \times 2} = 102000\text{N} \dots \dots \dots CV$$

b- Au droit d'appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être

telle que l'on ait : $A \geq \gamma_s \frac{V_s}{f_e}$

$$A = 2.26\text{ cm}^2. A = 226\text{ mm}^2.$$

$$\gamma_s \frac{V_s}{f_e} = 1.15 \times \frac{14070}{400} = 40.45\text{ mm}^2$$

$$A = 266\text{mm}^2 \geq 40.45\text{ mm}^2 \dots \dots C.V$$

4. La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir un quadriallage de barres dont les dimensions de mailles sont définie comme suit:

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Treillis soudé FeE500 $f_e = 500\text{MPa}$

L'écartement L entre axes des nervures égale à 60 cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$$

$$A_{\perp} = (4 \times 60) / 500 = 0.48 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adapte } 5\emptyset 5 = 0.98 \text{ cm}^2$$

***Espacement :** n : nombres des barres.

$$S_t = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

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

***Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0.98 / 2 = 0.49$$

$$\text{On adopte } 3\emptyset 6 = 0.59 \text{ cm}^2$$

***Espacement :**

$$S_t = 100/n = 100/3 = 33.33 \text{ cm}$$

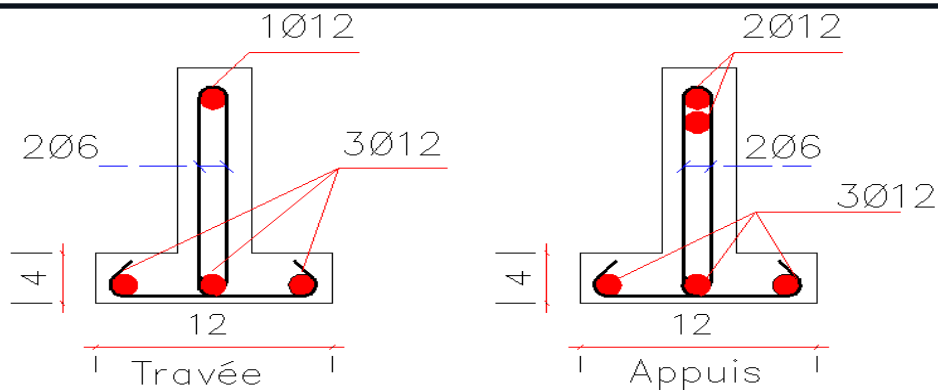
$$S_t = 30 \text{ cm}$$

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension $(20 \times 30) \text{ cm}^2$.

➤ **Vérification de la flèche : (BAEL91 B.6.8.424)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{4.12}{15 \times 12.35} = 0.022 \dots \dots \dots CV \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{2.26}{60 \times 17} = 0.00216 \leq 0.009 \dots \dots \dots CV \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots CV \end{array} \right.$$

5. Présentation du ferrailage :



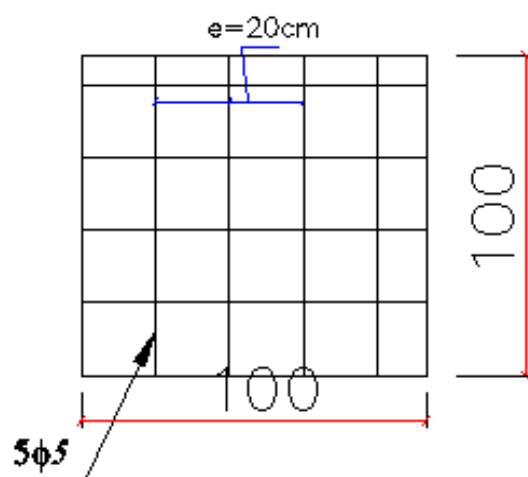


Fig. III.1.2.ferrailage PLANCHER .

2.2. Etude de l'acrotère :

1. Introduction :

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse Inaccessible en flexion composée pour une bande de **1,00 m** de largeur.

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal NG dû au poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge de la main courante estimée à :

Surface:

$$ST = (0.1 \times 0.6) + [(0.03 \times 0.10) / 2] + 0.07 \times 0.10 = 0.0685 \text{ m}^2$$

2. Les charges :

a. Les Charges permanentes :

G1 : poids de L'acrotère par mètre linéaire

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G1 = 0.0685 \times 25 \times 1 = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

$$G2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \times 20 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Le poids propre } G = G1 + G2 = 1.713 + 0.12 = 1.833 \text{ KN/ml}$$

b. Les Surcharge d'exploitation :

D'après D.T.R.B.C.2.2.

"Q" Force horizontale solliciter l'acrotère due à la main courante est 1 KN/m.

D'après RPA 99/V2003 (art 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la forme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération obtenue dans le tableau 4.1 groupe d'usage [2] se trouve dans la zone sismique II $\Rightarrow A = 0.15$

Cp: facteur de force horizontale donné par le tableau 6.1 de L' RPA99: $\Rightarrow C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'acrotère.

$$W_p = 183 \text{ dan/ml.}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 183 = 87.84 \text{ Kg}$$

$$87.84 \text{ Kg/ml} < 100 \text{ Kg/ml.}$$

Donc le calcul de l'acrotère se fera avec $F = Q = 100 \text{ Kg/ml} \Rightarrow Q = 1 \text{ KN/ml}$,

3. Les sollicitations :

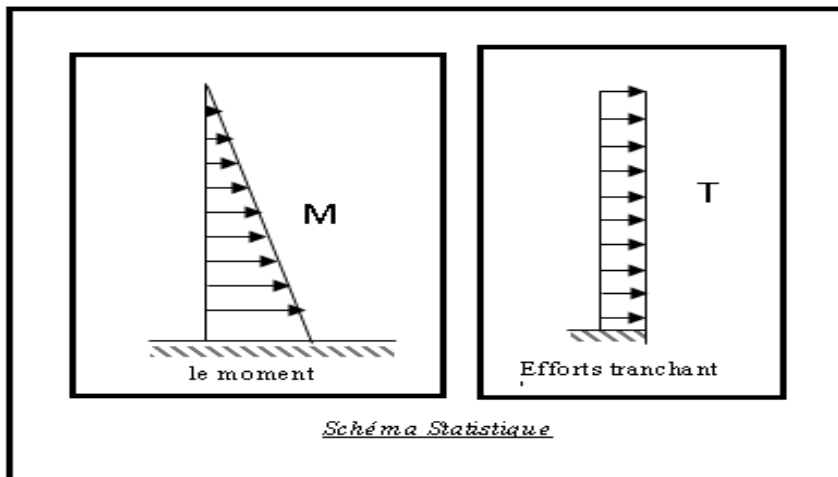


Figure II.2.1 : schéma statique.

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

$$M = Q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ dan.m}$$

$$N = G = 187 \text{ dan/ml}$$

$$T = Q = 100 \text{ dan/ml}$$

4. Combinaisons d'action

- **E.L.U: (1.35G + 1.5Q)**

$N_u = 1 \times N = 1 \times 187 = 187 \text{ dan/ml}$; On ne le majoré pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 60 = 90 \text{ dan.m}$$

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \times 100 = 150 \text{ dan/ml}$$

- **E.L.S : (G + Q)**

$$N_{ser} = N_g = 187 \text{ dan/ml.}$$

$$M_{ser} = M = 60 \text{ dan.m.}$$

5. Calcul de ferrailage

Le calcul se fait sur une section rectangulaire de largeur $b=100 \text{ cm}$ et de hauteur $h=10 \text{ cm}$.

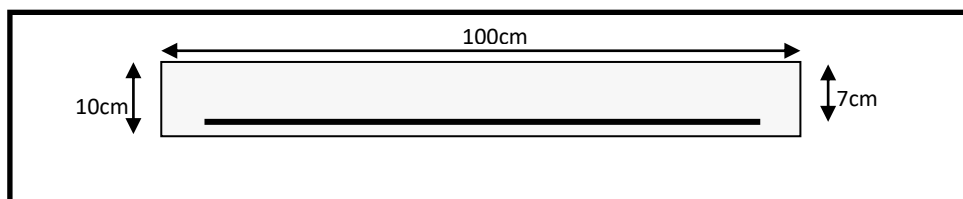


Figure III.2.2: Section à ferrailler.

6. Calcul de ferrailage

Le calcul se fait sur une section rectangulaire de largeur $b=100$ cm et de hauteur $h=10$ cm.

Diamètre des barres : BAEL (art A.7.2.1)

Les diamètres employés sont : $\Phi_L \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \Phi_L \leq 10mm$

On prend : $\Phi_l = 8mm$ et on prend : $\Phi_t = 6mm < \Phi_l$

.Protection des armatures

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

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

Armatures longitudinales

- E.L.U

- Détermination de l'excentricité du centre de pression

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{90}{187} = 0.48m$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05m \Rightarrow e_G = 0.48m > h/2 = 0.05m$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et l'effort normal étant effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculé en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

- Détermination de la section des armatures à la flexion simple

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 90 + 187 \left[\left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 93.74 \text{ dan} \cdot m$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{937.4}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.0135 < \mu_l = 0.392.$$

Dans les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_f' = 0$).

$$\mu = 0.0135 \Rightarrow \alpha = 0.0176, \beta = 0.993$$

$$A^u = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{937.4}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.41 \text{ cm}^2$$

- Détermination de la section des armatures à la flexion composée

N est un effort de compression :

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_s}; \text{ Et } A' = A_f' = 0$$

$$A = 0.41 - \frac{1870}{100 \times 348} = 0.356 \text{ m}^2$$

- E.L.S :

- Détermination de l'excentricité du centre de pression

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{60}{187} = 0,32m$$

La section est partiellement comprimée.

Tant que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées préjudiciables.

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

$$M_{ser}^1 = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 60 + 187 \left[\left(\frac{0,1}{2} - 0,03 \right) \right] = 63,74 \text{ dan} \cdot m\mu = \frac{M_1}{\sigma_s^1 \cdot b \cdot d^2}$$

$$= \frac{637,4}{201,63 \times 100 \times (7)^2} = 0,0006$$

$$\mu_1 = 0,0006 \Rightarrow \beta_1 = 0,956; k = 0,0095$$

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

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

$$A^{ser} = \frac{M_{ser}^1}{\sigma_s^1 \times \beta_1 \times d} = \frac{637,6}{201,63 \times 0,95 \times 7} = 0,47 \text{ cm}^2$$

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

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s} = 0,47 - \frac{1870}{100 \times 201,63} = 0,38 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

• **Section minimale d'armature : BAEL91 (A.4.2.1).**

$$A \frac{f_{t28}}{f_{e \min}} ; \quad (f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}).$$

$$A \frac{2,1}{400} \geq 2_{\min \min}$$

$$\text{Donc : } A = \max (A^u ; A^{ser} ; A^{\min}) \Rightarrow A = A^{\min} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A^l = 5 \text{ } \emptyset 6 = 1,41 \text{ cm}^2.$$

.Pourcentage minimale des armatures longitudinales

Selon B.A.E. L91(B.5.3.1)

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

$$A = \max(A_u; A_{ser}; A_L) = \max(0,41; 0,47; 2,5) = 2,5 \text{ cm}^2$$

Alors, on prend : $A_l = 4\phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2$.

Armatures De Répartition :

$$A^r = \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{2} \right) A^l = (0,35 \div 0,705).$$

$$\text{On adopte : } A^r = 3\emptyset 8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

- L'espacement des armatures :

$$A_{\ell} = 4\phi 10 \rightarrow S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$A_r = 3\phi 8 \rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

Vérification De L'effort Tranchant : BAEL (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{T_U}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa.}$$

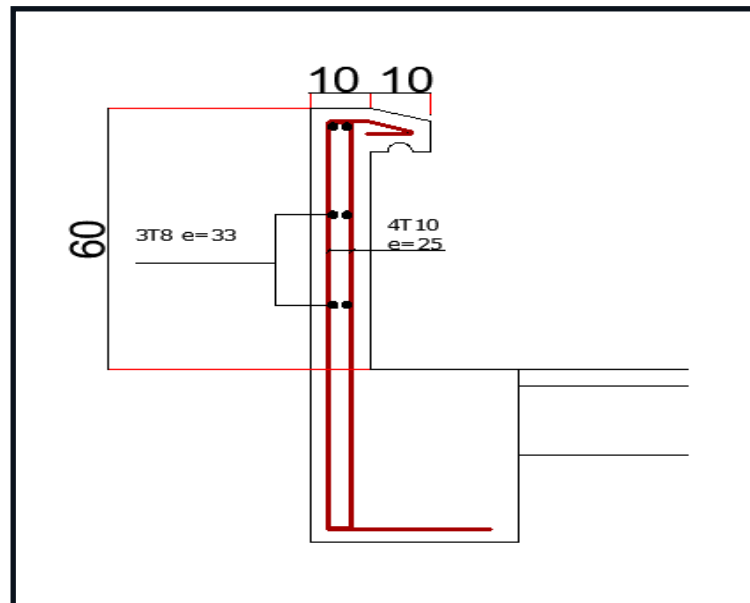
La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{ct28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

7 .Présentation du ferrailage :



FIC III.2.3 : FERRAILLAGE ACROTERE

2.3.L'escalier :

- ✓ Le calcul des armatures se fait pour une section rectangulaire d'une largeur de 1 m et d'une hauteur de 0,20 m ;.
- ✓ La fissuration est peu nuisible ; puisque Les escaliers n'étant pas exposés aux intempéries.

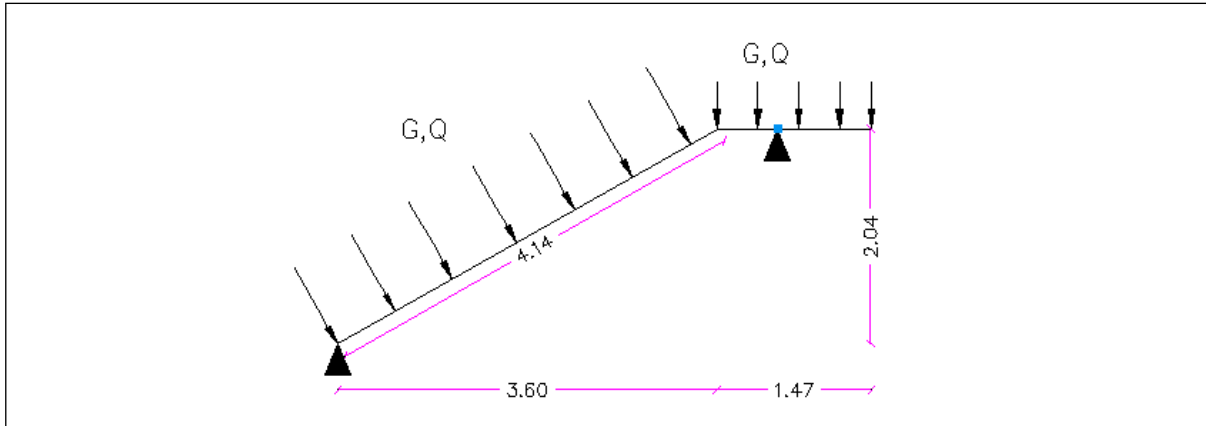


FIG. III.3.1 : Schéma statique de l'escalier.

1) Combinaison d'action :

Evaluations des charges : **G,Q** Comme il est déjà calculer dans le **CHAPITRE II**
poids propre de l'escalire

$$\Rightarrow \text{ELU} : P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\Rightarrow \text{ELS} : P_{ser} = G + Q$$

Elément	G(KN.mL).m)	Q (KN.mL)	P_u (Kn/mL)	P_{ser} (Kn/mL)
Paillasse	7.87	2.5	14.37	10.37
Palier	5.31	2.5	10.91	7.81

2) Détermination des sollicitations :

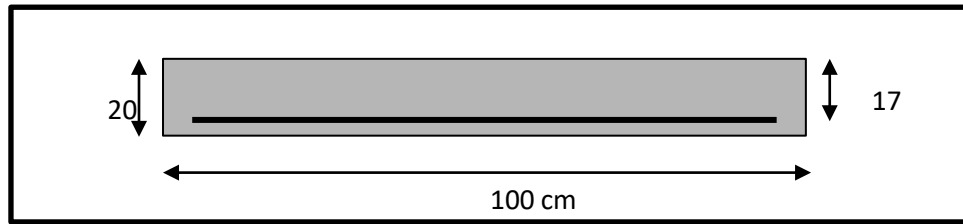
Pour la méthode des charges équivalentes :

		ELU	ELS	Unité
La charge équivalente	$q_{eq} = S q_i \cdot L_i / S L_i$	13.33	9.60	Kn/ml
L'effort tranchant	$V_{eq} = q_{eq} \cdot L / 2$	32.40	23.32	Kn
Moment isostatique	$M_0 = q_{eq} \cdot L^2 / 8$	38.48	13.44	Kn..m
	$M_a = 0,3 M_0$	11.54	4.03	Kn.m
	$M_t = 0,85 \cdot M_0$	30.79	10.75	Kn.m

FIG : Schéma de diagrammes des moments et les efforts tranchants

3) Calcul de ferrailage :

Pour une bande de 1 m



:

FIC 3.2 :Section à ferrailer.

$$b=100\text{cm}$$

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

$$c=3$$

$$d = h - c = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$$

.Armatures Longitudinales:

Elément		Travée	Appuis	
M		30.79	11.54	
		14.2	14.2	MPA
μ	$M_u / b \cdot d^2 \cdot (\sigma_b)^{-}$	0.014	0.005	/
μ_l	/	0.392	0.392	/
$\mu < \mu_l$	/	OUI	OUI	/
A'	/	0	0	cm ²
α	$1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0.017	0.006	/
β	$(1 - 0.4 \alpha)$	0.993	0.997	/
σ_s	F_e / γ_s	348	348	MPA
A_u	$M_u / \sigma_s \cdot \beta \cdot d$	5.24	1.96	Cm ²
Amin	$0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_c$	2.05	2.05	Cm ²
Aadp	/	6.79	4.71	Cm ²
Choix des barres	/	6Ø12	6Ø10	/
st	$\leq \min (3h; 33 \text{ cm})$	33	33	cm
St adp	/	15	15	Cm

✓ **Armatures transversales :**

Elément		Travée	Appuis	
A_t	$A_L / 4$	$6.79 / 4 = 1.70$	$4.71 / 4 = 1.17$	Cm ²
Aadp	/	3.14	3.14	Cm ²
Choix des barres	/	4T10	4T10	/
st	$\leq \min (4h; 45 \text{ cm})$	45	45	Cm
STadp	/	25	25	Cm

✓ **Vérifications :**☒ **Condition à l'E.L.U :**

Condition de non fragilité BAEL (art A.4.2)			
	$A_{\min} = 0,23.b_0.d.f_{t28}/f_e$	2.05	Cm^2
$A_s \geq A_{\min}$		Vérifier	

Pourcentage minimal BAEL91 (art B.6.4)			
$A'_{\min}$	$0.001.b.h$	2.00	MPA
$A_s \geq A'_{\min}$		Vérifier	

Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1, 1/ BAEL91)				
τ_u	$V_u/b_0.d$	0.23	0.19	MPA
$\bar{\tau}_u$	$\min \{0.2f_{c28}/\gamma_b; 5\}$	4.16	4.16	MPA
$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$		Vérifier		

☒ **Condition à l'E.L.S :**

a-Vérification des contraintes dans le béton : (Art. A.4.5, 2 /BAEL91)

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

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \text{ et } f_{c28} = 25\text{MPa}$$

	Mu (N.m)	Mser (N.m)	g	α		Condition
Appuis	11544.72	4031.16	2.86	0.006	1.18	Vérifier
Travée	30785.91	10749.76	2.86	0.017	1.18	Vérifier

Condition de flèche BAEL 91 (art B.6.5.1)		
$h/L \geq 1/16$	$0.035 \geq 0.0625$	c.n.v
$h/L \geq \frac{M_t}{10.M_0}$	$0.035 \geq 0.085$	c.n.v
$A/b_0.d \leq 4.2/f_e$	$0.003 \leq 0.01$	c.v

Calcul de la flèche : BAEL91 (Art : B.6.5.3) (p : 107).

