

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ DE BOUIRA



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département : Génie civil

Mémoire de fin d'études

Présenté par :

**BEN MOHAMED AHLEM
GUESSABI SOUHILA**

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 2** en :

Filière : Génie civil
Option : Bâtiment

Thème :

Etude d'un bâtiment (R+6 +sous sol) à usage multiple

Devant le jury composé de :

Mr Ghernaout	MCA	UAMOB	Président
Mr Belmihob Hacèn	MAA	UAMOB	Encadrant
Mr Aouari Issam	MAA	UAMOB	Examineur1
Mr Djouabi	MAA	UAMOB	Examineur2

Année Universitaire 2018/2019

Remerciements

Nous tenons à remercier notre ALLAH, tout puissant, pour nous avoir accordé la santé, la force et la volonté de compléter ce modeste travail.

Nous adressons nos remerciements à notre promoteur Mr. H. BELMEIHOB pour avoir dirigé ce travail, on doit aussi remercier Mr. A. AMRAN et R. GUESSABI et surtout Mr. A. BEKHTI et M. BENMOHAMED qui nous ont aidés avec beaucoup de sympathie, pour ses encouragements et sa disposition et disponibilité.

Nous remercions les membres de jury qui ont accepté de juger ce travail nous tenons à remercier sincèrement l'ensemble des enseignants et le chef de département de génie civil et d'ont contribué à notre formation

Nombreuses sont les personnes qui nous ont apporté leurs encouragements, sans citer leurs noms, nous tenons à leurs présenter notre remerciement les plus sincères.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mon père.

A ma mère.

Mon frère et mes sœurs

Toute la famille et Tous Mes proches, et surtout mon marie

HATTEL KHALED, l'exemple de la fidélité et l'amitié,

À tous mes amis.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple constitué d'un sous-sol + RDC + 6 étages, implanté à la wilaya de BOUIRA. Cette région est classée en zone sismique «IIa» selon le RPA99 version 2003.

En utilisant des règlements récents de calcul et vérifications du béton armé (B.A.E. L91 modifié en 99, CBA93 et RPA99V2003), cette étude se compose de trois parties :

D'abord, on introduit une description générale du projet avec une présentation des caractéristiques des matériaux et les hypothèses du calcul.

Ensuite, on entame la phase du pré dimensionnement de la structure, la descente des charges et le calcul des éléments non structuraux.

En fin, on fait une analyse sismique de la structure en utilisant le logiciel ETABS, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique), pour étudier les éléments structuraux en finalisant le travail par une conclusion.

Abstract

This project presents a detailed study of a building of multiple use consisting of a ground floor + inside floor and 6 floors, located in the wilaya of BOUIRA. This region is classified in seismic zone "IIa" according to RPA99 version 2003.

Using recent regulations for calculation and verification of reinforced concrete (B.A.E. L91 modified in 99, CBA93 and RPA99V2003), this study consists of three parts:

First, we introduced a general description of the project with a presentation of the characteristics of the materials and the assumptions of the calculation.

Then, we started the pre-dimensioning phase of the structure, the descent of the loads and the calculation of the non-structural elements.

Finally, we made a dynamic and seismic analysis of the structure using the ETABS software, in order to determine the different loads due to the loads (permanent loads, of exploitation and seismic load), to study the structural elements by finalizing the work by a conclusion.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى ذو استخدام متعدد يتكون من طابق تحت ارضي + طابق ارضي + 6 طوابق) يقع في ولاية البويرة تصنف هذه المنطقة في المنطقة الزلزالية (IIa) وفقا لإصدار (RPA 1999/VERSION 2003). باستخدام القواعد الحديثة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (BAEL المعدل سنة 1999 و CBA 93) تتكون هذه الدراسة من ثلاثة أجزاء:

أولاً: قدمت وصفا عاما للمشروع مع عرض لخصائص المواد وفرضيات الحساب.

بعد ذلك، بدأت مرحلة الحساب الأولي لأبعاد المبنى، نزول الأحمال وحساب العناصر الثانوية.

أخيراً، قمت بتحليل ديناميكي للمبنى باستخدام برنامج (ETABS) من أجل تحديد الأحمال المختلفة بسبب (الأحمال الدائمة، أحمال الاستغلال والحمل الزلزالي) لدراسة العناصر الهيكلية، قمنا بدراسة تحليلية للأساسات باستخدام برنامج (SAFE) ونهي العمل باستنتاج.

Table des matières

REMERCIEMENTS	1
DEDICACES	54
RESUME	54
Table des matières.....	54
Liste des tableaux.....	54
Liste des figures	54
Introduction Générale	0
Introduction Générale	1
CHAPITRE I : Généralités	54
Chapitre I : Généralités.....	2
L'ouvrage faisant l'objet de la présente un bâtiment (R+6+entre sol) à usage habitation et commerciale en béton armé composé de portiques et de voiles avec.....	2
I.5.1 Ossature et contreventement	3
I.5.2 Planchers	3
I.5.3 Maçonnerie.....	3
I.5.4 Les escaliers	3
I.5.5 Ascenseur.....	4
I.5.6 Terrasse	4
I.5.7 Balcons.....	4
I.5.8 L'acrotère.....	4
I.5.9La cage d'escalier.....	4
I.5.10Le revêtement	4
I.5.11 Les fondations.....	4
I.8.1 Définition des états limitent	5
I.9.1 Définition des actions	7
I.10.1 Béton	8
I.10.2Aciers	14
CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments résistants et descente de charges	18
II.2.1 Les planchers	19
II.2.2 Les escaliers	21
II.3.1 Les poutres	24
II.3.2 : Les voiles.....	27
II.3.3 Les poteaux.....	29