Comme les conditions (1) et (2) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} - f_{gi} + f_{pi} < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L

□ **Position de centre de gravité de la section homogène :**

$$Y_G \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{bh \frac{h}{2} + \eta A_s d}{bh + \eta A_s}$$

Avec : η coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$Y_g = \left(\frac{100 \times 20 \times 20}{2} + 15 \times 6.79 \times 17 \right) / (100 \times 20 + 1 \times 6.79) = 10.34 \text{ cm}$$

$$Y'_G = h - Y_G = 20 - 10.34 = 9.66 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } Y'_G = h - Y_G = 20 - 10.34 = 9.66 \text{ cm}$$

$$\delta = d - Y_G = 17 - 10.34 = 6.66 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left[\left(\frac{h}{2} \right) - Y_G \right]^2 + \eta \times A \times (d - Y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 20^3}{12} + 100 \times 20 \times \left[\left(\frac{20}{2} \right) - 10.34 \right]^2 + 15 \times 6.79 \times (17 - 10.34)^2$$

$$I_0 = 71415.48 \text{ cm}^4$$

➤ **Déformations instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{6.79}{17 \times 100} = 0.0039$$

Pour les déformations instantanées : $b_0 = b$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.0039} = 5.38$$

➤ **Déformation de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{2 + 3 \times 0.0039} = 2.15$$

➤ **Calcul du moment fléchissant d'ELS :**

$\left\{ \begin{array}{l} g : \text{c'est l'ensemble de la charge permanente.} \\ J : \text{charge permanente sans revêtement.} \\ p : \text{C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supporté par l'élément considéré.} \end{array} \right.$

$$g = \frac{(G_{pali} \times L_{pali}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{pali} + L_{paillasse}}$$

$$j = \frac{(G_{dalle plie} \times L_{pali}) + ((\text{poid paillasse}) \times L_{paillasse})}{L_{pali} + L_{paillasse}}$$

$$\bullet \quad g = \frac{(78700 \times 4.19) + (5310 \times 1.45)}{(4.19 + 1.45)} = 7211.84 \text{ N/ml}$$

- $j = \frac{(5920 \times 4.19) + (3550 \times 1.45)}{(4.19 + 1.45)} = 5310.69 \text{ N/ml}$
- $\rho = g + Q = 7211.84 + 5310.69 = 12522.54 \text{ N/ml}$
- $M_g = \frac{g \times l^2}{8} = \frac{7211.84 \times 5.76^2}{8} = 29908.96 \text{ N.m}$
- $M_j = \frac{j \times l^2}{8} = \frac{5310.69 \times 5.76^2}{8} = 22024.50 \text{ N.m}$
- $M_\rho = \frac{\rho \times l^2}{8} = \frac{12522.54 \times 5.76^2}{8} = 51933.46 \text{ N.m}$

➤ **Calcul des contraintes des tractions effectives de l'armature:**

-Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61)

(P. Charon) pour déterminer les contraintes, on a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 100 \times 0.0039 = 0.39$$

-D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

-On tire la valeur β_1 : $\rho_1 = 0.617 \Rightarrow \beta_1 = 0.753$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{29908.96}{6.79 \times 0.753 \times 17} = 260.91 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{22024.50}{6.79 \times 0.753 \times 17} = 192.13 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \times \beta \times d} = \frac{51933.46}{6.79 \times 0.753 \times 17} = 453.04 \text{ Mpa}$$

4.5. Calcul du coefficient μ :

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0039 \times 260.91 + 2.1} = 0.60$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0039 \times 192.13 + 2.1} = 0.72$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0039 \times 453.04 + 2.1} = 0.40$$

Donc :

$$I_{fv}^g = (1,1I_0) / (1 + \lambda v \times \mu_g) = (1,1 \times 71415.48) / (1 + 2.15 \times 0.596) = 34446.4 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = (1,1I_0) / (1 + \lambda i \times \mu_g) = (1,1 \times 71415.48) / (1 + 5.38 \times 0.596) = 18684.6 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^j = (1,1I_0) / (1 + \lambda i \times \mu_j) = (1,1 \times 71415.48) / (1 + 5.38 \times 0.821) = 16101.41 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^p = (1,1I_0) / (1 + \lambda i \times \mu_p) = (1,1 \times 71415.48) / (1 + 2.15 \times 0.430) = 42192.2 \text{ cm}^4$$

4.6. Calcul de la flèche :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa (BAEL 91.art A.2.1.21)}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa (BAEL 91.art A.2.1.22)}$$

$$\bullet \quad f_v^g = \frac{M_g \times l^2}{10 E_v \times I_{fv}^g} = \frac{[29908.96 \times (576^2)]}{[10 \times 10818.87 \times 34446.4]} = 1.27 \text{ cm}$$

- $f_i^g = \frac{M_g \times l^2}{10 E_i \times I_{fi}^g} = \frac{[25613,18 \times (576^2)]}{[10 \times 32164,2 \times 18684,60]} = 0,75 \text{ cm}$
- $f_v^j = \frac{M_j \times l^2}{10 E_v \times I_{fv}^j} = \frac{[21239,99 \times (576^2)]}{[10 \times 10818,87 \times 16101,41]} = 0,95 \text{ cm}$
- $f_i^p = \frac{M_p \times l^2}{10 E_i \times I_{fi}^p} = \frac{[36125,68 \times (576^2)]}{[10 \times 32164,2 \times 142192,20]} = 1,75 \text{ cm}$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1,32 \text{ cm} < f_{adm} = 0,5 \text{ cm} + \frac{576}{500} = 1,65 \text{ cm}$$

Alors la condition de flèche est vérifiée. -

7 .Présentation du ferrailage :

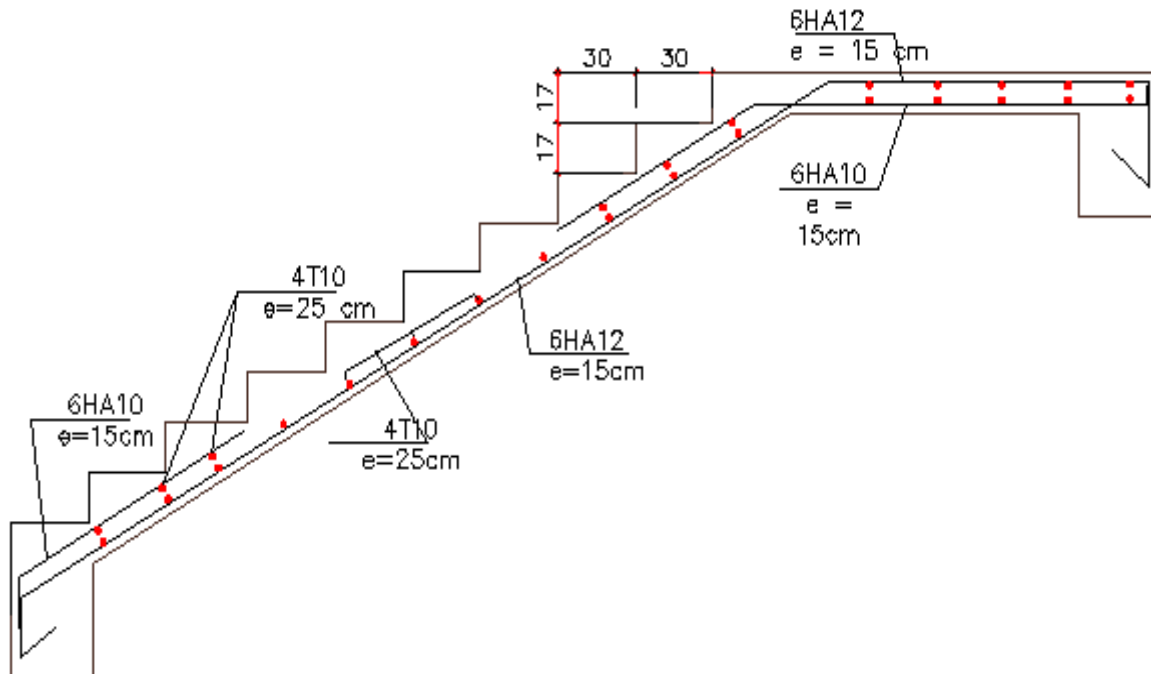


FIG. III.3.3 : Schéma statique de l'escalier.

2.4. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre d'appui pour le palier de l'escalier, elle est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion

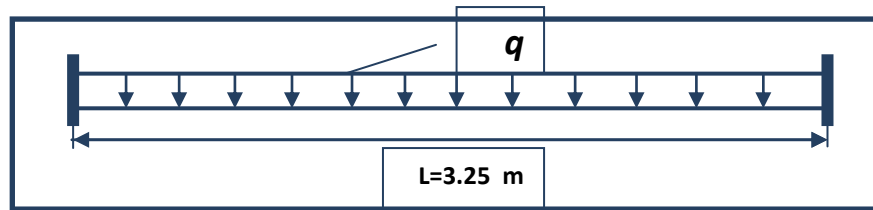


FIG III .4.1 : Schéma statique de Poutre palière

1. Pré dimensionnement :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \rightarrow l = 325 \text{ cm.}$$

$$21.66 \leq h \leq 32.5$$

on prend $h = 40$

- $0.3h \leq b \leq 0.6h$

$$12 \leq b \leq 24$$

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

2. Vérification des conditions de le RPA2003 :

1) $b \geq 25 \text{ cm}$ $b = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots(\text{c.v})$

2) $h \geq 30 \text{ cm}$ $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(\text{c.v})$

3) $\frac{h}{b} \leq 4$ $40/30 = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots(\text{c.v})$

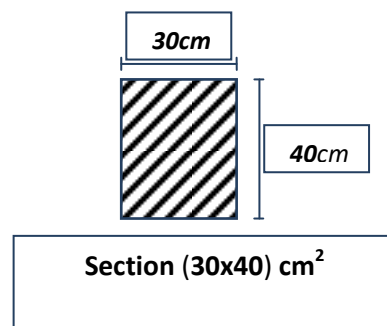


FIG III .4.2 : Dimensionnement De Poutre Palière

2-Évaluation des charges :

Poids propre de la poutre :

$$g = h \times b \times \gamma = 0.3 \times 0.40 \times 25 = 3\text{KN/ml}$$

Poids de palier : $p_1 = 5.31\text{KN/ml}$

Poids de la paillasse : $p_2 = 7.87 \text{ KN/ml}$

3. Combinaison d'action :

Les charges permanentes : $G = g + p_1 + p_2 = 16.18 \text{ KN/ml}$

La surcharge : $Q = 2.5 \times 0.30 = 0.75 \text{ KN/ml}$

ELU : $P_u = 1.35G + 1.5Q$

ELS : $P_s = G + Q$

G	Q	Pu	Pser
16.18	0.75	22.97	16.93

Détermination des sollicitations :

Tableau. : Moments et Effort Tranchants.

Sollicitations	Reg	ELU	ELS	Unité
La charge	P	22.97	16.93	Kn/ml
L'effort tranchant	$V = P.L/2$	37.32	27.51	Kn
Moment isostatique	$M_0 = P.L^2/8$	30.32	22.35	Kn.m
	$M_a = 0.3M_0$	9.10	6.71	Kn.m
	$M_t = 0.85.M_0$	25.78	19.00	Kn.m



FIG III.4.3: Diagramme de moment.

4. Calcul de ferrailage:**a. Calcul de la poutre flexion simple :**

L'enrobage:

$c = 3 \text{ cm}$

$d = h - c = 40 - 3 = 37 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$

Armatures Longitudinales:

Elément		Travée	Appuis	
M		25.78	9.10	
$(\sigma_b)^-$	$0.85.f_{c28}/\gamma_b$	14.2	14.2	MPa
μ	$M_u/b.d^2.(\sigma_b)^-$	0.044	0.016	/
μ_l	/	0.392	0.392	/

$\mu < \mu_l$	/	OUI	OUI	/
A'	/	0	0	cm ²
a	$1.25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0.057	0.020	/
β	$(1-0,4\alpha)$	0.977	0.992	/
σ_s	F_e/γ_s	348	348	MPa
A_u	$M_u/\sigma_s.\beta.d$	2.05	0.71	Cm ²
A_{min}	$0,23.b.d.f_{t28}/f_e$	1.34	1.34	Cm ²
A_{adp}	/	6.79	4.71	Cm ²
Choix des barres	/	6Ø12	6Ø10	/
st	$\leq \min(3h; 33\text{ cm})$	33	33	cm
St adp	/	15	15	Cm

Verification:

ELU :

Condition de non fragilité BAEI91 (art A.4.2.1)			
A_{min}	$0,23.b_0.d.f_{t28}/f_e$	1.34	Cm ²

Pourcentage minimale : BAEI91 (art B.6.4)			
A'_{min}	$0,001 \times b \times h$	1.2	Cm ²

Pourcentage minimale : RPA2024 page (art7.5.2)			
A_{min}^{RPA}	$0,5 \% b . h$	6	Cm ²

Elément	A_u	A_{min}	A'_{min}	A_{min}^{RPA}	A_{max}
Travée	2.05	1.34	1.2	6	6
Appui	0.71	1.34	1.2	6	6

Vérification de l'effort tranchant BAEI91 (art A.5.1)			
τ_u	$V_u/b_0.d$	0.29	MPa
$\bar{\tau}_u$	$\min \{0.2f_{c28}/\gamma_b; 5\}$	4.16	MPa
$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	Vérifier		

- E.L.S:

✓ **Vérification des contraintes dans le béton :** (Art. A.4.5, 2 /BAEI91)

Etat limite de compression de béton :Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

- la section est rectangulaire,

- a nuance des aciers est FeE400.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
Appuis	9097.48	6705.87	1.36	0.057	0.43	Vérifier
Traveé	25776.20	18999.96	1.36	0.020	0.43	Vérifier

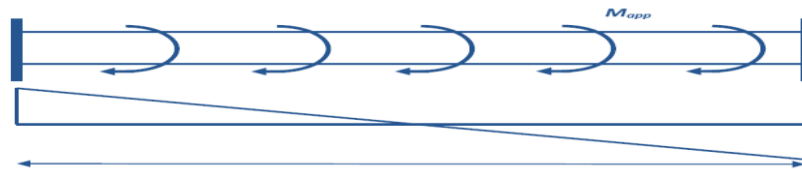
✓ **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures : (Art. A.5.3, 2 /BAEL91)**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

c- Condition de flèche BAEL 91 (artB.6.5.1)		
$h/L \geq 1/16$	$0.12 \geq 0.0625$	Vérifier
$h/L \geq M_t/10.M_0$	$0.12 \geq 0.085$	Vérifier
$A/b_0.d \leq 4.2/f_c$	$0.006 \leq 0.01$	Vérifier

5. Calcul de la poutre a la torsion :

La torsion de la poutre palier est provoquée par la flexion de la paillasse.



moment de torsion maximale.

$$M_{tor} = M_a (\text{Escalier}) = 11.54 \text{ Kn.m}$$

$$M_{tor} = M_{app} \times L/2 = 18,75 \text{ Kn.m}$$

$$M_{tor} = M_{app} \times \frac{L}{2} = 9.10 \times \frac{3.25}{2} = 14.78 \text{ KN.m}$$

Vérification du béton :

- Contrainte tangente due à l'effort tranchant : BAEL (art A.5.4.21)(page49)

On remplace la section réelle par une section creuse équivalent dont l'épaisseur de paroi "bt" est égale aux (1/6) du diamètre du plus grande cercle qui il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$\tau_{uv} = \frac{T_u}{2\Omega.b_0}$$

T_u : le moment de torsion	ql/2	34110	N.m
l'épaisseur de paroi $b_0=bt$	b/6	5.00	Cm

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur	$(h-b_t)*(b-b_t)$	875	Cm ²
$\tau_{uv} = T_u/2\Omega.b_0 =$		3.89	MPa

$$\tau_u^2 \times \tau_{uv}^2 \leq (\tau_{ultim})^2$$

$$0.27^2 \times 3.89^2 = 1.10 \leq 4.16^2 = 17.3 \dots \dots \dots (c.v)$$

a) Les armatures longitudinales:

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (40 - 5)] = 120 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ; \quad \frac{120 \times 18750}{2 \times 875 \times 348} = 3.65 \text{ cm}^2$$

Section	Flexion	Torsion	At(Al/2) (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	ferraillage
Travée	6	3.65	1.77	6.79	6T12
Appuis	6	3.65	1.77	6.79	6T12

Choix des armatures :

En travée : A=6.79 cm² soit : 6T12

En appui : A=6.79 cm² soit : 6T12

Espacement des armatures

$$St_{max} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\}$$

Appuis : St = 15 cm < 33 cm, condition vérifiée.

Travée : St = 15 cm < 33 cm, condition vérifiée.

b) Armatures transversales :

Elément		Travée	Appuis	
A _t	A _L / 4	1.69	1.69	Cm ²
A _{adp}	/	2.01	2.01	Cm ²
Choix des barres	/	4T8	4T8	/
st	≤ min (4h; 45 cm)	45	45	Cm
ST _{adp}	/	15	10	Cm

6. Dessin De Ferrailage De La Poutre Palière :

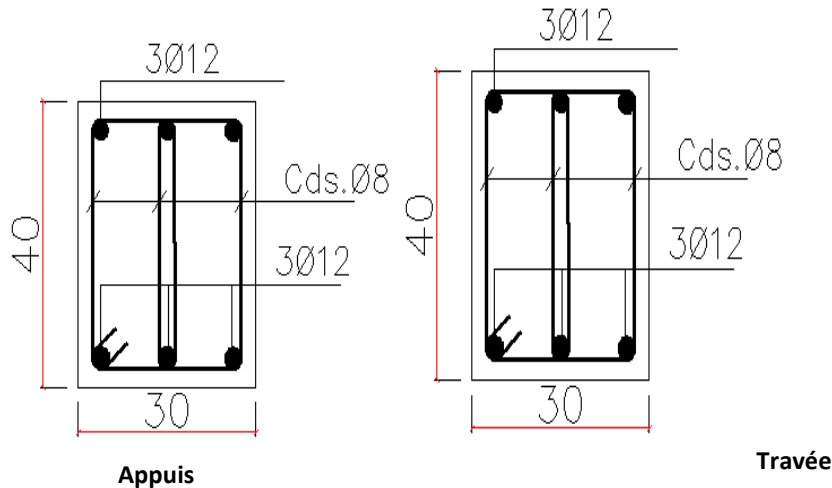


FIG III.4.4: Schéma de ferrailage de la poutre palière

2.5. Etude de balcon :

Le balcon est assimilé à une console encastrée au plancher, réalisé en dalle pleine, Le calcul se fait pour une bonde de 1m de largeur.

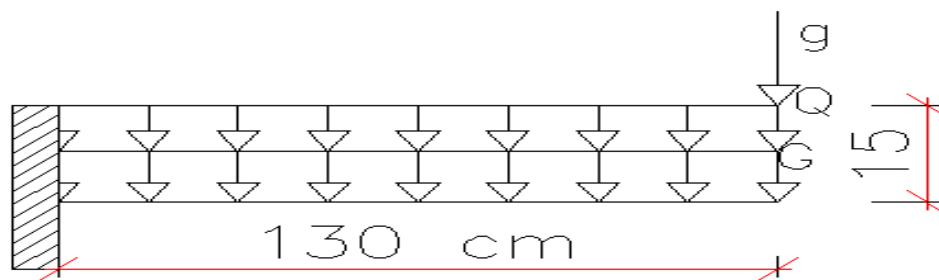


FIG III.5.1 : Schéma statique du balcon.

1. Dimensions :

Larguer : 1.30 m

L'épaisseur du balcon : $e = 15$ cm.

2. Évaluation des charges et surcharges :

$$G = 5.35 \text{ KN/m}^2$$

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

■ Charges permanentes :

$$G = 5.35 \times 1.0 = 5.35 \text{ KN/ml}$$

$$g = 1.3 \times 1.5 = 1.95 \text{ KN/ml (Charge des mur : La hauteur du mur = 1.5m)}$$

■ Charges d'exploitation :

$$Q = 1.5Q_{\text{bal}} = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{ KN/ml}$$

3. Les combinaisons des charges :**ELU :**Charge repartie : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5 = 12.47 \text{ KN/ml}$ Charge concentrée : $P_u = 1.35g \times b = 1.35 \times 1.95 \times 1 = 2.63 \text{ KN}$ **ELS :** $q_s = G + Q = 5.35 + 3.5 = 8.85 \text{ KN/ml}$ $p_s = g = 1.95 \text{ KN}$ **4. Calcul des sollicitations:**■ Le moment ultime a l'encastrement M_u pour une bonde de 1m est de :

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + P_u \times L = \frac{12.47 \times (1.30)^2}{2} + 2.63 \times 1.30$$

$$M_u = 13.60 \text{ KN.m}$$

■ Le Moment Service a l'encastrement M_s pour une bonde de 1m est de:

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} + P_s \times L = \frac{8.85 \times (1.30)^2}{2} + 1.95 \times 1.30$$

$$M_s = 10.01 \text{ KN.m}$$

■ L'effort tranchant:

$$V_u = (q_u \times L) + P_u = (12.47 \times 1.30) + 2.63$$

$$V_u = 18.84 \text{ KN}$$

Tableau. : les résultats de Combinaison des charges et moment.

$q_u (\text{KN/m})$	$P_u (\text{KN})$	$q_s (\text{KN/m})$	$P_s (\text{KN})$	$M_u (\text{KN.m})$	M_s	$T_u (\text{KN})$
12.47	2.63	8.85	1.95	11.63	10.01	18.84

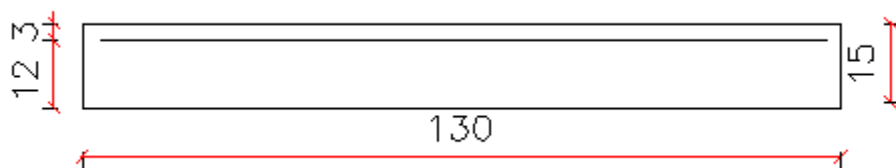
5. Calcul Du Ferrailage :

FIG III.5.2: schéma du balcon

Le ferrailage sera calculé en flexion simple à l'ELU par une bande, de 1m, avec fissuration considérée peu nuisible car le balcon n'étant pas exposé aux intempéries.

$$h = 15 \text{ cm} ; c = 3 ; d = h - c = 15 - 3 = 12$$

☒ **Armatures Longitudinales:**

Mu(Kn.m)	PL/8	13.60	Kn.m
$(\sigma_b)^-$	0,85.fc28/γ_b	14.2	MPa
μ	$Mu/b.d^2.(\sigma_b)^-$	0.067	/
μ_l	/	0.392	/
$\mu < \mu_l$	/	OUI	/
A'	/	0	cm ²
a	1.25(1-$\sqrt{1-2\mu}$)	0.086	/
β	(1- 0,4 α)	0.966	/
σ_s	Fe/ γ_s	348	MPa
Au	Mu/$\sigma_s.\beta.d$	3.37	Cm ²
Amin	0,23.b.d.f_{t28}/f_e	1.45	Cm ²
Aadp	/	6.79	Cm ²
Choix des barres	/	6Ø12	/
st	≤ min (3h; 33 cm)	33	cm
St adp	/	15	Cm

☒ **Armatures transversales :**

At	A_L / 4	1.70	Cm ²
Aadp	/	4.71	Cm ²
Choix des barres	/	6Ø10	/
St	≤ min (4h; 45 cm)	45	cm
STadp	/	15	cm

6. Vérifications :

☒ **Condition à l'E.L.U :**

Condition de non fragilité : BAEL (art A.4.2)			
A_{min}	0,23.b ₀ .d.f _{t28} /f _e	1.45	cm ²
1.44	A_s ≥ A_{min}	Vérifier	

Pourcentage minimal BAEL91 (art B.6.4)			
A'_{min}	0.001.b.h	1.5	Cm ²
1.44	A_s ≥ A'_{min}	Vérifier	

Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1, 1/ BAEL91)			
τ_u	$V_u/b.d$	0.016	Mpa
τ'_u	$\min(0.2f_{c28}/\gamma_b; 5\text{Mpas})$	3.3	Mpa
	$\tau_u \leq \tau'$	Vérifier	

Condition à l'E.L.S :**a-Vérification des contraintes dans le béton :** (Art. A.4.5, 2 /BAEL91)

Etat limite de compression de béton :Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

- la section est rectangulaire,
- a nuance des aciers est FeE400.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \quad f_{c28} = 25\text{MPa}$$

M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
13600.00	10010.00	1.36	0.086	0.43	Vérifier

b-Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :(Art. A.5.3, 2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

c- Condition de flèche (Art B.6.8, 424 /BAEL 91)		
$h/L \geq 1/16$	$0.11 \geq 0.0625$	c.v
$h/L \geq M_t/10.M_0$	$0.11 \geq 0.01$ ($M_t=M_0$)	c.v
$A/b_0.d \leq 4.2/f_c$	$0.0037 \leq 0.01$	c.v

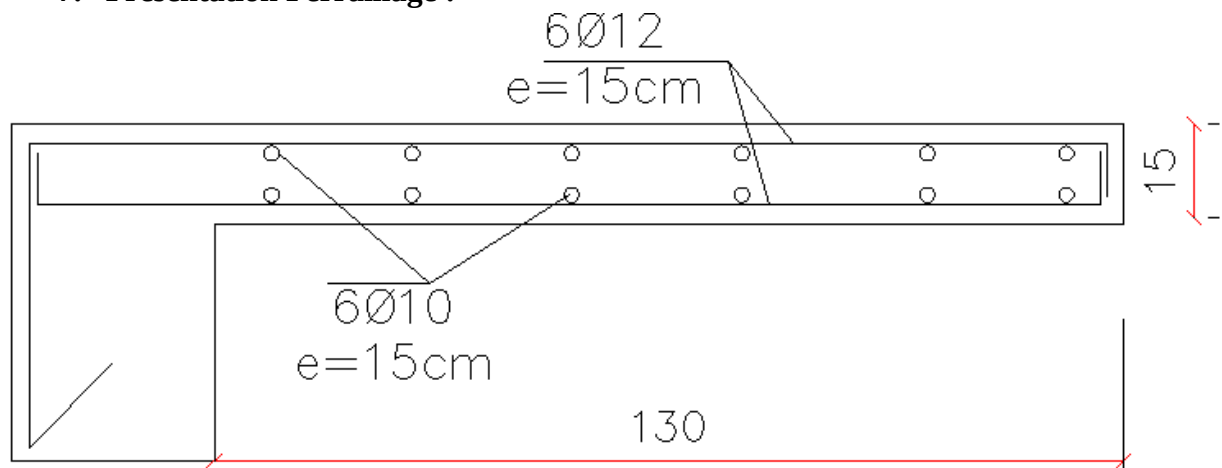
7. Présentation Ferrailage :

FIG. III.5.3: Schéma de ferrailage du balcon.

A decorative graphic of a scroll, rendered in a light gray color. It features a central rectangular area with rounded corners, and a vertical strip on the left side that resembles a scroll's binding. The scroll is positioned in the center of the page.

CHAPITRE IV
ETUDE DYNAMIQUE

1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

2. Méthode de calcul :

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mener suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode statique équivalente.

2.1. Méthode statique équivalente:**- Principe:**

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

2.2. Méthode d'analyse modale spectrale:**- Principe :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

3. Calcul Des Actions Sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale):**3.1. Présentation du logiciel de calcul :**

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse, et logiciel **ROBOTStructural analyses Professional**.

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

-Description de logiciel ROBOT :

- Il est connu exclusivement pour le calcul des bâtiments, il permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiment grâce à une interface graphique.
- Il permet une descente de charge automatique et rapide.
- Calcul automatique de centre de Torsion et centre de Masse ainsi que la prise en compte implicite de l'excentricité accidentelle.
- Les voiles sont modélisés comme des éléments (dalle) à (04 nœuds).
- Les Poteaux et les Poutres sont modélisés comme des éléments (barre) à (02 nœuds), (chaque nœud ayant (06) degré de liberté).
- Les Plancher sont considérés rigides dans leur plans et sont simulés par des diaphragmes.

-but de l'analyse dynamique:

-Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.

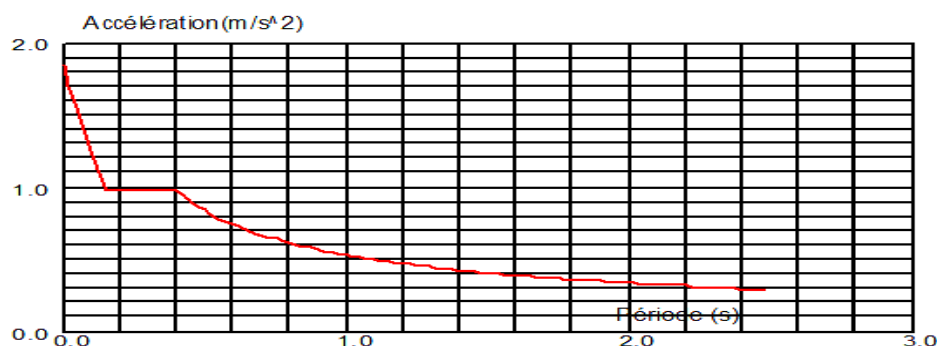
-Déterminer les modes et les périodes propres.

ROBOT considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considérées concentrées au niveau de chaque plancher.

-La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharges d'exploitation ($\beta = 0,2$) **tab.4.5.RPA99-v2003**.

3.2. Détermination des paramètres du spectre de réponse:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$



- Coefficient d'accélération A:
 - Zone(IIa) D'après la classification sismique de wilaya de SETIF (RPA 99)
 - Groupe d'usage 2 puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
 - Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A = 0.15**

- Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 5**

- Facteur de correction d'amortissement "η":

$$\xi = 7 \% \text{ Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0.88 \geq 0.7 \quad \eta = \mathbf{0.881} \quad \longrightarrow$$

- Période T1 et T2 du site considéré:

$$\begin{cases} T1 = 0.15 \text{ s} \\ T2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$$

- Facteur de qualité Q :

Tab.VI.1 .valeurs des pénalités **P_q** .

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Alors à partir de tableau on trouve: **Q = 1.15**

3.3. La disposition des voiles :

La disposition des voiles doit satisfaire plusieurs conditions

les voiles doivent reprendre au plus 20% des charges verticales;

- les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques; proportionnellement à leurs rigidités relatives;
- les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage;
- l'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion ne doit dépasser 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment;
- les contraintes de cisaillement dans les voiles et les poteaux ne doivent pas dépasser les contraintes limites propres à chaque élément;
- un pourcentage d'armature longitudinal ne dépasse pas le pourcentage maximal;
- les périodes propres ne varient pas entre deux modes successifs.

1.4. Analyse de la structure :

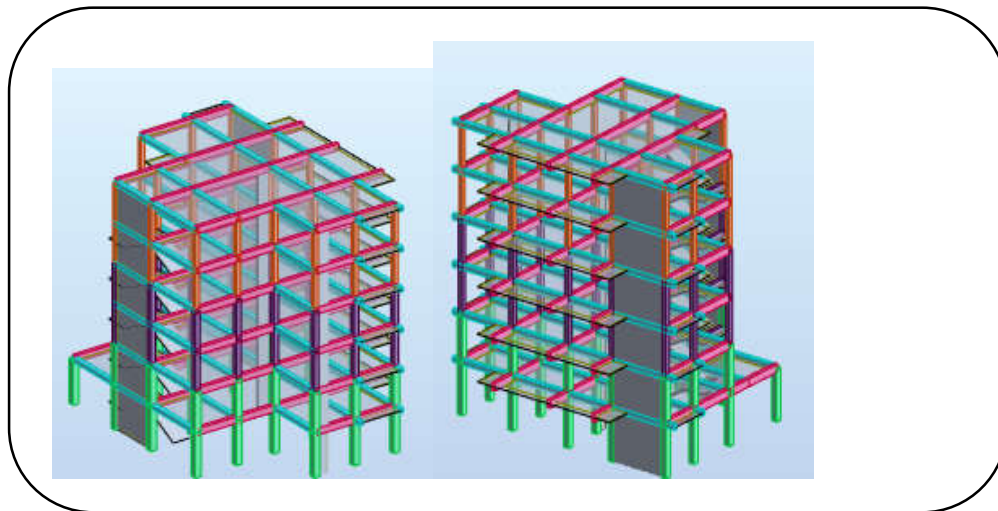


Fig VI.1 .Structure 3D



Fig.IV.2 .Première variante

Tab.IV.2: Périodes et factures de participation massique modale (1 ère variante).

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
5/ 1	0.75	0.10	59.44	0.10	59.44	707665.28	707666.07
5/ 2	0.54	72.60	59.71	72.50	0.27	707665.28	707666.07
5/ 3	0.41	72.85	70.87	0.25	11.16	707665.28	707666.07
5/ 4	0.29	72.91	71.09	0.06	0.23	707665.28	707666.07
5/ 5	0.26	72.91	81.93	0.00	10.84	707665.28	707666.07
5/ 6	0.22	73.54	81.98	0.63	0.04	707665.28	707666.07
5/ 7	0.18	81.41	81.99	7.87	0.01	707665.28	707666.07
5/ 8	0.18	82.86	82.01	1.46	0.02	707665.28	707666.07
5/ 9	0.17	83.52	82.23	0.66	0.21	707665.28	707666.07
5/ 10	0.16	83.57	83.53	0.05	1.30	707665.28	707666.07

La période de 1 ère mode $T_r = 0.75$ s

La période de RPA = $C_t \cdot h_n^{3/4}$

$C_t = 0.050$ $h_n = 18.70$ m

→ $T_{rpa} = 0.44s < T_r = 0.75$ s → structure souple on a besoin des voile pour rigidifier la structure

- Périodes et factures de participation massique modale :**



FigIV.3 Désième variante

Tab.IV.3: Périodes et factures da participation massique modale (deuxième variante).

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
5/ 1	0.46	68.71	0.00	68.71	0.00	707665.28	707666.07
5/ 2	0.37	68.73	41.34	0.02	41.34	707665.28	707666.07
5/ 3	0.33	68.74	60.00	0.01	18.66	707665.28	707666.07
5/ 4	0.23	68.84	62.32	0.10	2.32	707665.28	707666.07
5/ 5	0.20	69.02	62.32	0.19	0.00	707665.28	707666.07
5/ 6	0.18	74.28	64.65	5.26	2.33	707665.28	707666.07
5/ 7	0.17	76.74	70.95	2.46	6.30	707665.28	707666.07
5/ 8	0.16	78.22	73.73	1.48	2.77	707665.28	707666.07
5/ 9	0.16	80.79	74.95	2.57	1.23	707665.28	707666.07
5/ 52	0.05	93.45	88.87	0.20	0.94	707665.28	707666.07
5/ 53	0.05	93.55	90.49	0.10	1.62	707665.28	707666.07
5/ 54	0.05	93.57	90.50	0.01	0.01	707665.28	707666.07

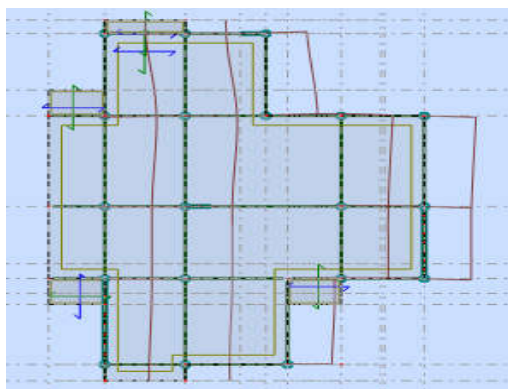
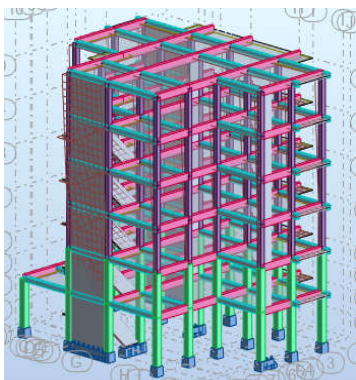


Fig IV.4 .Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan

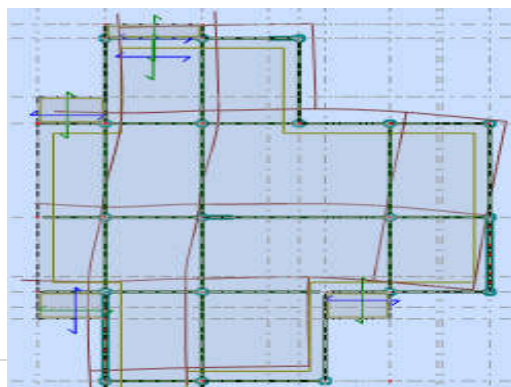
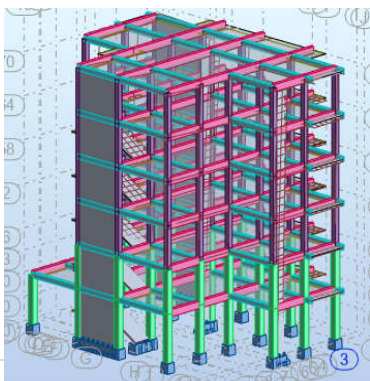


Fig IV.5 .Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan

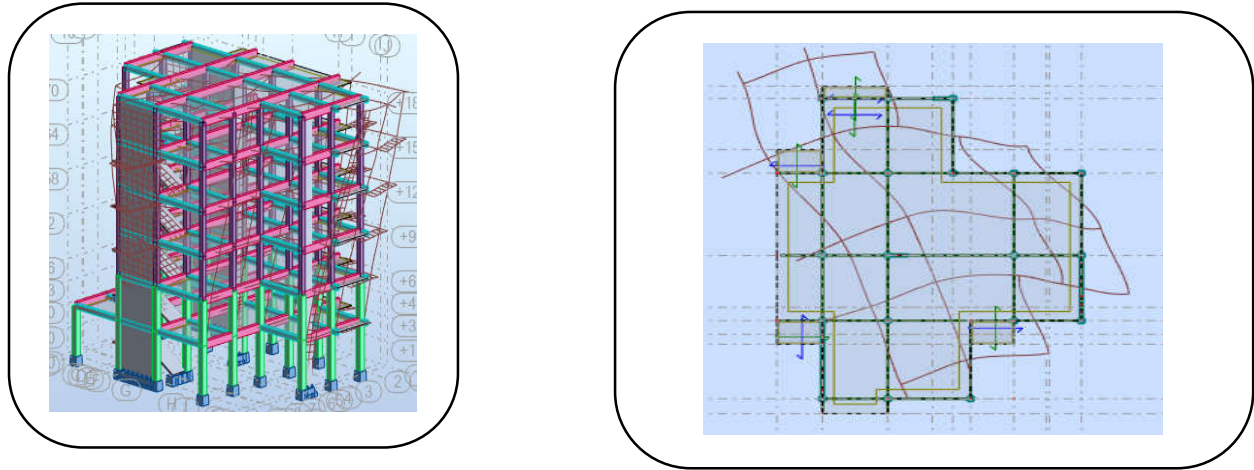


Fig IV.6 Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan

Conclusion :

- ✓ on constate qu'il faut 33 modes pour attendre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a
- ✓ le 1^{er} mode est un mode translation selon l'axe X avec 68.71 % de participation de masse modale.
- ✓ le 2^{ème} mode est un mode translation selon l'axe Y avec 41.34 % de participation de masse modale.
- ✓ le 3^{ème} mode est mode torsion pure.
- ✓ on constate que la majorité des modes sont indépendants (les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion).