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires	40
III.2.1 Calcul de ferrailage	41
III.2.2 Etude de la poutre palière brisée	57
III.3.1 Dimensionnement de la poutrelle [BAEL99 A.4.1,3]	67
III.3.2 Etude des poutrelles.....	68
III.5.1 Pré dimensionnement	80
III.7.1 Ferrailage de la dalle pleine	89
III.7.2 Schéma de ferrailage de la dalle pleine.....	94
III.8.1 Pré III.8.1 dimensionnement de la dalle pleine	94
III.8.2 Détermine les charges et surcharges	95
III .8.3 Calcul des sollicitations (méthode de PIGEAUD)	95
III .8.4 Ferrailage de la salle machine.....	99
III.8.5 Schéma de ferrailage de la salle machine	103
III.9.1 Définition	103
III.9.2Détermination des paramètres de l'acrotère.....	104
III.9.3 Calcul à l'ELU.....	104
III.9.4 Calcul à l'ELS	106
III.9.5 Calcul des armatures	106
III.9.6 Conclusion	109

Table des matières	
Introduction Générale.....	1
I. Chapitre I : Généralités	
I.1 Présentation de l'ouvrage.....	2
I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	2
I.3 Données sismique de la structure	2
I.4 Hypothèses de calcul	3
I.5 Les éléments de l'ouvrage.....	3
I.5.1 Ossature et contreventement	3
I.5.2 Planchers	3
I.5.3 Maçonnerie	3
I.5.4 Les escaliers	4
I.5.5 Ascenseur	4
I.5.6 Terrasse.....	4
I.5.7 Balcons.....	4
I.5.8 L'acrotère.....	4
I.5.9 La cage d'escalier	4
I.5.10 Le revêtement	4
I.5.11 Les fondations	4
I.6. Système de coffrage	4

I.7 Réglementation utilisée	4
I.8 Présentation de la méthode de calcul aux états limites	5
I.8.1 Définition des états limites.....	5
I.9 Actions et sollicitations	7
I.9.1 Définition des actions	7
I.10 Les caractéristiques des matériaux	8
I.10.1 Béton.....	8
I.10.2 Aciers	14
I.11 Protection des armatures (Art A.7-2.4 BAEL91)	17
I.12 Les combinaisons d'action	17
II. Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants et descente de charges	
II.1 Introduction	19
II.2 Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	19
II.2.1 Les planchers.....	19
II.2.2 Les escaliers.....	21
II.3 Pré-dimensionnement des éléments porteurs principaux	24
II.3.1 Les poutres.....	24
II.3.2 : Les voiles	27
II.3.3 Les poteaux.....	29
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	

III.1 Introduction.....	42
III.2 Etude des escaliers	42
III.2.1 Calcul de ferrailage.....	42
III.2.2 Etude de la poutre palière brisée	59
III.3 .Etude de Planchers à corps creux.....	67
III.3.1 Dimensionnement de la poutrelle [BAEL99 A.4.1, 3]	68
III.3.2 Etude des poutrelles.....	69
III.3.3 Ferrailage des poutrelles.....	75
III.3.4 Schéma Ferrailage du plancher à corps creux.....	79
III.4 Ferrailage de la dalle de compression	80
III.5 Etude du balcon.....	81
III.5.1 Pré dimensionnement.....	81
III.5.2 Ferrailage de balcon	81
III.5.3 Schéma de Ferrailage de balcon	87
III.6 Etude de la dalle pleine.....	87
III.6.1 Ferrailage de la dalle pleine.....	89
III.6.2 Schéma de ferrailage de la dalle pleine.....	94
III.7 Etude de la dalle machine.....	94
III.7.1 Pré - dimensionnement de la dalle pleine.....	94
III.7.2 Détermine les charges et surcharges.....	95

III .7.3 Calcul des sollicitations (méthode de PIGEAUD).....	95
III .7.4 Ferrailage de la salle machine.....	99
III.7.5 Schéma de ferrailage de la salle machine.....	103
III.8 Etude de l'acrotère	103
III.8.1 Définition	103
III.8.2Détermination des paramètres de l'acrotère	104
III.8.3 Calcul à l'ELU	104
III.8.4 Calcul à l'ELS	106
III.8.5 Calcul des armatures	106
III.8.6 Conclusion	108
Chapitre IV: Etude dynamique et sismique	
IV. 1. Introduction	109
IV. 1. 1. Méthode statique équivalente	109
IV. 1. 2. Méthode dynamique modale spectrale.....	109
IV. 1. 2. Méthode dynamique modale spectrale :.....	110
IV. 1. 3. Méthode dynamique par accélogrammes.....	110
IV. 2. Choix de la méthode :.....	110
IV. 3. Application de la méthode d'analyse modale spectrale :.....	110
IV. 3. 1. Hypothèse de calcul :.....	110
IV. 3. 2. Définition du spectre de réponse de calcul :.....	114

IV. 3. 3. Nombre de mode à considérer	114
IV. 3. 4. Poids totale de la structure W :.....	115
IV. 4. Détermination de la force sismique totale par la méthode statique équivalente :.....	117
IV. 5. La résultante des forces sismiques de calcul :.....	118
IV. 6. Caractéristiques géométriques et massique de la structure	119
IV. 7. Calcul et vérification des déplacements.....	121
IV. 8. Vérification de l'effort normal réduit.....	125
IV. 9. Justification vis-à-vis l'effet P- Δ	127
Chapitre IV : Etudes des éléments structuraux	
V.1. Calcul des poteaux	127
V. 1. 1. Définition :.....	129
V. 1. 2. Ferrailage des poteaux	131
V. 1. 3. Plan de repérage des poteaux	136
V. 1. 4. Exemple de calcul	136
V. 2. Calcul des poutres principales et secondaires	136
V. 2. 2. Ferrailage des poutres	140
V. 2. 1. Définition	140
V.3. Calcul des voiles	143
V. 3. 1. Définition	143
V. 3. 2. Le calcul du ferrailage	143

V. 3. 3. Plan de repérage des voiles	144
V. 3. 4. Exemple de calcul : « voile de P3SS ».....	144
V. 3. 5. Calcul des armatures horizontales résistant à l'effort tranchant	147
Chapitre VI : Etude De L'infrastructure	
VI. 1. Etude des fondations	150
VI. 1. 1. Introduction	150
VI. 1. 2. Choix du type de fondations	150
VI. 1. 3. Justification pour le choix des fondations	150
VI. 1. 4. Etude du radier nervuré	151
VI. 2. Etude du voile périphérique	162
VI. 2. 1. Introduction.....	162
VI. 2. 2. Détermination des sollicitations	162
VI. 2. 3. Calcul des forces de poussée sur le voile.....	162
VI. 2. 4. Calcul des armatures	163
VI. 2. 5. Calcul du ferrailage horizontale (armatures de repartiions.....	163
VI. 2. 5. calcul et ferrailage horizontale (armatures de répartitions)	163
Conclusion.....	165
Références bibliographiques	
Références bibliographiques	166

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Tableau(II.1): dimensionnement de cage d'escalier du niveau 00 jusqu'à 6^{ème} étage 24

Tableau II.2 : Pré dimensionnement des poutres principales et secondaires..... 27

Tableau II-3 : pré dimensionnement de voiles 29

Tableau II-4: charge permanente de plancher terrasse inaccessible..... 33

Tableau II-5 : charge permanente de plancher étage courant 34

Tableau II-6 : charge permanente de la dalle pleine..... 34

Tableau II-7 : charge permanente des murs extérieurs..... 35

Tableau II-8 : charge permanente des murs intérieurs..... 36

Tableau II-9:Charge d'exploitations..... 36

Tableau II-10: dégression des surcharges d'exploitation..... 37

Tableau II-11: Détermination de section de poteau central pour chaque niveau..... 40

Tableau II-12: Vérification de la résistance au flambement..... 40

Tableau II-13: Vérification selon RPA99..... 41

Tableau III-1: les sollicitations 45

Tableau III-2: les sollicitations de 2^{ème} et 3^{ème} Volée..... 54

Tableau III-3: Ferrailage à l'ELU 55

Tableau III-4: Vérification des contraintes..... 56

Tableau III-5: Combinaison de charge à l'ELU et l'ELS..... 61

Tableau III-6: les sollicitations..... 62

Tableau III-7: Ferrailage à l'ELU..... 63

Tableau III-8: Vérification des contraintes	66
Tableau III-9: Les efforts tranchant à l'ELS	74
Tableau III-10 : Les moments fléchissant en travée et sur appuis à l'ELS.....	74
Tableau III-11: Les efforts tranchant à l'ELS.....	74
Tableau III-12: Vérification des contraintes à l'ELS et l'ELU	78
Tableau III-13: Les charges permanentes de balcon.....	82
Tableau III-14: Les sollicitations	83
Tableau III-15: Vérification des contraintes.....	102
Tableau.IV.1 : valeurs des pénalités P_q	113
Tableau.IV.2 : Périodes et facteurs de participation modale.....	114
Tableau.IV.3 : Les masses et les poids de chaque plancher (ETABS).....	115
Tableau.IV.4 : caractéristique géométriques et massiques de la structure.....	119
Tableau.IV.5 : vérification des déplacements inter étage dans le sens X.....	120
Tableau.IV.6 : vérification des déplacements inter étage dans le sens Y.....	121
Tableau.IV.7 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.....	122
Tableau.IV.8:Vérification à l'effet P- Δ sens X.....	125
Tableau. IV .9: Vérification à l'effet P- Δ sens Y.....	126
Tableau V.1 : caractéristiques mécanique des matériaux.....	127
Tableau. V. 2 : SollicitationPoteaux d'angle.....	130
Tableau. V. 3 : SollicitationPoteaux de rive.....	130
Tableau. V. 4 : SollicitationPoteauxcentraux.....	131

Tableau. V. 5 : Résultats de Ferrailage des poteaux..... 136

Liste des figures

Liste des figures

Figure1 - I : Diagramme des déformations limites de la section 6

FigureI-2 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton..... 9

FigureI-3 : Evolution de la résistance à la traction f_{jt} en fonction de celle à la f_{cj} 10

Figure I-4 : Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELU..... 12

FigureI-5 : Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELS..... 13

FigureI-6 : Diagramme contrainte déformation de l'acier..... 16

FigureI-7 : Diagramme contraintes- déformations de calcul..... 17

Figure II-1 : l'épaisseur du plancher corps creux 20

Figure II-2 : Schéma d'un escalier..... 21

Figure II.3 : Schéma de l'escalier de différent niveau..... 22

Figure II-4: Schéma statique des volées 22

Figure II-5: la section des poutres principales..... 25

Figure II-6: la section des poutres secondaires. 26

Figure II-7: Coupe de voile en élévation..... 28

Figure II-8: Coupe de voiles en plan 28

Figure II-9: détail des constituants du plancher terrasse inaccessible..... 32

Figure II-10: détail des constituants du plancher étage courant..... 33

Figure II-11: Mur extérieur à double cloison et Mur intérieur..... 35

Figure II-12: La loi de dégression des charges..... 37

Figure II-13 : La surface revenant au poteau le plus sollicité..... 38

Figure III-1: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.	
ELS	44
Figure III-2: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS.....	44
Figure III-3: schéma de ferrailage.....	59
Figure III-4: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.....	62
Figure III-5: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS.....	63
Figure III- 6 : Schéma de ferrailage de plancher à corps creux.....	80
Figure III-7:Schéma de Ferrailage de la dalle de compression	81
Figure III- 8 : Schéma de ferrailage de balcon «coupe transversale»	87
Figure III-9: Schéma de ferrailage de la dalle pleine.....	94
Figure III-10 : Schéma de la diffusion des charges de la salle machine	96
Figure III-11: schéma de Ferrailage de la dalle du local machine.....	103
Figure III-12: Acrotère (terrasse inaccessible).....	103
Figure III.13: Ferrailage de l'acrotère.....	108
Figure V .1: disposition constructives pour le ferrailage des poteaux (RPA99).....	129
Figure V .2: Repérage des poteaux.....	129
Figure V. 3:Exemple du ferrailage du poteau.....	135
Figure V. 4 : Représentation des axes.....	138
Figure. V. 5 : Section du chaînage.....	138
Figure. V. 6 : Détail du Ferrailage.....	142
Figure V. 7 : Plan de repérage des voiles.....	144

Figure VI.1 : Coupe Présentation du Radier.....	153
Figure VI. 2 : Cartographie du radier avec logiciel SAFE.....	155
Figure.VI.3 : Diagramme des moments fléchissant (sens X).....	159
Figure.VI.4 : Diagramme des moments fléchissant (sens Y).....	159
Figure.VI.5 : Voiles périphériques.....	162
Figure.VI.6 : Ferrailage des voiles périphériques.....	164

Introduction Générale

Introduction Générale

Le projet de fin d'études approuve la dernière étape de la formation master en génie civil disposé à l'université du colonel Akli Mohand Oulhadj de BOUIRA. Ce mémoire étudie un bâtiment en béton armé (R+sous sol+6) à usage multiple selon les normes données par les documents techniques réglementaires de performance, de résistance et de stabilité constructives, tout en basant sur la compatibilité.