2. Distribution des Forces Sismiques :

L'effort tranchant au niveau e l'étage K est donné par la formule :

$$K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Tab.IV.4: L'effort tranchant au niveau e l'étage K

ETAGE	FX [kN]	FY [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]	FZ [kN]	FZ sur les poteaux	FZ sur les voiles [kN]
-------	---------	---------	-------------------------	------------------------	-------------------------	------------------------	---------	--------------------	------------------------

								[kN]	
rdc	651.93	538.89	229.74	422.19	179.63	436.88	-8447.3	-6655.68	-1791.62
1	629.09	516.98	257.17	371.92	172.33	435.91	-6956.92	-5249.07	-1707.85
2	589.87	481.37	365.98	223.89	160.46	405.27	-5614.39	-4044.4	-1569.99
3	515.37	422.67	340.17	175.2	140.89	351.18	-4275.1	-3084.7	-1190.4
4	406.84	340.94	232.72	174.12	113.65	275.34	-2936.21	-2093.49	-842.71
5	258.38	223.16	210.02	48.36	74.39	130.75	-1599	-1087.6	-511.4

Tab.IV.5 l'efforts reduits sur les poteaux et les voiles

FX [kN]	FY [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
3051.48	2524.01	1635.80	1415.68	841.34	2035.33	-29828.92	-22214.94	-7613.97

• **Justification selon RPA 99-v2003 (Art : 3.4.4a)**

Pour la justification de l'interaction portiques – voiles, on doit vérifier :

* Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales

* Les sollicitations verticales totales de la structure : 29828.92 KN

* Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 7613.97 KN

$$7613.97/29828.92 = 0.25 = 25.52 \%$$

* Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage. (Les valeurs de logiciel Robot)

Suivant X :

* L'effort tranchant total à la base 3051.48 KN

* L'effort tranchant à la base repris par les portiques 1635.80 KN

$$1635.80 / 3051.48 = \text{Donc : } 53.61 \% \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Suivant Y :

* L'effort tranchant total à la base 2524.01 KN

* L'effort tranchant à la base repris par les portiques 841.34 KN

$841.34 / 2524.01 = \text{Donc : } 33.33 \% \rightarrow \text{condition vérifiée}$

Remarque: La Structure est à système de contreventement par des voiles et des portiques.

• **Effort tranchant de la base :**

$V_x=305.15 \text{ t}; V_y=252.40 \text{ t.}$

❖ **Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure**

❖ **Résultante des forces sismiques à la base V_t**

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être Inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V , soit : $V_t > 0.8 V$ Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont Comme suit :

- { Effort sismique dans le sens X..... $V_t=V_x=305.15 \text{ t}$
- { Effort sismique dans le sens Y..... $V_t=V_y=252.40 \text{ t.}$

V.5.Calcul Des Actions Sismiques (Selon Méthode Statique Equivalente) :

R.P.A.99/V2003 (article : 4-2-3) (page : 44 ,45)

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée

Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

_ V : Effort tranchant a la base.

_ A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone Sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Tab.IV6: coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	Zone			
	I	II a	II b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Zone II a, Groupe 2 $\Rightarrow A = 0.15$

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du Facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la Structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(T_2/T \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta \left(T_2/T \right)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

_ **T₂** : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7**.

_ **η** : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{[(7/2) + \xi]} \geq 0.7$$

(Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : Est donner par le tableau 4.2 de RPA99-vr2003 (p = 46)

Tab.IV7 : Valeurs de ξ (%)

	Portique		Voile-murs
Remplissage	Béton Armé	Acier	Béton Armé /maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

_ $\xi = 7\%$ Donc : $\eta \Rightarrow \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0.88$

L'analyse dynamique de nous structure a permis d'obtenir les résultats suivants :

- La période fondamentale $T_y(\text{dyn}) = 0.46 \text{ s}$
- La période fondamentale $T_x(\text{dyn}) = 0.37 \text{ s}$
- **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue

par les **formules 4-6 et 4-7 du RPA99, version2003** $T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4,6) du RPA99, version2003 p31 → $C_T = 0,050$

D : la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considérée

$$\text{Donc } T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$$T = 0.05 \times (18.70)^{3/4} = 0.46 \text{ sec}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 18.70}{\sqrt{14.70}} = 0.44 \text{ sec}$$

$$\Rightarrow T_x = \min(0.46; 0.44) = 0.44 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 18.70}{\sqrt{19.50}} = 0.38 \text{ sec}$$

$$\Rightarrow T_y = \min(0.46; 0.38) = 0.38 \text{ sec}$$

$$\frac{T_{ex}}{T_{x(dyn)}} < 1.3 ; T_{ex} \times 1.3 = 0.44 \times 1.3 = 0.57 \text{ sec} > T_{X(dyn)} = 0.46 \dots (CV)$$

$$\frac{T_{ey}}{T_{y(dyn)}} < 1.3 ; T_{ey} \times 1.3 = 0.38 \times 1.3 = 0.50 \text{ sec} > T_{Y(dyn)} = 0.37 \dots (CV)$$

D'après l'article (4.2.4) de RPA99/version2003 :

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux Valeurs, d'où :

- Sens longitudinale : $T_x = 0.44 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_x \leq 3.0 \text{ s}$)
- Sens transversale : $T_y = 0.38 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_y \leq 3.0 \text{ s}$)

Donc: $T_x = 0.44 \text{ s}$, $T_y = 0.38 \text{ s}$

Alors la facture d'amplification dynamique moyenne :

$$D = 2.5 \times \eta \times (T_2/T)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.88 \times (0.4/0.44)^{2/3} \Rightarrow D_x = 2.06$$

$$D_y = 2.5 \times 0.88 \times (0.4/0.38)^{2/3} \Rightarrow D_y = 2.28$$

_ Q : Facture de Qualité :

Sa valeur et déterminer par la formule : $Q = 1 + \Sigma P_q$

On trouve : **Q=1.2** Tableau IV.1 →

_ R : coefficient de comportement global de la structure. Donnée par le tableau 4.3 RPA99 Structure mixte (Portique et voile) ==> **R= 5.**

W : poids de la structure qui est égal à la somme des poids **W_i** calculés à chaque niveau (i) par la formule: $W = \sum W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : La charge d'exploitation

β : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA99-v2003)

Pour un bâtiment a usage d'habitation (β= 0.20).

Le poids de chaque Niveau de la bâtiments et donnée par la logiciel ROBOT

Tab.IV.8 : Le poids de chaque Niveau de la bâtiments

ETAGE	Masse
rdc	122096.17
1	109668.39
2	109668.39
3	109668.39
4	109668.39
5	146963.76
Σ	707733.49

Donc : $W = 707733.49 \text{ kg} = 707.733 \text{ t}$

Alors : $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

Tableau récapitulatif :

Tab.IV.9 : Calcul Des Actions Sismiques

Sens	A	R	D	Q	W (t)	V(t)
Longitudinal (XX)	0.15	5	2.06	1.15	707.73	50.41
Transversal (YY)	0.15	5	2.28	1.15	707.73	55.59

$$\frac{V_{dyn}}{V_{stat}} > 0.8$$

- Effort sismique dans le sens X..... $V_t = V_x = 305.15 \text{ t}$
- Effort sismique dans le sens Y..... $V_t = V_y = 252.40 \text{ t}$.

Sens longitudinal: $\frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{305.15}{50.41} = 6.05 > 0.8 \rightarrow \text{Condition Vérifier.}$

Sens transversal: $\frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{252.40}{55.59} = 4.54 > 0.8 \rightarrow \text{Condition Vérifier}$

1. Distribution de la résulté de forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques a' la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (art.4.2.5.RPA99_V2003)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivant :

$$\begin{cases} \text{Si } T > 0.7 \text{ sec} & F_t = 0.07 \times T \times V \\ \text{Si } T \leq 0.7 \text{ sec} & F_t = 0 \end{cases}$$

F_i : Les forces sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivant :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum (W_j \times h_j)}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i.

h_i : Niveau du plancher ou s'exerce la force i.

h_j : Niveau du plancher quelconque i.

W_i, W_j : Poids revenant

$$\boxed{\times} V_x = 305.15 \text{ KN}$$

$$T \leq 0.7 \text{ sec} \quad F_t = 0$$

Tab.IV.10 : Distribution de la résulté de forces sismiques sens X

Niveau	wi	hi	Vx-Ft	Wi×hi	fi
rdc	122096.17	3.4	305.15	415126.978	15.81
1	109668.39	6.46	305.15	708457.7994	26.99
2	109668.39	9.52	305.15	1044043.073	39.77
3	109668.39	12.58	305.15	1379628.346	52.55
4	109668.39	15.64	305.15	1715213.62	65.34
5	146963.76	18.7	305.15	2748222.312	104.69
			$\sum W_i \times h_i$	8010692.128	

$$V_y = 252.40 \text{ t.}$$

$$\boxed{\times} T \leq 0.7 \text{ sec} \quad F_t = 0$$

Tab.IV.11 : Distribution de la résulté de forces sismiques sens Y

Niveau	wi	hi	Vx-Ft	Wi×hi	fi
--------	----	----	-------	-------	----

rdc	122096.17	3.4	252.40	415126.978	13.08
1	109668.39	6.46	252.40	708457.7994	22.32
2	109668.39	9.52	252.40	1044043.073	32.90
3	109668.39	12.58	252.40	1379628.346	43.47
4	109668.39	15.64	252.40	1715213.62	54.04
5	146963.76	18.7	252.40	2748222.312	86.59
			$\sum W_i \times h_i$	8010692.128	

2. Vérification des déplacement :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k : \quad \delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

Déplacement Horizontal

a chaque niveau < k > de la structure.

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i .

R : coefficient de comportement (R= 5).

Δ_k : Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

L'article 5.10 du RPA99/version2003 :

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que : $\Delta_K \leq 0.01 \times h_e$.

Avec : **he**: étant la hauteur de l'étage considéré.

$$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$$

Δ_{adm} : Déplacement admissible (égale à (1%he= 0,01 he).

- Sens Longitudinal:**

Tab.IV.12 : Les Déplacements Du aux Force Sismiques Au sens Longitudinal (XX).

Etage	δ_{eky} [cm]	$\delta_K = dr U_x$ [cm]	$\Delta_{adm} = 1\% (cm)$	$\delta_K < \Delta_{adm}$
rdc	0.3	0.3	3.40	cv
1	0.8	0.5	3.06	cv
2	1.7	0.9	3.06	cv
3	2.6	0.9	3.06	cv
4	3.6	1	3.06	cv
5	4.4	0.8	3.06	cv

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{RDC :} \\ \text{Etage courant :} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \Delta_{\text{adm}} = 0.01 \times 3.40 = 0.0340\text{m} = 3.40 \text{ cm} \\ \Delta_{\text{adm}} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306\text{m} = 3.06 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Sens Transversal:**

Tab.IV.13: Les Déplacements Du aux Force Sismiques au sens Transversal (YY).

Etage	δ_{ky} [cm]	$\delta_K = dr Uy$ [cm]	$\Delta_{\text{adm}} =$ 1% (cm)	δ_K < Δ_{adm}
RDC	0.1	0.1	3.40	cv
1	0.4	0.2	3.06	cv
2	0.7	0.4	3.06	cv
3	1.1	0.4	3.06	cv
4	1.6	0.5	3.06	cv
5	2.2	0.6	3.06	cv

Donc : Les Dépassements Relatifs inter-étages sont Vérifiés et par conséquent le critère de justification de la Sécurité de (Article : 5.10) (Page : 63) du RPA99-v2003 et **Vérifier**.

3. Vérification VIS-A-VIS De L'effet P- Δ :

RPA99-v2003 (Art:5.9) (Page : 63).

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{Pk \times \Delta k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

— **P_k**: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k.

— **Δ_k** : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

— **V_k**: Effort tranchant d'étage au niveau k.

— **h_k**: Hauteur de l'étage k

- **Sens Longitudinal :**

Tab.IV.14: Vérification a L'effet (P- Δ) < Sens Longitudinal >.

Etage	W [t]	P _k [t]	Δ_k [m]	V _x [t]	h _k [m]	Θ	≤ 0.1
RDC	122.10	122.10	0.003	305.15	3.40	0.0004	C.V
1	109.67	231.76	0.005	305.15	3.06	0.0012	C.V
2	109.67	341.43	0.009	305.15	3.06	0.0033	C.V
3	109.67	451.10	0.009	305.15	3.06	0.0043	C.V

4	109.67	560.77	0.01	305.15	3.06	0.0060	C.V
5	146.96	707.73	0.008	305.15	3.06	0.0061	C.V

• **Sens Transversal :**

Tab.2.15: Vérification a L'effet (P-Δ) < Sens Transversal >.

Etage	W [t]	Pk[t]	Δ _k [m]	V _y [t]	h _k [m]	Θ	≤ 0.1
RDC	122.10	122.10	0.001	252.40	3.40	0.0001	C.V
1	109.67	109.67	0.002	252.40	3.06	0.0003	C.V
2	109.67	109.67	0.004	252.40	3.06	0.0006	C.V
3	109.67	109.67	0.004	252.40	3.06	0.0006	C.V
4	109.67	109.67	0.005	252.40	3.06	0.0007	C.V
5	146.96	146.96	0.006	252.40	3.06	0.0011	C.V

Alors : $\Theta_k \leq 0.1$

Donc : L'effet (P-Δ) est négligeable pour les deux directions.

4. Vérification au Renversement:

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante : $\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$

- **M_s** : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

W : le poids total de la structure.

L : Dimension de la structure (Largeur Ou Longueur).

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

• **Sens Longitudinal :**

$$M_s = W \times L/2 = 707.733 \times 14.70/2 = 2501.84 \text{ t.m.}$$

Tab.IV.16: Le moment de RENVERSEMENT provoqué par effort sismique sens XX.

Etage	Fi	hi(m)	fi x hi
rdc	15.81	3.4	53.77
1	26.99	6.46	174.34
2	39.77	9.52	378.61
3	52.55	12.58	661.12

4	65.34	15.64	1021.87
5	104.69	18.7	1957.65
Mrx = Σfixhi			4247.35

Vérifications : $\frac{Ms}{Mr} = \frac{2501.84}{4247.35} = 1.22 \geq 1.5$ Condition Vérifier.

- **Sens Transversal:**

$$M_s = W \times L/2 = 707.733 \times 19.71/2 = 6903.96 \text{ t.m.}$$

Tab.IV.17 : Le moment de RENVERSEMENT provoqué par effort sismique sens YY.

Etage	Fi	hi(m)	fi x hi
rdc	13.08	3.4	44.47
1	22.32	6.46	144.20
2	32.90	9.52	313.17
3	43.47	12.58	546.84
4	54.04	15.64	845.23
5	86.59	18.7	1619.25
Mrx = Σfixhi			3513.17

Vérifications : $\frac{Ms}{Mr} = \frac{6903.96}{3513.17} = 1.97 \geq 1.5$ Condition Vérifier.

-DONC :La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

9. Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure:

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités.

9.1. Centre de gravité des masses :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \text{ Et } Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

- **M_i** : la masse de l'élément i.
- **X_i, Y_i** :les coordonné du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global

9.2. Centre de gravité des rigidités:

Les coordonnés du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après Avec :

$$e_{cj} = \sum I_{jy} \frac{X_j}{I_{jy}} \quad ; \quad e_{cj} = \sum I_{jx} \frac{Y_j}{I_{jx}}$$

I_{yi} : Inertie de l'élément i dans le sens y .
 X_i : Abscisse de l'élément I_{yi} .
 I_{xi} : Inertie de l'élément i dans le sens x .
 Y_i : Ordonnée de l'élément I_{xi} .

9.3. L'excentricité:

L'excentricité est la distance entre le **Centre de Gravité des Masses** et le **Centre de Torsion**, donnée par les formules suivant :

$$e_x = X_{cm} - X_{cr}$$

$$e_y = Y_{cm} - Y_{cr}$$

9.3 .1. L'excentricité Théorique:

$$e_y = |y_{cm} - y_{ct}|$$

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

e_x : Excentricité théorique suivant x .

e_y : Excentricité théorique suivant y .

9.3 .2. L'excentricité Accidentelle:RPA99-v2003 (Art : 4.3.7) (Page59).

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L 'étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Donc:

$$\text{Sens-X : } e_{\text{Acc}} = 0.05 \times L_x = 0.05 \times 14.70 \Rightarrow e_{\text{Acc}} \approx 0.735 \text{ m}$$

$$\text{Sens-Y : } e_{\text{Acc}} = 0.05 \times L_y = 0.05 \times 19.51 \Rightarrow e_{\text{Acc}} = 1 \text{ m.}$$

Toutes ces caractéristiques géométriques et massique sont calculer par logiciel **ROBOT** et nous avons résumé dans les tableaux suivant : **RPA99-v2003** (Art : 4.3.7) (Page : 59).

- Le tableau ci-après résumé les résultats des différents Centre de Gravité, de Rigidité et L'excentricité théorique :

Tab.IV.18: Caractéristiques Massique de la Structure.

Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	Centre de Rigidité	ExcentricitéThéor.	
RDC	122096.17	4.72 8.21 3.39	R (x, y, z) [m]	ex [m]	ey [m]

Etage 1	109668.39	4.12 8.91 6.45	4.65 13.29 2.41	0.07	0.52
Etage 2	109668.39	4.12 8.91 9.51	4.65 13.39 5.58	0.53	0.06
Etage 3	109668.39	4.12 8.91 12.57	4.64 13.86 8.73	0.52	0.01
Etage 4	109668.39	4.12 8.91 15.63	4.64 13.86 11.79	0.52	0.01
Etage 5	146963.76	4.42 8.78 18.70	4.64 14.01 14.90	0.52	0.03
Etage 6	146963.76	4.42 8.78 18.70	4.64 16.98 18.04	0.22	2.74

Conclusion dynamique:

Après tous ces contrôles, nous pouvons dire que notre structure est une structure parasismique.

Les tableaux de l'annexe nous donnent les résultats adoptés par ROBOT 2025, ces résultats.