L'ingénieur en génie civil envisage de participer à un développement plus technique de la construction en choisissant des dimensions exactes, non surdimensionné et des alternatives moins coûteuses.

N'ayant jamais travaillé dans ce domaine, on a voulu découvrir une nouvelle façon de construire les bâtiments et on s'est donc tournés vers tous les experts de ce domaine pour y apprendre le déroulement de ces constructions.

Les expériences vécues, concluent que la vision des acteurs de la maîtrise d'ouvrage en Algérie a sensiblement basé sur l'application incontestable des guides du calcul des structures en béton armé BAEL 91 et CBA 93 qui permettent de spécifier en résultats numériques les dimensions des éléments, mais avec une inspection des principes de la conception parasismique et les conditions minimales du RPA99_2003 qui constituent en fait une actualisation qui s'avère nécessaire et bien adapté à la localité qui caractérise le véritable choix vis-à-vis du séisme Algérien, ceci figure l'immense charge imprévu que peut subir et détruire la structure. De ce fait on a bien avantagé l'aspect technique de l'économique en adoptant effectivement le choix maximal et final résulté des règlements cités. L'enchaînement de ce travail est le suivant :

- Les trois premiers chapitres traitent la description de l'ouvrage et le pré-dimensionnement des éléments ainsi que le calcul des éléments secondaires
- Le quatrième chapitre présente l'étude de l'action sismique sur la structure.
- Le cinquième chapitre est basé sur le calcul du ferrailage des portiques et des voiles.
- Le sixième chapitre concerne l'étude de l'infrastructure.

CHAPITRE I : Généralités

Chapitre I : Généralités

I.1 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de la présente un bâtiment (R+6+entre sol) à usage habitation et commerciale en béton armé composé de portiques et de voiles avec

- Le RDC est à usage commercial.
- Les six autres niveaux sont à usage d'habitation dont chaque niveau contient des appartements et le dernier étage d'un seul appartement
- Une terrasse inaccessible

L'ouvrage comporte :

- 01 cage d'escaliers.
- 01 ascenseur.

L'ouvrage sera implanté à *LAKHDARIA cite 05 juillet* wilaya de *BOUIRA*.

Cette région est classée en zone de sismicité moyenne (**IIa**) selon la classification établie par le règlement parasismique Algérien (*RPA 99 / version 2003*).

I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Les caractéristiques de la structure à étudier sont:

1) En plan

- La longueur totale20,58 m
- La largeur totale11,90 m

2) En élévation

- Hauteur totale du bâtiment25,16m
- Hauteur du RDC.....4,08 m
- Hauteur d'étage courant3,06 m

I.3 Données sismique de la structure

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée selon le *RPA 99/ version 2003* Comme une zone de sismicité moyenne (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2,5$ bars.
- Le site est considéré comme **bon sol** (S2).

I.4 Hypothèses de calcul

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.
- $E_{vj} = 10818,865 \text{ MPa}$ (Module de déformation différé du béton).
- $E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$ (Module de déformation instantané du béton).
- $F_e = 400 \text{ MPa}$. (Limite d'élasticité des aciers).

I.5 Les éléments de l'ouvrage

I.5.1 Ossature et contreventement

Le contreventement est assuré par une ossature mixte, composée de :

- poteaux et poutres formant un système de portiques transversaux et longitudinaux.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal).

I.5.2 Planchers

Les planchers remplissent deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance mécanique** : les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- **Fonction d'isolation** : ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Dans notre cas, on adopte des planchers en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles

I.5.3 Maçonnerie

- **Murs extérieurs (remplissage)** : Ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses de **15cm** et **10cm** d'épaisseur séparées par une l'âme d'air de **5cm**.
- **Murs intérieurs (cloisons)** : Ils sont constitués d'une seule paroi en briques creuses de **10cm** d'épaisseur.

I.5.4 Les escaliers

Le bâtiment présente un seul type d'escalier à trois volées et deux paliers de repos ils sont coulés sur place.

I.5.5 Ascenseur

Le bâtiment est présente un ascenseur au mielleux d'un escalier.

I.5.6 Terrasse

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

I.5.7 Balcons

Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine d'une épaisseur $e=15$.

I.5.8 L'acrotère

L'acrotère est un élément en console encastré dans le plancher terrasse, il est soumis à son poids propre, et à une charge horizontale

I.5.9 La cage d'escalier

Notre bâtiment comporte une cage d'escalier réalisée en voile coulé sur place (entre sol).

I.5.10 Le revêtement

Les revêtements sont comme suit :

- Mortier de ciment pour la façade extérieure et les cages d'escaliers.
- Enduit plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour salle d'eau et cuisine.

I.5.11 Les fondations

Les **fondations** d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges d'utilisation) de cet ouvrage sur le sol. Le choix de fondation sera établi suivant le type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.6. Système de coffrage

Le bâtiment sera réalisé au moyen d'un coffrage métallique pour les voiles, de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage traditionnel (bois et métal) pour les portiques et les planchers.

I.7 Réglementation utilisée

- ❖ **RPA** (règles parasismiques algériennes 99 modifiées 2003).

- ❖ **BAEL 91** (Règles technique de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en béton armée suivant la méthode des états limites)
- ❖ **CBA 93** (règles de conception et de calcul des structures en béton armé)
- ❖ **DTR B.C.2.2** (Charges permanentes et charges d'exploitation).