Les différentes contraintes des éléments principaux de la structure sont-elles utilisées pour

Calculez les armatures de ces éléments qui viendront dans notre prochain chapitre (calcul

Des éléments principaux).

A decorative graphic of a scroll with a light gray background and a darker gray border. The scroll is unrolled, with the top and bottom edges showing a dark gray border. The text is centered within the unrolled portion of the scroll.

Chapitre V

Calcul Des Eléments

Structuraux

1 Introduction :

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferraillements doivent être réalisés de manière à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur BAEL 91 et RPA 99 nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

Hypothèses :

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque type des poteaux, où l'on adopte généralement le même ferraillement pour les poteaux du même niveau ;
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée ;
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique ;
- Les armatures obtenues sont calculées à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les situations présentées dans

Le tableau ci-après:

Tableau V.1 : Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

2 Etude des poutres :

2.1 Combinaison de calcul :

Après la détermination des sollicitations M et T, on procède au ferraillement avec les combinaisons les plus défavorables à savoir

Selon BAEL91 : ELU : $1,35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

Selon RPA99/2003 : $G + Q + E$

$0.8G \pm E$

2.2 Etapes à suivre :

2.2.1 Les armatures longitudinales :

Recommandation du L'RPA99 (version 2003):

▪ Armatures minimales : $0.5\% \times B$

▪ Armatures maximales $\left\{ \begin{array}{ll} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone de recouvrement} \end{array} \right.$

▪ La longueur de recouvrement est de:

$40\varnothing$ en zone I et II

Avec : **B** : Section de la poutre.

2.2.2 Les armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_{tmin} = 0.003 \times S \times b$

Avec :

b : Largeur de la section et

S : L'espacement des armatures transversales.

- L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

☒ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min (h/4 ; 12\varnothing)$$

☒ En dehors de la zone nodale :

$$S \leq \frac{h}{2}$$

Règlement BAEL91 :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

2.3 Sollicitation du calcul :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "Robot Bat", on obtient les résultats suivants :

	(E.L.U): 1.35G+1.5Q		(E.L.S G+Q		ACC:G+Q+E		ACC:0.8G+E		Efforts tranchants
Moments	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	T [KN]
P. P (30x50)	88.13	69.1	64.33	50.5	62.72	64.51	42.72	43.16	112.49
P.S (30x35)	51.51	81.12	37.22	58.67	37.15	59.92	23.02	37.98	107.61

TAB V.2 récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts tranchants.

• **Étapes de calcul des armatures longitudinales :**

❖ **En Travée**

➤ **ELU :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

✓ **Poutre principale :** $b = 30 \text{ cm}$, $h = 50 \text{ cm}$, $d = 47 \text{ cm}$

✓ **Poutre secondaire :** $b = 35 \text{ cm}$, $h = 35 \text{ cm}$, $d = 32 \text{ cm}$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0, \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] ; \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

		M (N,m)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)
Poutre principal	Travée	88130.00	0.1511	0,392	0.2058	0.9177	6.49
Poutre secondaire	Travée	51510.00	0.0883	0,392	0.1158	0.9537	4.19

➤ **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'ya aucune vérification concernant σ_s .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée : $\alpha \leq \bar{\alpha} =$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

• **Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art7.5.2.1) :**

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 6 \text{ cm}^2$$

• **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :**

4% en zone courante .

6 % en zone de recouvrement .

• **Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (ArtB.6.4) :**

✓ **Poutre principal :** $A_{\min} = 0.1\% (b \times h)$

✓ **Poutre Secondaire :** $A_{\min} = 0.1\% (b \times h)$

• **Condition de non fragilité :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

✓ **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :**

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.5\% b \times h \quad (\text{art. 7.5.2.1})$$

➤ **ELS :**

Travée :

	M (N,m)	μ	μl	α	β	A (cm ²)
Poutre principal	88130.00	0.1511	0,392	0.2058	0.9177	6.49
Poutre secondaire	51510.00	0.0883	0,392	0.1158	0.9537	4.19

❖ **En Appuis :**➤ **ELU :**

	M (N,m)	μ	μl	α	β	A (cm ²)
Poutre principal	62720.00	0.1075	0,392	0.1426	0.9430	4.49
Poutre secondaire	37150.00	0.0489	0,392	0.0627	0.9749	2.57

◆ **Tableau Récapitulatif :**

	Eléments	$A_{\text{calcul}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{min bael}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_m' \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{max}} \text{ (cm}^2\text{)}$	ferrailage	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Poutre principal	Travée	4.93	1.70	1.50	4.93	6T14+2T12	11.50
	Appuis	3.46	1.70	1.50	3.46	6T14	9.24
Poutre secondaire	Travée	4.94	1.16	1.05	4.94	6T14	9.24
	Appuis	3.00	1.16	1.05	3.00	6T14	9.24

Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)• **Les Poutres Principales**

				condition
$h/L \geq M_t/15M_0$	0.0820	0.0850		N.V
$A/b.d \leq 4.2/fe$	0.0028	0.0105		V
$h/L \geq 1/22.5$	0.0820	0.0625		V

Il faut change dimension h de poutre pour vérifier**Choisit h = 55 cm**

				condition
$h/L \geq M_t/15M_0$	0.0902	0.0850		V
$A/b.d \leq 4.2/fe$	0.0028	0.0105		V
$h/L \geq 1/22.5$	0.0902	0.0625		V

• **Les Poutres Secondaires**

			condition
$h/L \geq 0.85 M0/15M0$	0.0753	0.0850	CV
$A/b.d \leq 4.2/fe$	0.0028	0.0105	V
$h/L \geq 1/22.5$	0.0753	0.0625	V

Il faut change dimension h de poutre pour vérifier

Choisit h = 40 cm

			condition
$h/L \geq 0.85 M0/15M0$	0.0860	0.0850	V
$A/b.d \leq 4.2/fe$	0.0028	0.0105	V
$h/L \geq 1/22.5$	0.0902	0.0625	V

2.4 Ferrailage des armatures transversales :

➤ Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que $\tau_u^{\max} \leq \bar{\tau}$ avec :

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) \text{ fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) \text{ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

✓ on étudie avec fissuration peu préjudiciable.

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right)$$

• Poutre principale :

$$V_u^{\max} = 112.49 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{112490}{300 \times 530} = 0.71 \text{ Mpa} < \min \{3.33 ; 5\} \dots \text{cv}$$

• Poutre secondaire :

$$V_u^{\max} = 107.61 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{107610}{300 \times 370} = 0.97 \text{ Mpa} < \min \{3.33 ; 5\} \dots \text{cv}$$

Influence De L'effort Tranchant Sur Les Armatures Longitudinales :

Au droit d'un appui ou existe un moment M (moment de continuité), la section A des armatures inférieures doit être elle que l'on ait :

$$A \geq \frac{1,15}{f_c} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9.d} \right)$$

- **Poutre principale :**

$$V_u = 112.49 \text{ KN} \quad M_u = 69.10 \text{ KN}$$

$$A_s = 8.42 \text{ cm}^2 > 1.15/40000 \times (112490 - (69100/0.9 \times 53)) = 3.19 \text{ cm}^2 \text{ .(condition vérifier)}$$

- **Poutre secondaire :**

$$V_u = 107.61 \text{ KN} \quad M_u = 81.12 \text{ KN}$$

$$A_s = 6.16 \text{ cm}^2 > 1.15/40000 \times (107610 - (69100/0.9 \times 37)) = 3.04 \text{ cm}^2 \text{ .(condition vérifier)}$$

2.5 Les Armatures transversales :

2.5.1 Poutre principale :

- **Le diamètre : BAEL91 (art A.7.2,2)**

$$\phi_t \leq \min (h / 35, \phi_L, b / 10)$$

$$\phi_t \leq \min (550 / 35, 16, 300 / 10) = 15.71 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

- **Espacement :**

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22): $S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 32.40 \text{ cm}$

D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_L^{\min}; 30 \text{ cm} \right) = 10 \text{ cm} \text{ dans la Zone nodale.}$$

$$S_t' \leq h / 2 = 25 \text{ cm} = 15 \text{ cm} \text{ dans la Zone courante.}$$

Avec : $L' = 2h = 110 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

1. La section de ferrailage transversal:

➤ **D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):**

$$S_t \leq \frac{A_t x f_e}{0,4 x b_0}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b_0 \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 55 \times 25}{400} \dots \dots \dots A_t = 1.1 \text{ cm}^2$$

➤ **D'après RP A 99 :**

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 25 \times 30 = 2,25 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max (A_t^{BAEL}; A_t^{RPA}) = A_t^{RPA}$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

2.5.2 Poutre secondaire :

- **Le diamètre : BAEL91 (art A.7.2,2)**

$$\phi_t \leq \min (h / 35, \phi_L, b / 10)$$

$$\phi_t \leq \min (400 / 35, 16, 300 / 10) = 11.42 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

• **Espacement :**

- D'après BAEI 91 (art A.5.1, 22): $S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 28.35 \text{ cm}$

- D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_L^{\min}; 30 \text{ cm} \right) = 10 \text{ cm} \quad \text{dans la Zone nodale.}$$

$$S_t' \leq h / 2 = 20 \text{ cm} = 15 \text{ cm} \quad \text{dans la Zone courante.}$$

Avec : $L' = 2h = 80 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

2. **La section de ferrailage transversal:**

➤ **D'après BAEI 91 (art A.5.1, 22):**

$$S_t \leq \frac{A_t x f_e}{0,4 x b_0}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b_0 \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 37 \times 20}{400} \dots \dots \dots A_t = 0,74 \text{ cm}^2$$

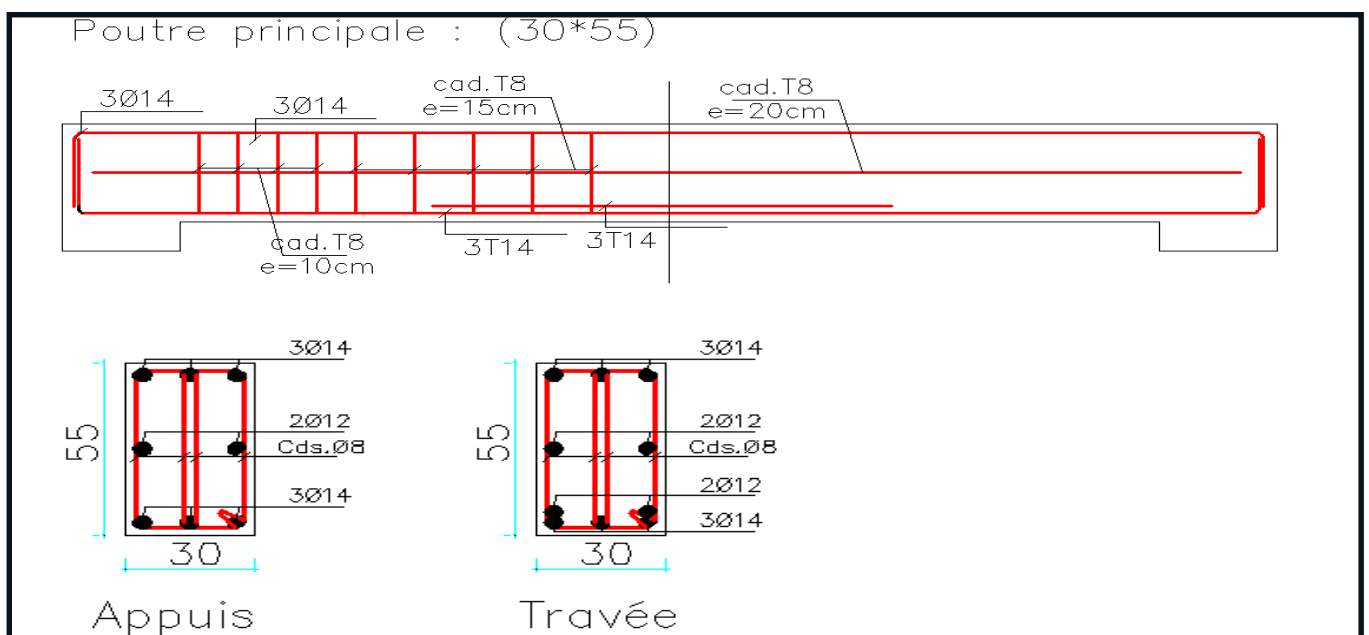
➤ **D'après RPA 99 :**

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 20 \times 40 = 2.40 \text{ cm}^2$$

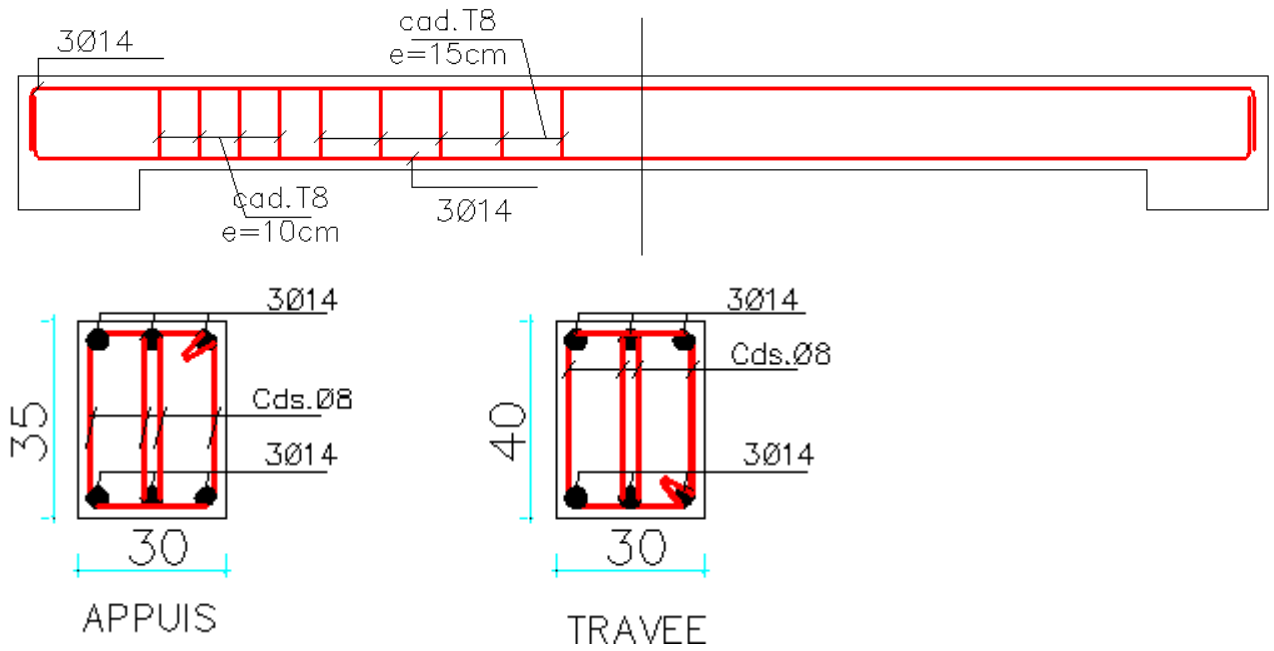
$$A_t \geq \max (A_t^{\text{BAEL}}; A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}}$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

3. **Présentation du ferrailage :**



Poutre secondaire : (30*35)



figV.1 ferrailage poutres

3 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

3.1 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	σ_b (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

3.2 calcul du ferrailage :

Une section soumise à la flexion composée est dite partiellement comprimée si:

- N est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.
- N est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie

$$N(d - c') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b \quad (B)$$

$$\quad \quad \quad (A)$$

- Le Moment fictif :

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A^f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

3.3 Combinaisons Des Charges:

Les combinaisons d'action:

En fonction du type de sollicitation, on distingue les combinaisons suivantes :

• Selon le BAEL :

- ELU : $1,35G + 1,5 Q$

- EL.S : $G + Q$

• Selon le RPA99 :

- $G + Q \pm E (M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$

$$-0,8 G \pm E \quad (N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$$

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l'ELU.

Recommandations du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (**article 7.4.2 page 48**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal en zone sismique **IIa** sera de :
 - $A_s \geq 0.8\%$ b.h en zone II.
- Leur pourcentage maximal :
 - 4% en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale des recouvrements est de:
 - 40ϕ en zone II.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone II.

❖ Résultats Obtenus :

Niveau	Section des poteaux (cm)	$A_{s_{\min}}$ RPA (cm ²)	$A_{s_{\max}}$ RPA (cm ²)	$A_{s_{\max}}$ RPA (cm ²)
RDC+1	45X45	16.2	81	121.5
Etage 2+3	35X35	9.8	49	73.5
Etage 4+5	30X30	7.2	36	54

3.4 Calcul de ferrailage des poteaux :

$C=3\text{cm}$; $d=h-c$; Acier Fe E = 400MPa ; $f_{c28}=25\text{MPa}$

$$\underbrace{N(d - c') - M_1}_{(I)} < \underbrace{\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \bar{\sigma}_b}_{(II)}$$

		1.35G+1.5Q		G+Q±E		G+Q		0.8G±E	
niveau	section	Nmax (KN)	Mcor (KN.m)	Ncor (KN)	Mmax (KN.m)	Nmax (KN)	Mcor (KN.m)	Nmin (KN)	Mcor (KN.m)
RDC+1	45X45	950.35	12.84	652.51	47.39	688.31	9.29	24.23	10.31
Etage 2	35X35	648.11	3.26	491.96	54.95	469.85	2.34	13.37	17.44
Etage 3+4+5	30X30	344.54	4.15	252.17	41.45	250.45	2.99	8.71	29.18

-Ferrailage longitudinal :

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.

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_1}{N} + e_a = e_0 + e_a$$

- e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.
- e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.
- e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

niveau	e_a	e_0	e_1
RDC+1	2	0.0135	2.014
Etage 2	2	0.0050	2.005
Etage 3+4+5	2	0.0120	2.012

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} < \max \left(15 ; \frac{20 \cdot e_1}{h} \right)$$

l_f : la longueur de flambement du poteau.

niveau	l_f	h	l_f / h	15	$20e_1/h$	condition
RDC+1	2.38	0.45	5.29	15	0.9	V
Etage 2	2.14	0.35	6.12	15	1.1	V
Etage 3+4+5	2.14	0.30	7.14	15	1.3	V

-Armatures transversales :

➤ **BAEL91 :(art A.8.1, 3)**

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

2/ leur espacement : $S_t \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

3/ La quantité des armatures transversales $\frac{A_t}{S_t \cdot b_1}$ en ‰ est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \text{ ‰}$

Si $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \text{ ‰}$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7L$)

➤ **RPA99(VER2003):**

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants

$\rho_a = 2.5$ Si $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3.75$ Si $\lambda_g < 5$.