I.8 Présentation de la méthode de calcul aux états limites

I.8.1 Définition des états limitent

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite. Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré cesse de remplir ses fonctions.

On distingue des états limites ultimes et des états limitent de service.

A)Etats limites ultimes (ELU)

Leur dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage

Ils correspondent à la limite :

- De l'équilibre statique de la construction (renversement)
- De la résistance de chacun des matériaux (rupture)
- De la stabilité de forme (flambement)

❖ Hypothèse de calcul à L'ELU

- Conservation des sections planes après déformation.
- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est limitée à **3.5%** en flexion simple et **2%** en compression simple.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à **10 %**.

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :

- **Pivot A** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C** : les pièces sont soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

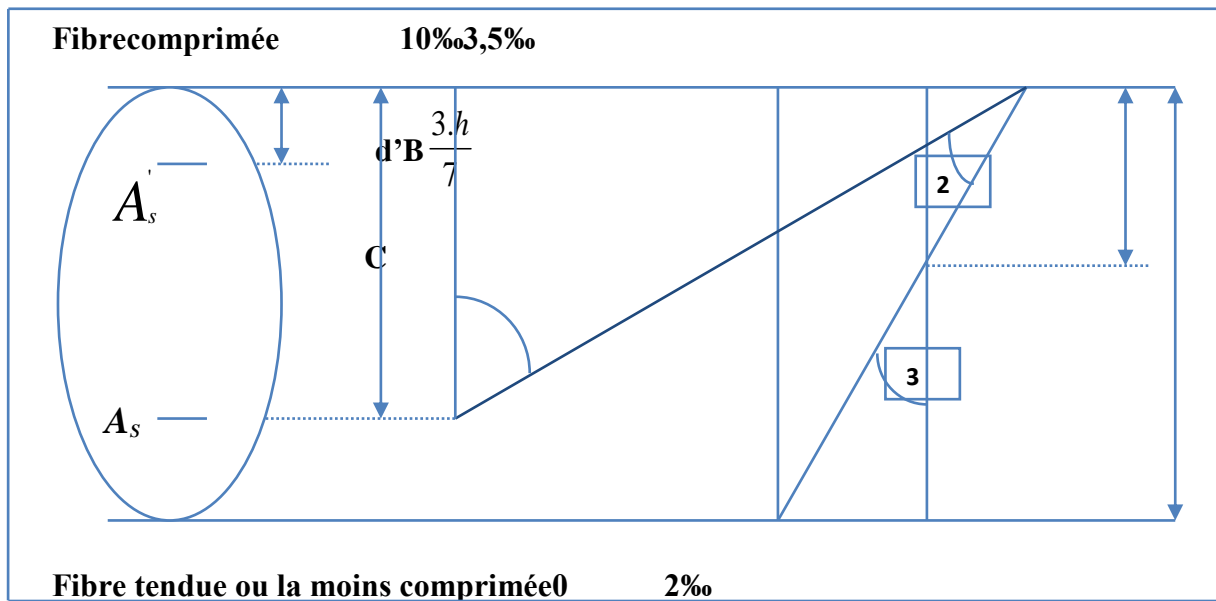


Figure1 - I : Diagramme des déformations limites de la section

B) Etats limites de service (ELS)

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure. Ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité.

Ils correspondent aux phénomènes suivants :

- Ouvertures excessives des fissures.
- Compression excessive du béton.
- Déformations excessives des éléments porteurs.
- Vibrations excessives et inconfortables
- Pertes d'étanchéité.

❖ Hypothèse de calcul à L'ELS

- Les sections droites restent planes au cours de déformations et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le module d'élasticité longitudinal est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15 E_b$, $n = 15$).

$n = 15$: coefficient d'équivalence.

I.9 Actions et sollicitations

I.9.1 Définition des actions

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, charges permanentes, climatiques et d'exploitations) appliquées à la structure.

Les actions sont classées en trois catégories en fonction de leur fréquence d'apparition :

- **Action permanentes (G)**

Ce sont celles dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- le poids propre de la section.
- le poids des équipements fixes.
- le poids des poussées de terre ou les pressions des liquides.
- les déformations imposées à la structure.

On note:

- G_{\max} : actions permanentes défavorables.
- G_{\min} : actions permanentes favorables.

- **Actions variables (Qi)**

Ce sont les actions dont l'intensité est plus ou moins constante, mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes on distingue :

- Les charges d'exploitation.
- Les actions dues à la température.
- Les actions appliquées en cours d'exécution.
- Les actions climatiques.

On note :

- Q : action variable de base.

- **Actions accidentelles (FA)**

Ce sont des actions rares avec une faible durée d'application tel que : les chocs violents, les séismes et les explosions.

I.10 Les caractéristiques des matériaux

I.10.1 Béton

- **Définition**

Le béton est un mélange de granulats : De ciment, d'eau et éventuellement de produits d'addition "les adjuvants" de masse volumique de **2500Kg/m³**.

Pour le présent projet on adoptera : **f_{c28} = 25 MPa**

- **Composition du béton**

Le dosage d'un béton courant est composé de :

- 350Kg de ciment portland artificiel CPA 325 bar.
- 400L de sable.
- 800L de gravillons (D ≤ 25mm).
- 175L d'eau.

- **Résistance du béton**

- ❖ **Résistance caractéristique du béton à la compression**

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

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : **f_{c28}**.