S_t : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

- La zone courante : $S_t \leq 15 \phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

-Combinaison de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99 et BAEL 91 comme suit :

D'après le (RPA99ver 2003) art.5.2 :

- $G + Q \pm E$ (5-1)

- $0.8 G \pm E$ (5-2)

D'après le BAEL 91 :

$1.35 G + 1.5 Q$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

$N^{\max}$: $M^{\text{correspondant}}$

$N^{\min}$: $M^{\text{correspondant}}$

$M^{\max}$: $N^{\text{correspondant}}$

elu		g+q $\pm$ e		0,8g+e		els	
nmax (KN)	mcors (KN.m)	mmax (KN.m)	ncors (KN)	Nmin (KN)	Mcors (KN.m)	Nmax (KN)	Mcors (KN.m)
2020.30	42.74	112.62	1411.95	29.73	9.34	1470.72	31.14

-Ferrailage longitudinal :

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 :

$$e = e_1 + e_2 ; e_1 = e_a + e_0$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre

$$e_a = \max \left(2\text{cm}; \frac{L}{250} \right)$$

niveau	e_a	e_0	e_1
RDC+1	2	0.0135	2.014
Etage 2	2	0.0050	2.005
Etage 3+4+5	2	0.0120	2.012

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } l_f / h < \max (15 ; 20.e_1 / h)$$

l : hauteur totale du Poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau

h : longueur de section de poteau

$$l_f = 0,7 l_0$$

niveau	l_f	h	l_f / h	15	$20e_1/h$
RDC+1	2.38	0.45	5.29	15	0.9
Etage 2	2.14	0.35	6.12	15	1.1
Etage 3+4+5	2.14	0.30	7.14	15	1.3

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

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

ϕ : généralement on prend $\phi=2$

niveau	l_f	h	λ
--------	-------	-----	-----------

RDC+1	2.38	0.45	18.30
Etage 2	2.14	0.35	21.18
Etage 3+4+5	2.14	0.30	24.70

niveau	λ	h	α	e2	e
RDC+1	18.30	0.45	0.81	0.014	0.034
Etage 2	21.18	0.35	0.79	0.014	0.035
Etage 3+4+5	24.70	0.30	0.77	0.016	0.038

Les efforts corrigés seront :

$$A = (0.337 h - 0.81 c'). b.h. \sigma_b$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{ult}} . e$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2)$$

1) ELU :

Niveau	N (kN)	e	M corrigé (KN.m)
RDC+1	950.35	0.034	32.10
Etage 2	648.11	0.034	22.13
Etage 3+4+5	344.54	0.036	12.54

Niveau	h	c'	b	d
RDC+1	0.45	0.04	0.45	0.41
Etage 2	0.35	0.04	0.35	0.31
Etage 3+4+5	0.30	0.04	0.30	0.26

Niveau	Nu	Mu	Mua	A (N.m)	B (N.m)	A>B
RDC+1	950350.00	12840.00	178190.2	342903.38	173439.35	v
Etage 2	648110.00	3260.00	87935.0	148814.23	87054.75	v
Etage 3+4+5	344540.00	4150.00	38355.9	87798.60	37442.90	v

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

2) G+Q $\pm$ E :

Niveau	N (kN)	e	M corrigé (KN.m)
RDC+1	652.51	0.034	22.42
Etage 2	491.96	0.035	17.32
Etage 3+4+5	252.17	0.038	9.56

Niveau	Nu	Mu	Mua	A (N.m)	B (N.m)	A>B
RDC+1	652510.00	2242.39	121129.2	342903.38	120299.51	v

Etage 2	491960.00	1732.29	66648.5	148814.23	66180.74	v
Etage 3+4+5	252170.00	956.06	27843.9	87798.60	27633.53	v

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

3) $0.8G \pm E$:

Niveau	N (kN)	e	M corrigé (KN.m)
RDC+1	24.23	0.036	0.88
Etage 2	13.37	0.048	0.65
Etage 3+4+5	8.71	0.071	0.62

Niveau	Nu	Mu	Mua	A (N.m)	B (N.m)	A>B
RDC+1	24230.00	88.12	4498.9	342903.38	4466.25	v
Etage 2	13370.00	64.73	1813.7	148814.23	1796.21	v
Etage 3+4+5	8710.00	62.04	964.9	87798.60	951.28	v

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b b d^2} ; \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}; A_f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \beta d} ; A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s}$$

ELU	Niveau	M1 (N.m)	μ	$\mu \ell$	α	β	A (cm ²)	Af (cm ²)
	RDC+1	178190.15	0.16589	0,392	0.22819	0.9087	12.52	-14.79
	Etage 2	87934.95	0.18411	0,392	0.25645	0.8974	8.04	-10.58
	Etage 3+4+5	38355.90	0.13319	0,393	0.17936	0.9283	3.96	-5.94
G+Q E	RDC+1	121129.19	0.11277	0,392	0.14995	0.9400	8.23	-10.52
	Etage 2	66648.46	0.13954	0,392	0.18867	0.9245	5.92	-8.22
	Etage 3+4+5	27843.87	0.09669	0,393	0.12735	0.9491	2.81	-4.44
0.8G±E	RDC+1	4498.85	0.00321	0,392	0.00402	0.9984	0.27	-0.42
	Etage 2	1813.69	0.00291	0,392	0.00365	0.9985	0.15	-0.24
	Etage 3+4+5	964.92	0.00257	0,393	0.00322	0.9987	0.09	-0.16

❖ D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$A_{\min} = 0.8\% (h \times b) \dots \dots \dots \text{Zone II}$

- Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

$A_{\min} = 0.23 d.b.ft28/fe$

		Acalcu (cm ²)	Amin (cm ²)	Am' (cm ²)	Amax (cm ²)
ELU	RDC+1	12.52	16.20	2.45	16.20
	Etage 2	8.04	9.80	1.48	9.80
	Etage 3+4+5	3.96	7.20	1.09	7.20
G+Q+E	RDC+1	8.23	16.20	2.45	16.20
	Etage 2	5.92	9.80	1.48	9.80
	Etage 3+4+5	2.81	7.20	1.09	7.20

0.8G+E	RDC+1	0.27	16.20	2.45	16.20
	Etage 2	0.15	9.80	1.48	9.80
	Etage 3+4+5	0.09	7.20	1.09	7.20

	Amax (cm2)	Aadp (cm2)	ferraillage
RDC+1	16.20	16.68	6T16+4T12
Etage 2+3	9.80	12.06	6T16+2T14
Etage 4+5	7.20	8.42	4T14+2T12

- Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferraillage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser} , M_{ser})

la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

la contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

la contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

➤ Les poteaux sont calculés en flexion composée.

niveau	Nser (KN)	Mser (KN.m)
RDC+1	688.31	9.29
Etage 2	469.85	2.34
Etage 3+4+5	250.45	2.99

section	e0	h/6	$e0 \leq h/6$
RDC+1	0.0135	0.08	oui
Etage 2	0.0050	0.06	oui
Etage 3+4+5	0.0119	0.05	oui

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

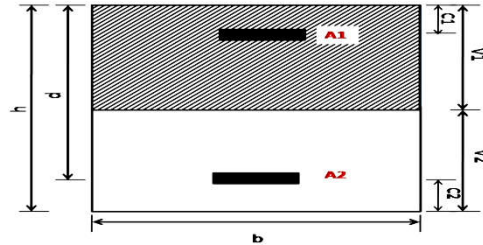
$$B_0 = b \times h + 15 \text{ (A)}$$

section	b	h	A	B0 (cm)
RDC+1	0.45	0.45	18.65	279.88
Etage 2	0.35	0.35	11.28	169.31
Etage 3+4+5	0.30	0.30	8.29	124.39

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$v_2 = h - v_1$$

Fig.VI.2 .section de poteau.



section	b	v1	v2	A1	A2	c	c'	I (cm4)
RDC+1	0.45	0.23	0.23	18.65	18.65	4.00	4.00	7971.17
Etage 2	0.35	0.18	0.18	11.28	11.28	4.00	4.00	4950.65
Etage 3+4+5	0.30	0.15	0.15	8.29	8.29	4.00	4.00	3684.91

$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c)^2 + A_2 \times (v_2 - c)^2)$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

niveau	Nmax (KN)	Mcor (KN.m)	B0 (cm²)	I (cm4)	v2	K=Mg/N	I/B0.V2
RDC+1	688.31	9.29	279.880	7971.17	0.23	0.0135	126.58
Etage 2	469.85	2.34	169.310	4950.65	0.18	0.0050	167.09
Etage 3+4+5	250.45	2.99	124.391	3684.91	0.15	0.0119	197.49

$$\sigma_b = \frac{N}{100 \cdot B_0} + \frac{M_G \cdot v_1}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

niveau	σ_s^1 (MPa)	σ_s^2 (MPa)	condition
RDC+1	24.86	15	V
Etage 2	27.83	15	V
Etage 3+4+5	20.26	15	V

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

- Armatures transversales :

- Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max .

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd}$$

Niveaux	Vu	b	h	τ
RDC+1	89670	450	450	0.443
Etage 2	67250	350	350	0.549
Etage 3+4+5	56570	300	300	0.629

$$\bar{\tau} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

Niveaux	τ'	τ	condition
RDC+1	3.33	0.443	v
Etage 2	3.33	0.549	v
Etage 3+4+5	3.33	0.629	v

-Calcul d'armature transversale:

Selon (**RPA99 version 2003**) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la

formule suivante :
$$\frac{At}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e=400\text{MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 \times L$)

Dans notre cas

niveau	Lf	a	b	λ_g	ρ_a
RDC+1	2.38	0.45	0.45	5.29	2.5
Etage 2	2.14	0.35	0.35	6.12	2.5
Etage 3+4+5	2.14	0.30	0.30	7.14	2.5

t : c'est l'espacement des armatures transversales

❖ La zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm})$ En zone II **RPA99/ver2003.[Art .7.4.2.2]**

enprend t=10 cm

❖ La zone courante : ($S_t \leq 15\phi_l$)..... En zone II **RPA99/ver2003.[Art .7.4.2.2]**

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

$S_t \leq 30\text{cm}$

-En prend $S_t = 15\text{ cm}$ dans la zone courante.

-Alors :

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t$$

en zone nodale :

Niveaux	ρ	Vu	h	fe	St	At(cm ²)	choisit	s
RDC+1	2.50	89670	450	400	100	1.25	6T8	3.02
Etage 2	2.50	67250	350	400	100	1.20	6T8	3.02
Etage 3+4+5	2.50	56570	300	400	100	1.18	4T8	2.01

en zone courant :

Niveaux	ρ	Vu	h	fe	St	At(cm ²)	choisit	s
RDC+1	2.50	89670	450	400	150	1.87	6T8	3.02
Etage 2	2.50	67250	350	400	150	1.80	6T8	3.02
Etage 3+4+5	2.50	56570	300	400	150	1.77	4T8	2.01

-Vérification des cadres des armatures minimales :

• **RPA99version2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale t=10 cm

Niveaux	St	b	At(Z.nodale)		condition
RDC+1	10	45	0.67%	0.30%	v
Etage 2	10	35	0.86%	0.30%	v
Etage 3+4+5	10	30	0.67%	0.30%	v

Dans la zone courant : t=15 cm

Niveaux	St	b	At(Z.corante)		condition
RDC+1	15	45	0.45%	0.30%	v
Etage 2	15	35	0.58%	0.30%	v
Etage 3+4+5	15	30	0.45%	0.30%	v

- BAEL91 : (art A.8.1,3) :**

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$ Condition Vérifiée

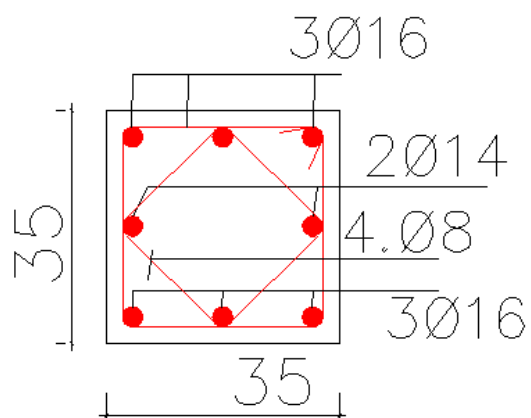
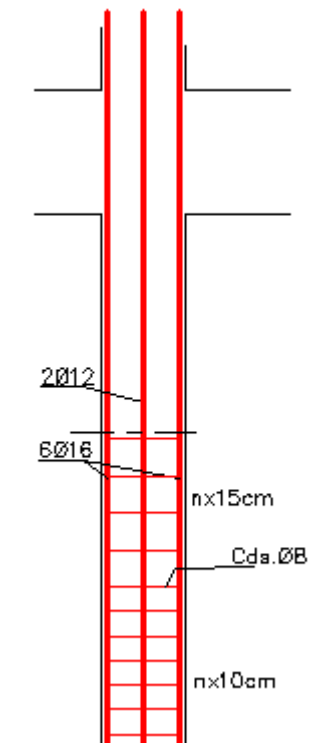
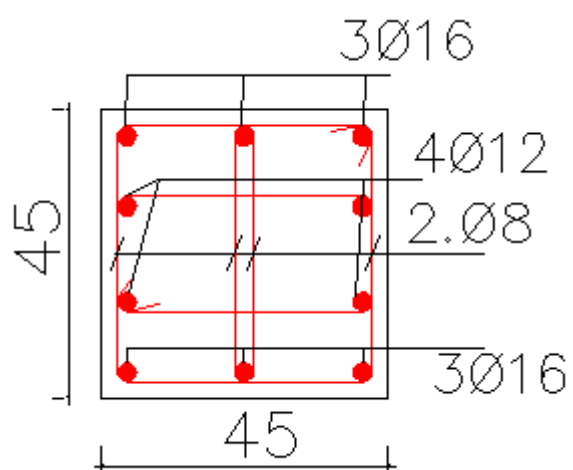
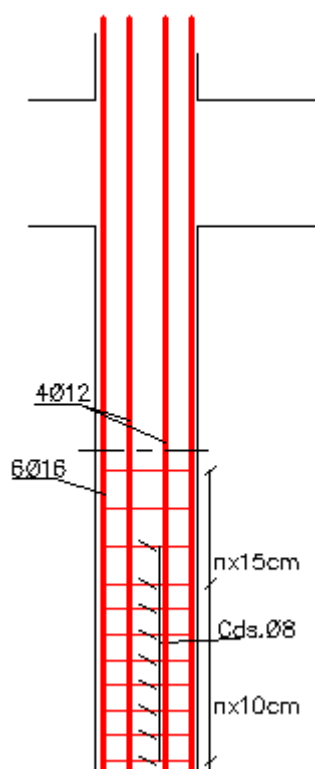
2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10\text{cm})$

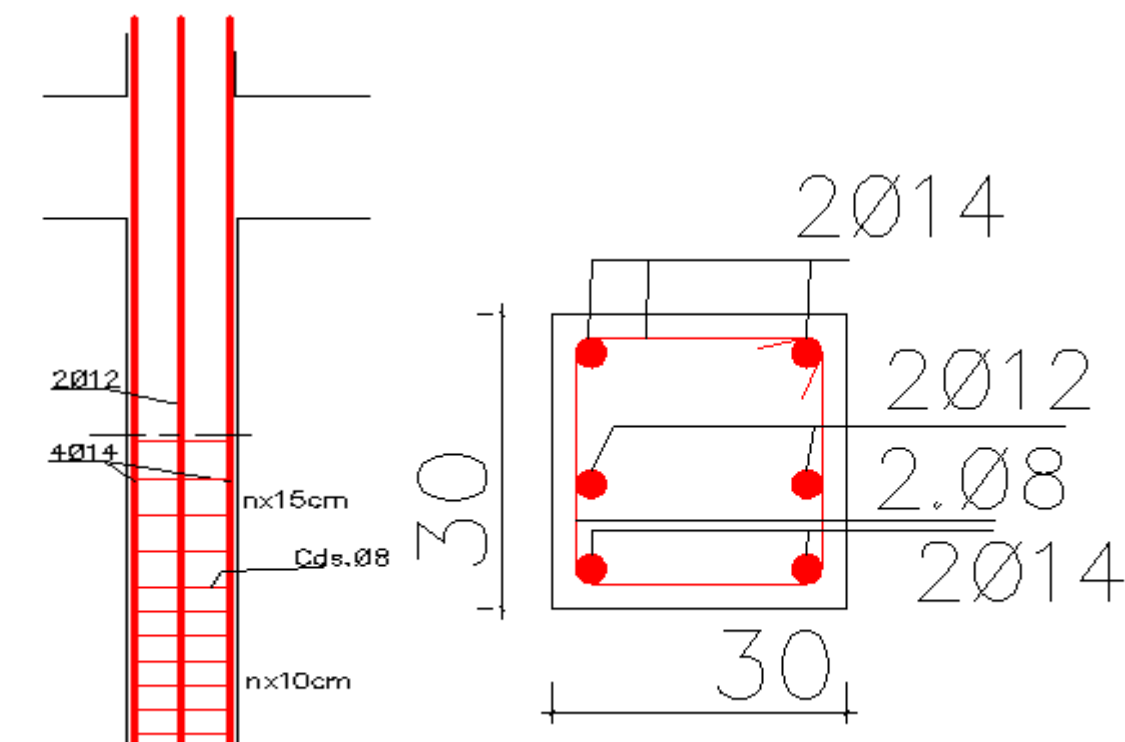
$St \leq \min (40\text{cm} ; 40 \text{ cm} ; 60\text{cm})$ Condition Vérifier

- Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

S poteau(cm2)	A cal (cm2)	N mbr des barres	A adapté(cm2)
45X45	12.52	6T16+4T12	16.68
35X35	8.04	6T16+2T14	12.06
30X30	3.96	4T14+2T12	8.42

3.5 Présentation du ferrailage :





figV.3 ferrailage poutres

4 Ferrailage des voiles

4.1 Introduction :

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrailé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

4.2 Types d'armatures:

a. Armatures verticales :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20 %. Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à 15cm.

b. Armatures horizontales:

Les barres horizontales doivent munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :

globalement dans la section du voile 0,15%

en zone courante 0,10%

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des deux (2)

Valeurs Suivantes :

$$S_t \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30\text{cm} \end{cases} \quad S_t \leq \text{Min} (30\text{cm}; 1,5a), \text{ avec } a: \text{ épaisseur du voile.}$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser 1 /10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;

20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{F_e} ; \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 V_{\text{calculé}}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

1) Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

2) Ferrailage vertical :

Type de section qu'on peut avoir :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

Entièrement tendu (S. E. T).

Entièrement comprimée (S. E.C).

partiellement comprimée (S. P. C).

3) Etapes de calcul :

- Détermination de la nature de la section :

- Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est : $\frac{h}{6}$).

-Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal ($e = \frac{M}{N}$).

• Calcul des sections suivant leurs natures :

Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

$$a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e$$

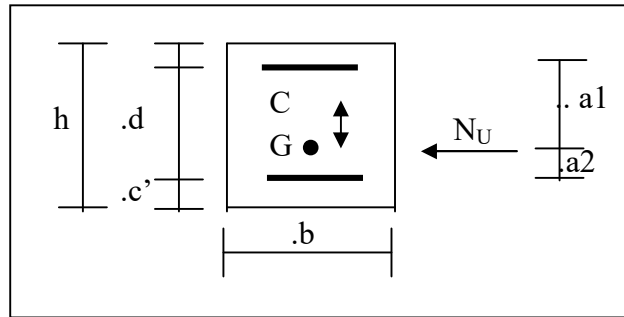


fig V.4 : section noteau

Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A' \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A' \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

Section entièrement comprimée : La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.

- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\%$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

-Si: $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par :

$$A=0 \quad ; \quad A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'} \quad \text{Avec : } \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

section partiellement comprimée : la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.
- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.
- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \end{array} \right. \quad \text{Pour les voiles pleins.}$$

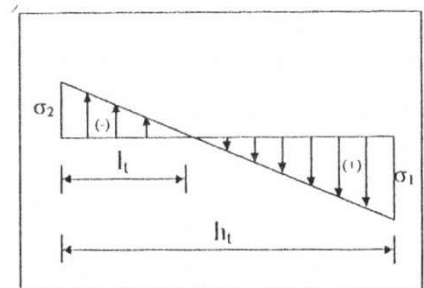


Fig.1

$$1^{\text{er}} \text{ cas (S.P.C)} : \sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$2^{\text{me}} \text{ cas (S.E.T)} : \sigma_1 \leq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h$$

$$3^{\text{me}} \text{ cas (S.E.C)} : \sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \geq 0 \quad ; \quad l_t = 0$$

$$A_{\min}^{R.P.A} = 0,002 \cdot a \cdot l_t$$

$$A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015.a.h$$

$$A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001.a.h \quad (\text{en zone courante})$$

4.3 Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

- $N = 0,8 N_G \pm N_E$
- $M = 0,8 M_G \pm M_E$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- $N = N_G + N_Q \pm N_E$
- $M = M_G + M_Q \pm M_E$

4.4 Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

- * $N_{\min} = 0,8 N_g + N_e \cdot (N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins})$
- * $M = 0,8 M_g + M_e$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité

c à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{\text{corr}} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{\text{max}} = M_g + M_q + M_e$$

4.5 Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL .91

a. Armatures verticales :

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC (L=4.65m)

G+Q± E: $M_{\text{max}} \longrightarrow N_{\text{corr}}$

N (KN)	M (KN.m)	T(KN)	a(m)
232.21	286.19	282.9	0.20

h	c	d	b	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
4.65	0.05	4.60	0.20	1.5	25	14.2	1.15	400	348

Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{286.19}{232.21} = 1,23m$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c'). b.h. \sigma_b$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2)$$

Nu (KN)	A(KN.m)	Mua (KN.m)	B (KN.m)
232.21	13132.15	814.47	242.09

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

b. Vérification de flambement

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20e}{h})$$

$$\frac{20.e}{h} = \frac{20 \times 1,23}{4,65} = 4.30$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.40}{4,65} = 0,50$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.50 < 4.30 \dots \dots \dots (c.v)$$

4.6 Calcul de ferrailage :

a. Calcul des armatures à la flexion simple

$$M_A = M_u + N_u(d - \frac{h}{2}) = 814467.75 \text{ N.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

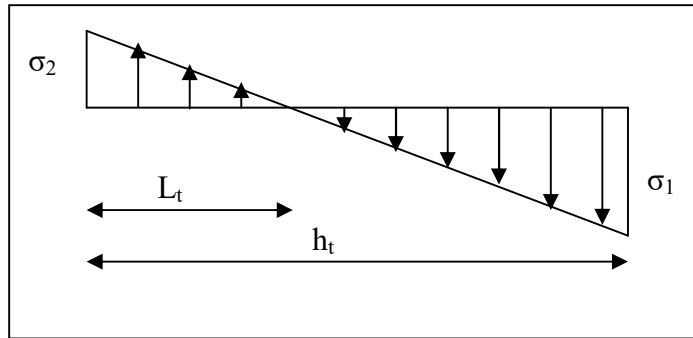
Type	M (N.m)	μ	μ_e	α	β	A(cm ²)
VL 1	814467.75	0.01	0,392	0.99	0.60	7.33

b. Calcul des armatures à la flexion composée : (N effort de compression)

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s} = 7.33 - \frac{232.21 \times 10^3}{100 \times 400} = 1.53 \text{ cm}^2$$

➤ L'armature verticale minimal

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{323.21 \times 10^3}{200 \times 4650} + \frac{6 \times 286.19 \times 10^6}{200 \times (4650)^2} = 0.647 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{21} = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{323.21 \times 10^3}{200 \times 4650} - \frac{6 \times 286.19 \times 10^6}{200 \times (4650)^2} = -0.147 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 0.53 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 4.67 - 0.53 = 4.12 \text{ m}$$

$$\text{Alors } A_{min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 0.002 \times 0.53 \times 0.20 = 2.12 \text{ cm}^2$$

Niveau	A _{cal} (cm ²)	A _{min} ¹ (cm ²)
RDC V(0,20×4,65×3,40)	7.33	2.12

• En zone courante

$$A_{min2} = 0.0015 \cdot b \cdot h = 0.0015 \times 20 \times 465 = 13.95 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}^{RPA}) = \max(7.33 ; 13.95)$$

$$\text{Alors en prend } A = 13.95 \text{ cm}^2$$

• En zone courante

$$h' = h - 2l_t = 4.65 - 2 \times 0.53 = 3.95 \text{ m}$$

$$A_{min2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 20 \times (395) = 7.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = 2 A_{tendu} + A_c > A_{min}^g$$

• En zone courante

$$h' = h - 2l_t = 4.65 - 2 \times 2.32 = 0.01 \text{ m} > 0$$

$$A_{min2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 20 \times (1) = 0.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = 2 A_{tendu} + A_c < A_{min}^g$$

Niveau	Atendu (cm ²)	Amin2 (cm ²)	A _{tot} (cm ²)	Ag min (cm ²)	condition	A _{adopt}
RDC V1(0.20x4.60x3.40)	13.95	7.17	35.07	13.95	Verifier	36.16
						32HA12

c. L'espacement

D'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1,5 \times a; 30 \text{ cm}) = \min(1,5 \times 20; 30 \text{ cm})$$

On prendre : S = 20 cm

Dans la zone L/10 :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min\left\{\frac{1,5a}{2}; \frac{30}{2} \text{ cm}\right\} \Rightarrow D = 15 \text{ cm}$$

On prendre : D = 10 cm

d. Vérification des contraintes de cisaillement :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouve à la base du voile, majore de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

$$\overline{\tau_b} = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times T_{cal}}{a.d} = \frac{1,4 \times 282,90 \times 10^3}{200 \times 4650} = 0,43 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

T : Effort tranchant à la base du voile.

a : épaisseur du voile

d : Hauteur utile

➤ Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

• Globalement dans la section du voile :

$$A_{min}^g = 0,0015 \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 \Rightarrow A_{min}^g = 3 \text{ cm}^2$$

• En zone courante :

$$A_{min}^c = 0,001.b.h = 2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{hor} = 4\phi 12 = 4,62 \text{ cm}^2 \text{ par m}$

4.7 Présentation ferrailage des voiles :

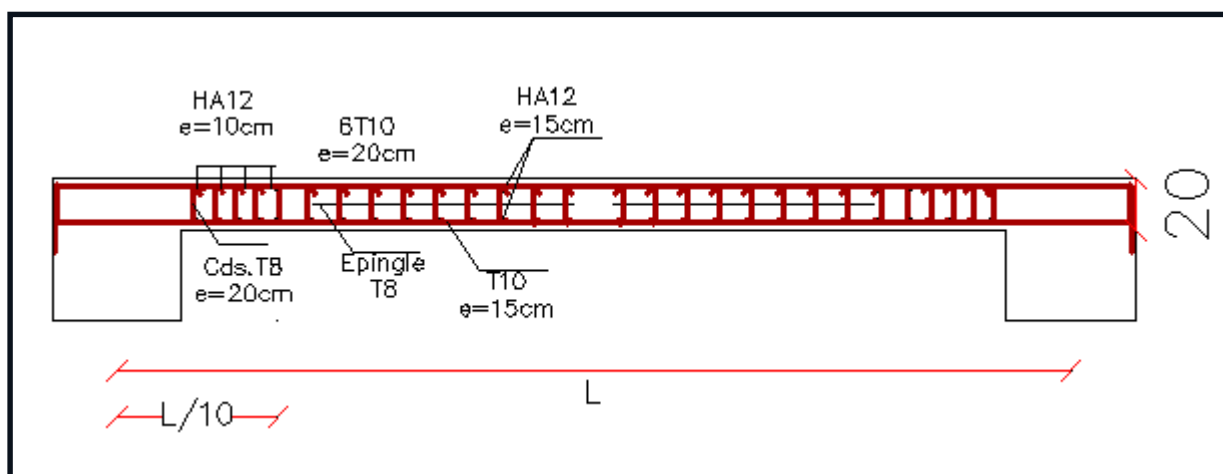
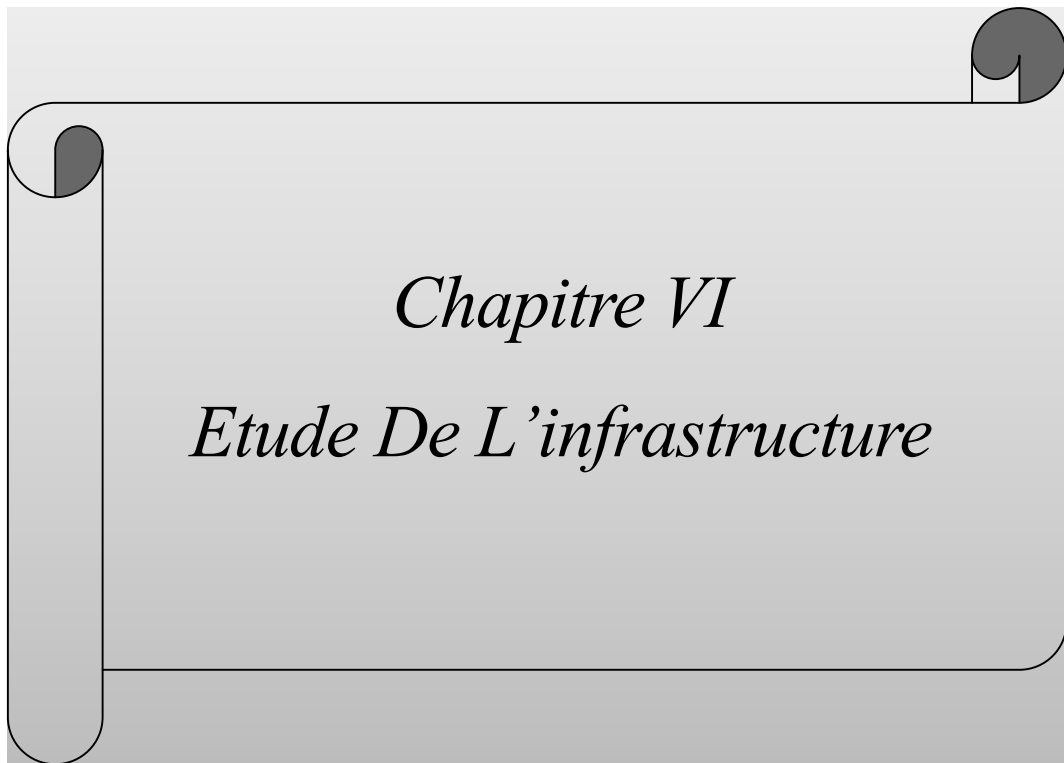


fig V. 5ferrailage pteaux



Chapitre VI

Etude De L'infrastructure

1. Les différents types de fondations

Le D.T.U 13-12 définit les différents types de fondations en fonction du rapport D/B donné
Comme suit:

- $D/B \leq 6$: fondation superficielle (isole; filant ou radier générale).
- $6 < D/B < 10$: fondation semi profond (puits).
- $D/B > 10$: fondation profonde (pieu...)

Pour notre projet on adaptera des semelles superficielles ($D = 2m \leq B \times 6$)

Tel que: D: profondeur d'ancrage ; B: la largeur de la fondation

2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants:

- La nature du sol (capacité portante du sol).
- Les Charges transmises au sol (nature de l'ouvrage à fonder)
- La distance entre axes des poteaux.
- la mise en œuvre des fondations (terrain sec. présence de l'eau)

3. Les résultats géotechniques

Les essais in situ et les analyses de laboratoire effectués dans le cadre de l'étude de sol

Promotion immobilier à SETIF on permet de conclure les résultats suivants:

- Les contraintes admissibles du sol. : 1.80 bar
- Profondeurs d'ancrage. : $D = 2$ m
- La cohésion. : $C = 0.46$ bar
- Le poids volumique du sol. : $\gamma = 18.5$ KN/m³
- Angle du frottement : $\varphi = 18^\circ$

4. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles

1.1. Semelles isolées:

D'après le RPA99/version 2003(article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivant:

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow S = A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée:

$N = 688.31$ (effort normal du poteau le plus sollicité donne par logiciel (ROBOT STRUCTURAL ANALYSE 2024)

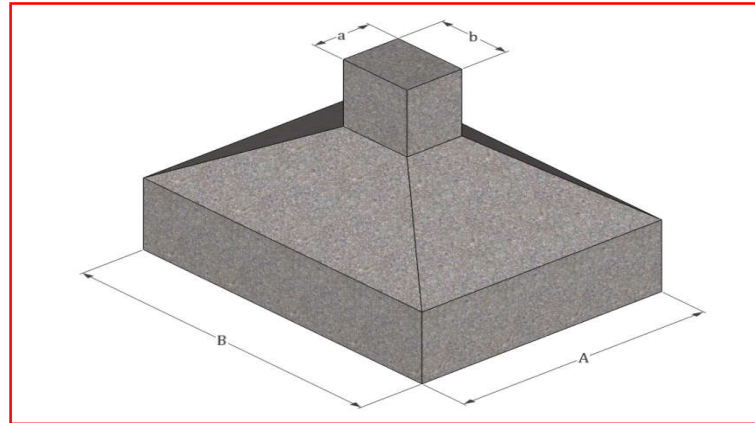


Figure VI.1 semelle isolée

-Le poteau le plus sollicité a une section carrée $S (B \times B) \rightarrow S = B^2$

$$\frac{N}{B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{688.31}{180}} = 1.96 \text{ m}$$

$B > 1.96 \text{ m} \rightarrow \text{on opte } B = 2.00 \text{ m}$

et on a $L_{min} = 3.15 \text{ m}$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entre axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas .

1.2. Semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 4 poteaux.

On a $L = 3.15 + 4 + 5.35 + 1 = 14.50 \text{ m}$

Dimensionnement (coffrage)

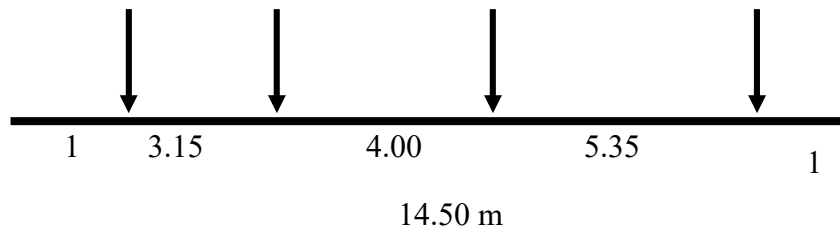
Exemple de calcul: la semelle intermédiaire (semelle filante axe A).

Tableau.VI.1. Les efforts agissant sur la semelle (ELS).

	N1	N2	N3	N4
Ni	62.17	326.09	275.66	35.83
Mi	0.67	0.32	7.47	13.41
d	1	4.15	8.15	13.5

Moment fléchissant de calcul : $M_s = \sum M_i = 21.87 \text{ KN.m}$

L'effort normal : $N_s = \sum N = 699.75 \text{ KN}$



Excentricité de l'effort normal résultant par apport au centre de gravité de la semelle

Abscisse d'application de Nst: $Nst \times X0 = \sum N_i \times d_i \rightarrow X0 = \frac{\sum N_i \times d_i}{N_s} = 5.92 \text{ m}$

$e0 = X0 - XG = 1.33 \text{ m} < L/6 = 2.42 \text{ m}$

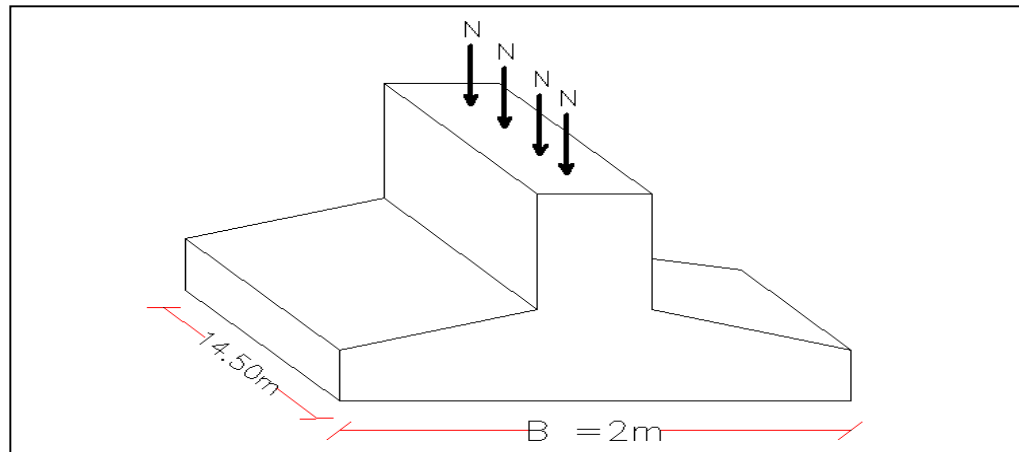


Figure. VI.2. Semelle filante

Moment fléchissant résultant sollicitant le centre de gravité de la semelle :

$MSG = Mst - Nst \cdot e0 = 21.87 - 699.75 \times 2.42 = -905.54 \text{ Kn}$

Excentricité : $e = MG/N = -1.29 \text{ m}$

contrainte sollicitant le sol

$$q_{réf} = \frac{3\sigma^{max} + \sigma^{min}}{4} = \frac{Nst}{B \times L} + \frac{3 \times Nst \times e}{B \times L^2}$$

$$B \geq \frac{Ns \times L + 3 \times Nst \times e}{\sigma' \times L^2} = 1.96 \text{ m}$$

donc on prend: $B = 2 \text{ m}$

A. Calcul de la hauteur totale de la semelle (ht)

La hauteur totale de la semelle (ht) est:

soit: $d \geq \frac{B-b}{4} \rightarrow ht \geq \frac{B-b}{4} + c \rightarrow d \geq 38.75 \text{ cm}$ on prend $d = 40 \text{ cm}$

$b = 45 \text{ cm}$ $d = 40 \text{ cm}$ soit: $h = 45 \text{ cm}$

Hauteur du glacis Semelle filante: $\begin{cases} ht \geq 15\text{cm} \\ ht \geq 6\phi + 6 = 12\text{ cm} \end{cases}$ on prend : $ht = 20\text{cm}$

$$b_o = b + 2 \times 0.05 = 0.45 + (2 \times 0.05) = 0.55\text{ m}$$

$$G_{sem} = (B \times ht + (B - b_o / 2) \times (ht - hl)) \times 1 \times \gamma_b = 125.97\text{ KN}$$

$$G_{ter} = B \times L \times H \times \gamma_h = 240.08\text{ KN}$$

$$N_{total} = N(\text{superstructure}) + N(\text{infrastructure}) = \sum N_i + G_{sem} + G_{ter} = 1065.81\text{ kn}$$

B. Vérification de poinçonnement :

$$q_{réf} = \frac{\sigma^{max} + \sigma^{min}}{4} = \frac{N_{st}}{B \times L} + \frac{3 \times N_{st} \times e}{B \times L^2} = 206.50\text{ MPa} > 180\text{ MPa}$$

La condition est vérifiée. Pas de risque de poinçonnement.

1.3. Poutre libage

3.1 Définition

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

La poutre libage est généralement noyée dans la semelle.