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à (**j**)jours, définies à partir de **f_{c28}**, par:

- **Pour des résistances f_{c28} ≤ 40MPa**

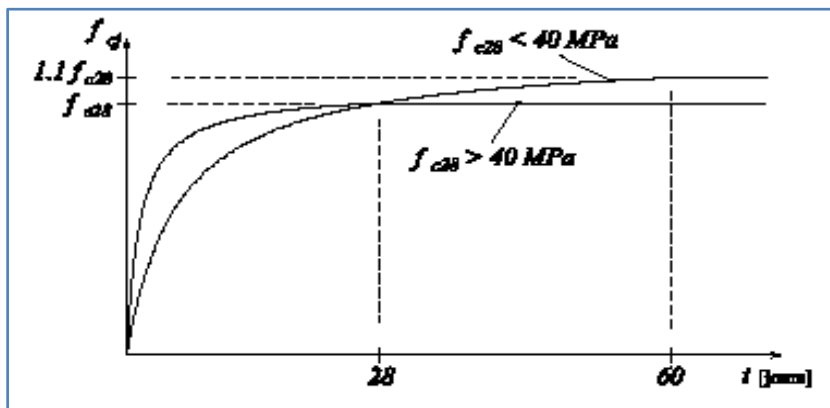
$$\left\{ \begin{array}{l} f_{ej} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \text{ si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{ej} = 1,1 f_{c28} \text{ si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

- **Pour des résistances f_{c28} > 40MPa**

$$f_{ej} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{j}{1,40 + 0,95 \cdot j} \times f_{c28} \dots \text{Si } j \leq 28 j. \\ f_{c28} \dots \text{Si } j > 28 j. \end{array} \right.$$

Le choix de f_{c28} :

Dans notre cas on considère que $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.



FigureI-2 : Evolution de la résistance f_{c_j} en fonction de l'âge du béton

❖ Résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance caractéristique du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de **10 %** de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c_j} \dots\dots\dots(\text{BEAL 91, art A.2.1, 12}) .$$

Dans laquelle f_{tj} et f_{c_j} sont exprimés en MPa ou (N/mm²).

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{c_j} < 60 \text{ MPa}$.

Pour : $j = 28$ jours, $f_{t28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa}$.

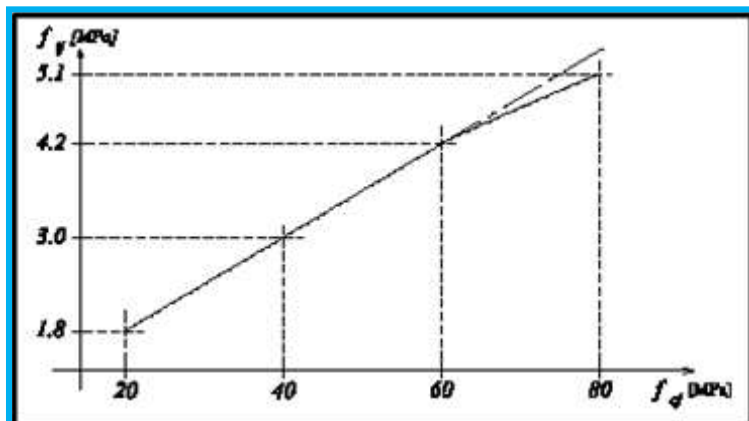


Figure I-3 : Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la f_{cj}

❖ **Module de déformation longitudinale**

On distingue les modules de Young instantané (E_{ij}) et différé (E_{vj}). Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (**cas courant**), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module différé est pris égal à trois fois le module instantané:

($E_{ij} = 3E_{vj}$). Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

• **Module de déformation instantanée**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à **24 heures**, le module de déformation longitudinale instantané du béton âgé de (j) jours note E_{ij} est égale à :

Dans notre cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91 Art 2.1.21}) \\ E_{ij} = 23164.2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

• **Module de déformation différée**

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

Dans note cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91 Art 2.1.22}) \\ E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

❖ **Module de déformation transversale**

Le module de déformation transversale noté «G» est donné par la formule suivante :

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

E: module de YOUNG.

ν: Coefficient de Poisson.

❖ **Coefficient de Poisson (BAEL91, art A2.1.3)**

Le coefficient de poisson *ν* par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

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

Il est pris égal :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \quad (\text{E.L.U}) \text{ pour le calcul des sollicitations} \dots\dots\dots (\text{Section fissurée à ELU}). \\ \nu = 0.2 \quad (\text{E.L.S}) \text{ pour le calcul des déformations} \dots\dots\dots (\text{Section non fissurée à ELU}). \end{array} \right.$$

❖ **Modèles de calcul**

➤ **À l'ELU**

Pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur la figure (1.4)

$$\left\{ \begin{array}{l} 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰} \\ 2 \text{ ‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰} \text{ compression avec flexion.} \end{array} \right.$$

Avec : ϵ_{bc} : raccourcissement du béton.

• **Contraintes limites du béton en compression**

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \Rightarrow \quad (\text{BEAL91.art.A.4.3.41})$$

Dans notre cas : $\gamma_b = \begin{cases} 1.5 \dots \dots \dots \text{en situation durable S.D} \\ 1.15 \dots \dots \dots \text{en situation accidentale S.A} \end{cases}$

$\gamma_b =$ Coefficient de sécurité partiel

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

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

Pour notre cas :

fc28 = 25MPa, on obtient : $f_{bu} \begin{cases} = 14.2 \text{ MPa en S.D.T} \\ = 18.48 \text{ MPa S.A} \end{cases}$

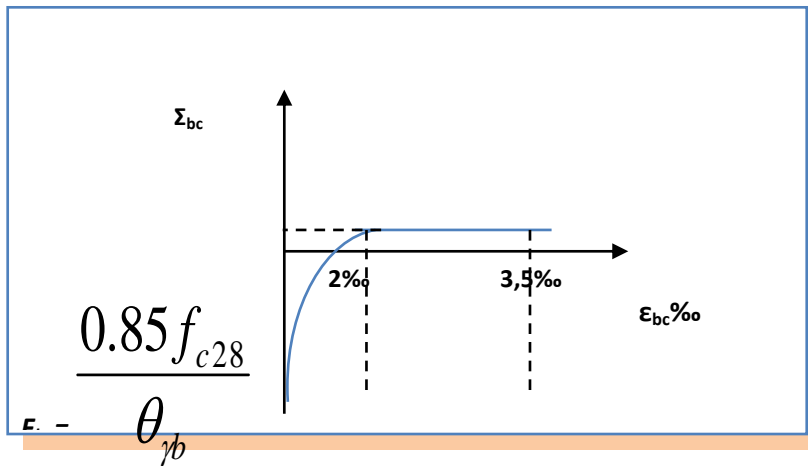


Figure I-4 : Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELU

➤ À l'ELS

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,60. f_{c28} \quad (\text{BAEL91, art A.4.5, 2})$$

Pour notre cas: $\overline{\sigma}_{bc} = 0,60. 25 = 15 \text{MPa}$

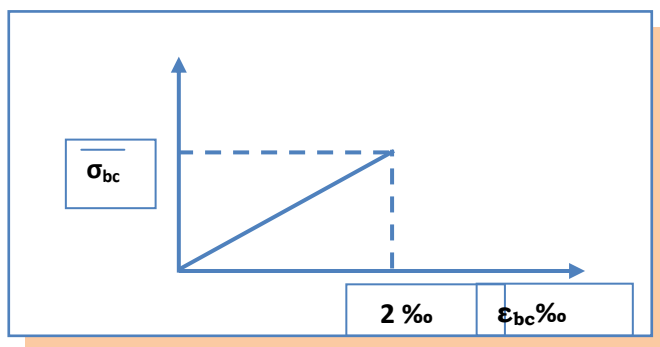


Figure I-5 : Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELS

❖ **Contrainte limite de cisaillement**

➤ La contrainte de cisaillement à **L'ELS** est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \text{ [MPa]}. \dots\dots\dots \text{(BAEL91 modifiés art A. 5.1.21)}$$

V_u = Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b₀ = Largeur de la section cisailée.

d = Hauteur utile (0.9h position d'aciers tendus).

➤ La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; \left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Fissuration} \\ \text{peu préjudiciable.} \end{array} \right. \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration} \\ \text{préjudiciable très préjudiciable} \end{array} \right. \right)$$

Dans notre cas : $\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration peu préjudiciable.}$

$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration préjudiciable très préjudiciable.}$

➤ Poids volumique de béton :

Le poids volumique du béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400 daN / m³ s'il n'est pas armé
- 2500 daN / m³ s'il est armé

I.10.2 Aciers

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, il présente une très bonne résistance à la **traction**, et une bonne résistance à la **compression** dans le cas d'élançements faibles.

On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour **0.15 à 0.25%** de carbone.
- Aciers durs pour **0.25 à 0.40 %** de carbone.

Selon le **RPA99**, les armatures longitudinales pour le béton armé sont des éléments principaux qui doivent être à haute adhérence (HA) avec $f_e \leq 500$ MPa, l'allongement relatif sous charge maximale spécifique doit être supérieur ou égale à 5%.

❖ Caractéristiques des aciers utilisés

a) Caractéristiques géométriques

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal

Ø (mm)	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Section (cm ²)	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,51	8,04	12,57
Poids (kg/m)	0,222	0,395	0,616	0,888	1,208	1,579	2,466	3,854	6,313	9,864

b) Caractéristiques mécaniques

f_e = limite d'élasticité garantie (résistance caractéristique) en MPa.

Nous utilisons pour le ferrailage

- des barres à hautes adhérences (HA) :

Fe E 400 $f_e = 400$ MPa \longrightarrow armatures longitudinales.

- des fils tréfilés lisses qui sont assemblés en treillis soudés (TS):

FeE 520 $f_e = 520$ MPa \longrightarrow Dalles de compression

❖ Module d'élasticité

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 2 \cdot 10^5$ MPa

❖ Contraintes limites d'élasticité de l'acier

a) **Contrainte limite ultime à l'ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Où :

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

$$\gamma_s$$

Pour notre cas : $\sigma_s = f_e / \gamma_s \Rightarrow \begin{cases} 348 \text{MPa} \dots \dots \text{situations durables.} \\ 400 \text{MPa} \dots \dots \text{situation accidentelles.} \end{cases}$

$$\gamma_s$$

b) **Contrainte limite de service à l'ELS**

Fasse au risque de corrosion des armatures, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures.

D'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

- **fissuration peut nuisible**

Il n'y a aucune vérification à faire en de hors de la vérification à l'ELU.

- **fissuration préjudiciable**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

- **fissuration très préjudiciable**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min (1/2 f_e , 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration ayant pour valeur :

- $\eta = 1,6$ pour les armatures à haute adhérence (HA) de $\varnothing \geq 6 \text{mm}$.
- $\eta = 1,3$ pour les armatures à haute adhérence de $\varnothing < 6 \text{mm}$.
- $\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisses.

❖ Diagramme contraintes - déformations

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

Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante.

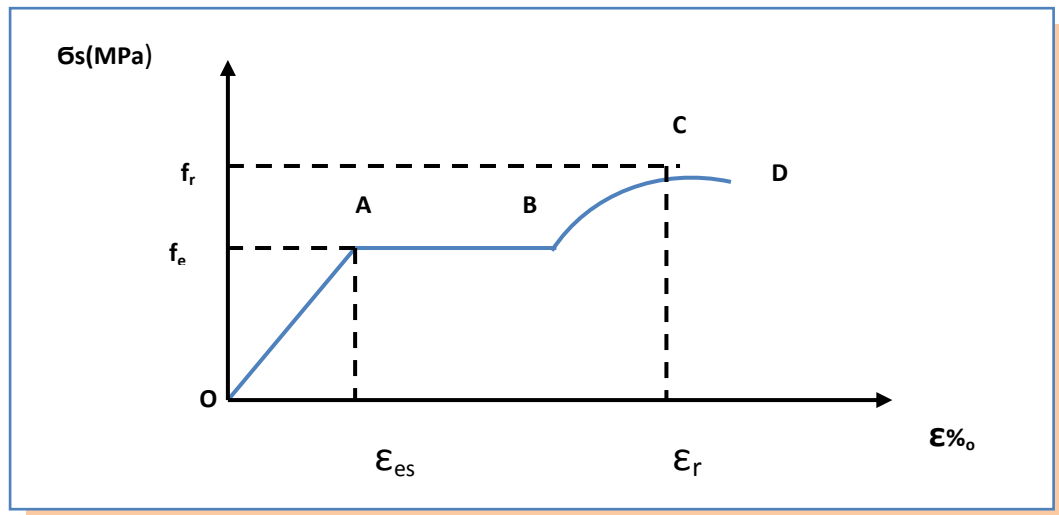


Figure I-6 : Diagramme contrainte déformation de l'acier

Avec :

f_r : Résistance à la rupture

f_e : Limite d'élasticité

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

ϵ_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone OA : Domaine élastique linéaire.