3.2 Dimensionnement :

$$b_o = b + 2 \times 0.05 = 0.45 + (2 \times 0.05) = 0.55\text{ m}$$

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante:

$h \geq L/7$ Avec L: la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle .

$$L = 5.35\text{ m} \rightarrow h \geq 76\text{cm}$$

$$ht = 45\text{cm} < h = 80\text{ cm et } b_o = 55\text{ cm}$$

ELS

$$= 70\text{cm}$$

Efforts sollicitant au la semelle filante axe A pour ml.

$$P_s = q_{réf} \times B = 267.49\text{ KN}$$

A. Ferrailage transversal de la semelle

$$D = 35\text{cm} ; b = 45\text{ cm} ; \sigma_s = 201.63\text{ MPa}$$

$$A_s = P_s \times \frac{B - b}{8 \times d \times \sigma_s} = 9.98\text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } 13\text{HA}12 = 14.90\text{cm}$$

$$\text{espacement: } St = 100/9 = 11.11\text{ cm} \rightarrow St = 12\text{ cm}$$

$$\text{Soit : } St = 15\text{ cm}$$

B. Armature de répartition

$$A_t = 14.90/3 = 4.96\text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } 7\text{ HA}12 = 7.72\text{ cm}^2$$

S= 15cm

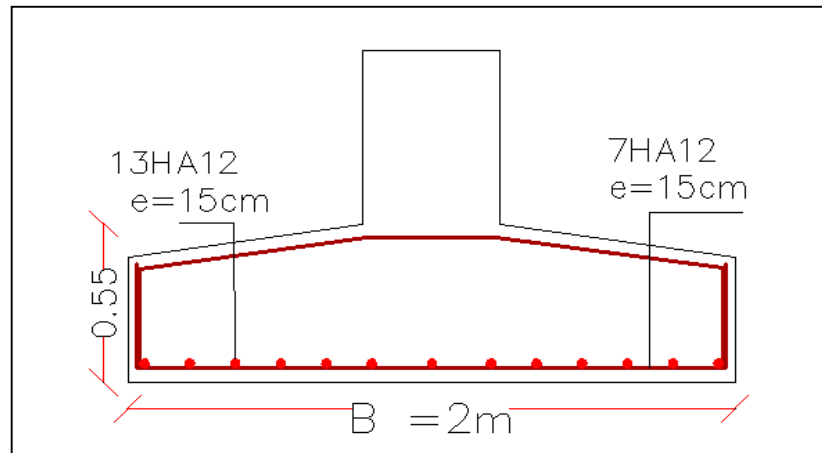


Figure. VI.3 .de Ferrailage de Semelle

1.4. Etude de longrine

4.1 Définition

Les longrines sont des poutres de chaînage, de section rectangulaire, situées au niveau de l'infrastructure reliant les semelles.

4.2 Rôle des longrines

Elles ont pour rôle de:

- porter les murs de façades:
- limiter les dallages:
- solidariser les points d'appui d'un même bloc en s'opposant à leurs déplacements relatifs dans le plan horizontal.

4.3 Dimensions minimales de la section transversale des longrines :

$$B \times h = \begin{cases} 25 \times 30 : \text{site de catégorie S2 et S3} \\ 25 \times 30 : \text{site de catégorie S2 et S3} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Art IV2.3)}$$

La hauteur & des longrines est définie par la formule suivante:

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

$$L_{max} = 5.35 \text{ cm}$$

$$\frac{5.35}{15} \leq h \leq \frac{5.35}{10} \rightarrow 0.356 \leq h \leq 0.535$$

Les dimensions adoptées pour les longrines sont (bxh)=(30×45)cm²

4.4 Calcul des longrines :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à:

$$F > \frac{N}{\alpha}$$

N: c'est la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés (poteaux):

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie du site considéré :

{ site S2
Zone IIa

4.5 Calcul des armatures :

Le calcul des armatures en traction simple sera conduit selon les règles [B.A.E.L91]:

A. Les armatures longitudinales (Al) BAEL (Art. A.4. 5. 33)

$A_t \geq (A_{elu} ; A_{els})$ avec: A_{elu} : Section d'armatures calculée à ELU $A_{elu} = F_{elu} / \sigma'_s$

σ_x : Contrainte limite ultime de l'acier.

A_{els} : Section d'armatures calculée à ELS... $A_{elu} = F_{elu} / \sigma'_s$

$F_{els} = \frac{N_{smax}}{\alpha}$ avec : N_{smax} : Effort normal dans le poteau le plus sollicité à ELS

$\sigma'_s = \min\left\{\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{n_x f_{tj}}\right\} \rightarrow \sigma'_s = 202 \text{ MPa}$

Avec : σ_s : contrainte limite de service de l'acier.

B. Condition de non-fragilité :

$A_{min} = \frac{b x d x f_{t28}}{f_e} = \frac{30 \times 43 \times 2.1}{400} = 6.77 \text{ cm}^2$ BAFL (Arr. A.4.2.1)

1. Minimum d'armature exigé par le RPA :

$A = 0.6\% \times b \times h = 0.006 \times 30 \times 45 = 8.1 \text{ cm}^2$

Les résultats sont résumés dans le tableau VL8.

Tableau.VI.2.Ferraillage longitudinale des longrines

A_{min} BAEL cm^2	A_{min} RPA (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)
6.77	8.10	4HA14+2HA12 = 9.54

2. Les armatures transversales (A_t) :

$\emptyset_t \leq [h/35 ; \emptyset_{tmin} ; b/10]$ donc : $\emptyset_t \leq [45/35 ; 1.2 ; 30/10] = \min[1.28 ; 1.2 ; 3] = 1.2 \text{ cm}$

$\emptyset_t \leq 1.2 \text{ cm}$ on prend : $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$

Soit: un cadre de T8+ un étrier Donc on opte 4T8= 2.01 cm^2

3. Espacement selon RPA (Art 10.1.1.b) :

$S_t \leq \min [20 \text{ cm}; 15\emptyset] \rightarrow S_t \leq \min [20 \text{ cm}; 15 \times 1.2] \rightarrow S_t \leq 18 \text{ cm}$

$S_t \leq 18 \text{ cm}$

Soit: $S_t = 15 \text{ cm}$

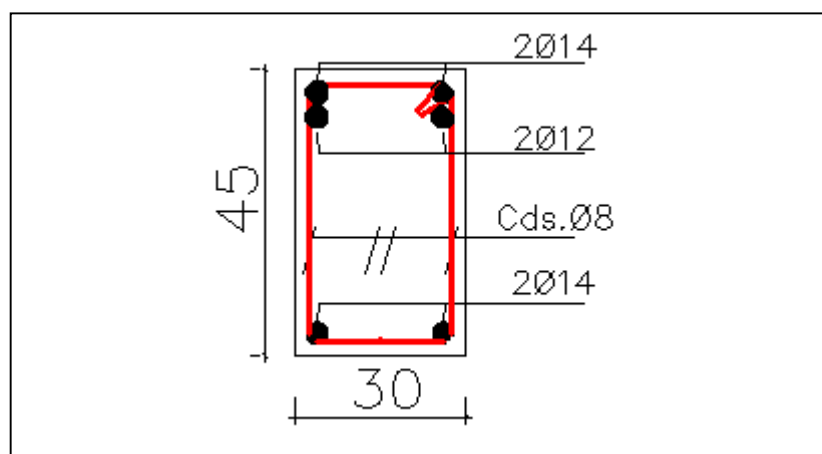


Figure.VI.4. ferrailage de longrine

CONCLUSION

L'étude qui nous a été confiée, à savoir l'étude d'une structure R+5 à usage d'habitation , sise en zone de sismicité II , a été menée en se basant sur toutes les connaissances acquises pendant notre cursus et des techniques apprises pendant le projet de fin d'étude telles que le logiciel de calcul ROBOT 2025

L'étude a commencé par mettre des hypothèses de calcul et le pré dimensionnement de la structure, et vérifier les résultats vis-à-vis de l'action des sollicitations, lors de l'étude dynamique et sismique par la suite l'utilisation, l'exploitation ainsi que la compréhension des règles parasismiques algériennes ont été acquises et nous ont permis de lever beaucoup d'ambiguïtés et comprendre beaucoup des phénomènes

Nous avons appris énormément des choses très pratiques pour tout ingénieur lors de ce projet de fin d'étude, c'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde professionnel avec beaucoup de confiance

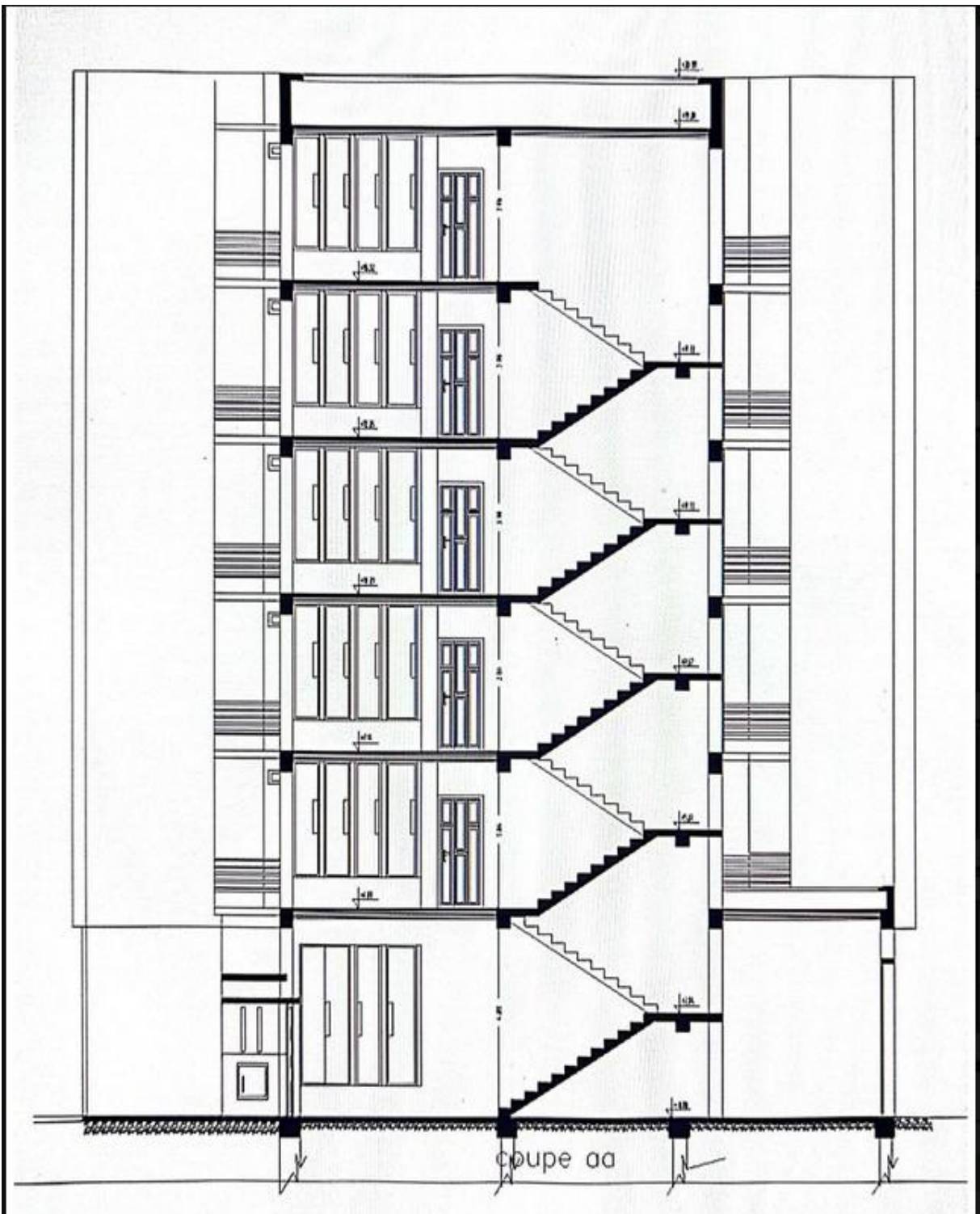
Cet apprentissage et cette confiance ne sont que le fruit des connaissances théorique et pratique acquises durant notre cursus.

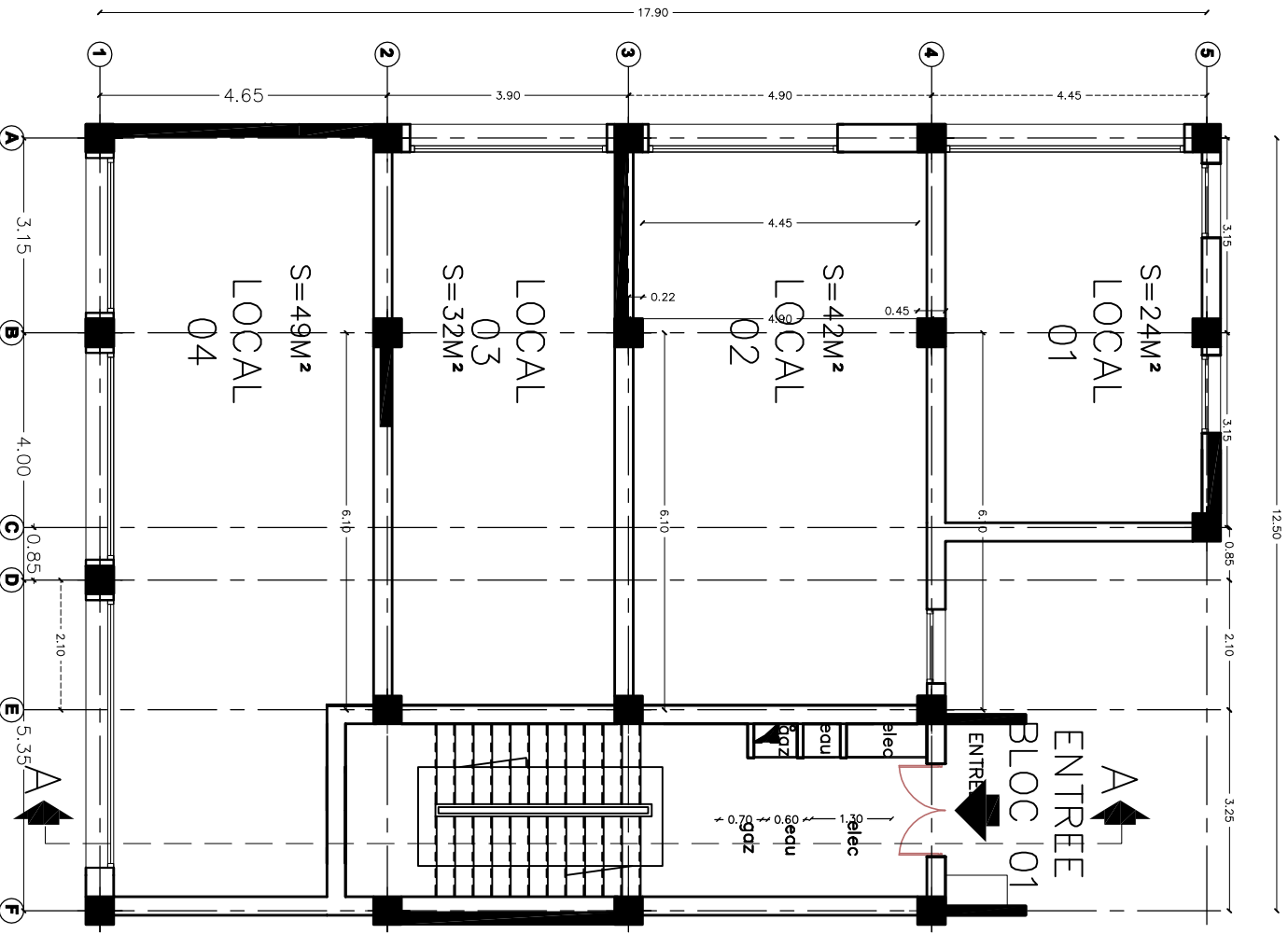
BIBLIOGRAPHIE

LES REGLEMENT :

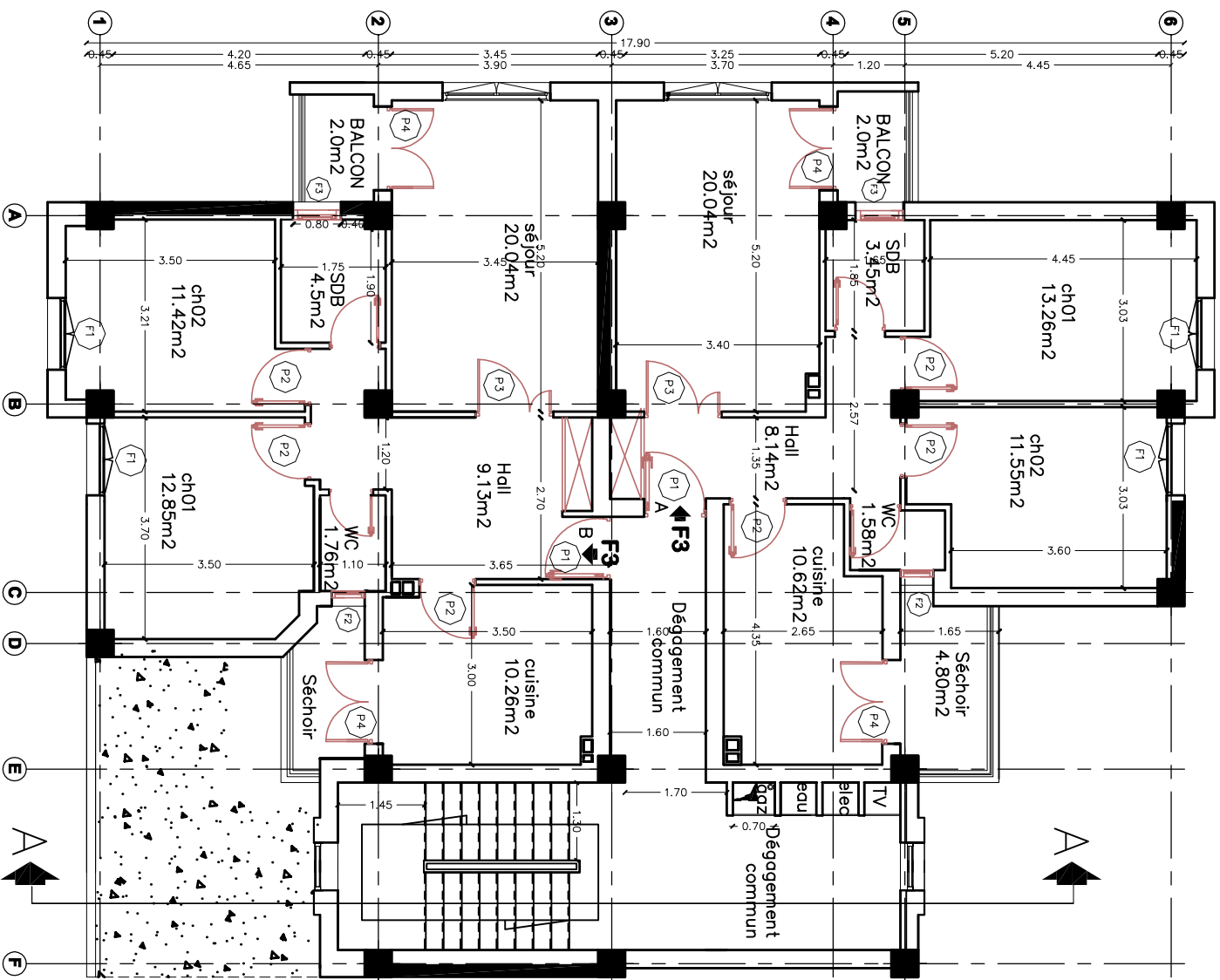
- Règles parasismiques Algériennes. (RPA99/version 2003).
- Règles BAEL 91.
- Règles neige et vent. (RNV99).

LES PLANS





PLAN RDC



PLAN ETAGES COURANT BLOC 01