Zone AB : Domaine plastique.

Zone BC : Domaine de raffermisssement.

Zone CD : Domaine de striction

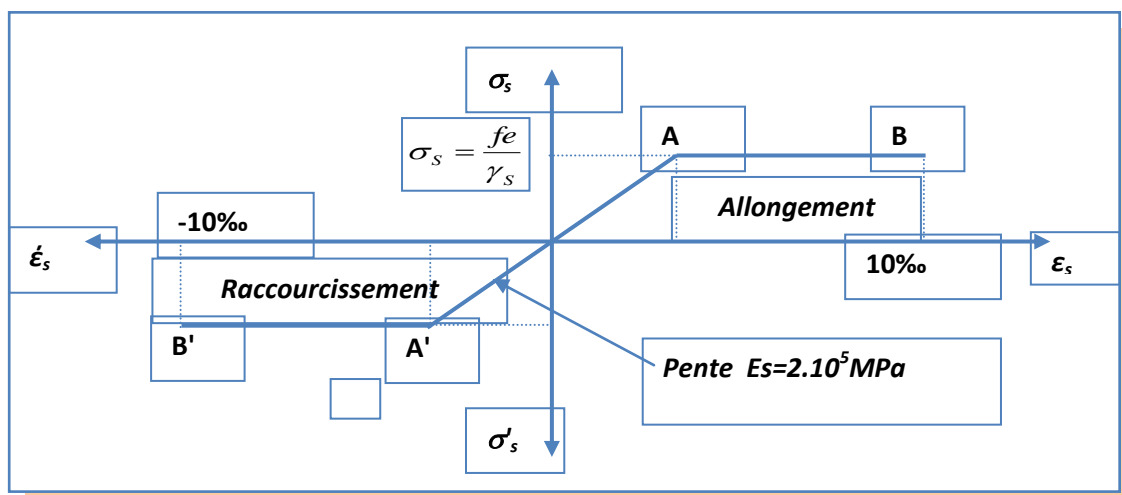


Figure I-7 : Diagramme contraintes- déformations de calcul.

I.11 Protection des armatures (Art A.7-2.4 BAEL91)

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

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

I.12 Les combinaisons d'action

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

Les combinaisons d'action à considérer :

- **Combinaison de RPA99 /V2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

- **Combinaison du BAEL 91**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{ELU} : 1.35G + 1.5Q \\ \mathbf{ELS} : G + Q \end{array} \right.$$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation.

E : Charges accidentelles.

***CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments
résistants et descente de charges***

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes:

Sollicitations verticales: Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

Sollicitations horizontales: Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 Version 2003.

II.2 Pré dimensionnement des éléments secondaires

II.2.1 Les planchers

Les planchers sont des panneaux dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2, 3 ou 4 appuis. Elles transmettent les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux dans tous les niveaux.
- Dalle pleine pour les balcons, porte- a- faux et la salle machine

II.2.1.1 Plancher à corps creux

Le pré dimensionnement se fait à partir les conditions suivantes:

Condition de flèche [BAEL91 artB.6.8, 424]

$$h_t/L \geq 1/22,5$$

Avec:

$$L = \min(L_{xmax}; L_{ymax})$$

$L_{xmax}; L_{ymax}$: Les distances entre nus d'appuis dans le sens considéré

$$L_{xmax} = 488cm \left. \vphantom{L_{xmax}} \right\} \Rightarrow L_{xmax} = 409cm$$

$$L_{ymax} = 409cm$$

Donc:

$$h_t \geq 409/22,5 = 18,18cm$$

• Condition d'isolation thermique

- e = 7 cm Pour une heure de coup de feu.
 - e = 11 cm Pour deux heures de coup de feu.
 - e = 17,5 cm Pour quatre heures de coup de feu.
- } On adopte : $e_0 = 15$ cm.

• Condition d'isolation phonique

Selon les règles du BAEL 91 l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. Soit : $e_1 = 15$ cm

Conclusion

$$e = \max (h_t, e_0, e_1) \Rightarrow e = 18,18cm \Rightarrow \text{On adopte: } e=20cm$$

Soit un plancher (16+4) cm

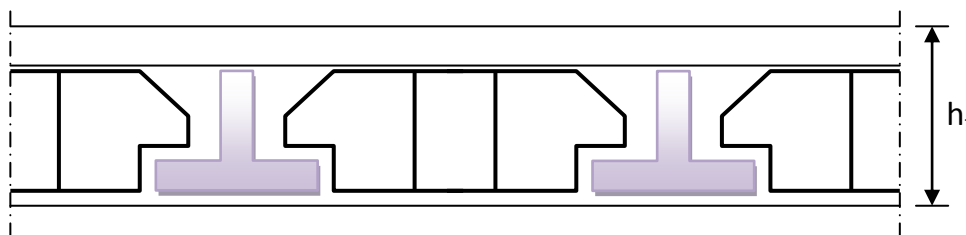


Figure II-1 : l'épaisseur du plancher corps creux

II.2.1.2 dalle pleine

Une dalle pleine est une plaque qui peut reposer avec ou sans continuité, sur deux, trois ou quatre appuis. L'épaisseur de la dalle dépend le plus souvent des condition d'utilisation que des vérifications de résistance.

➤ Détermine la valeur de l'élancement (α):

(α) : C'est le rapport de la petite dimension a la plus grande.

$$\left. \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \\ L_x = 0,8m \end{array} \right\} \Rightarrow P = 0.8 / 0.83 = 0.96$$

$$L_y = 0,83m$$

On à : $0,4 < \rho < 1 \Rightarrow$ dalle appuis sur 4 cotés

Alors: $h \geq L_x / 30$; (dalle isolée) $h \geq 80 / 30 \Rightarrow h \geq 2,67cm$

On adopte: $e = 15cm$ (condition d'isolation thermique)

II.2.2 Les escaliers

Définition

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins éléments permettant le passage d'un niveau à un autre dans un bâtiment.

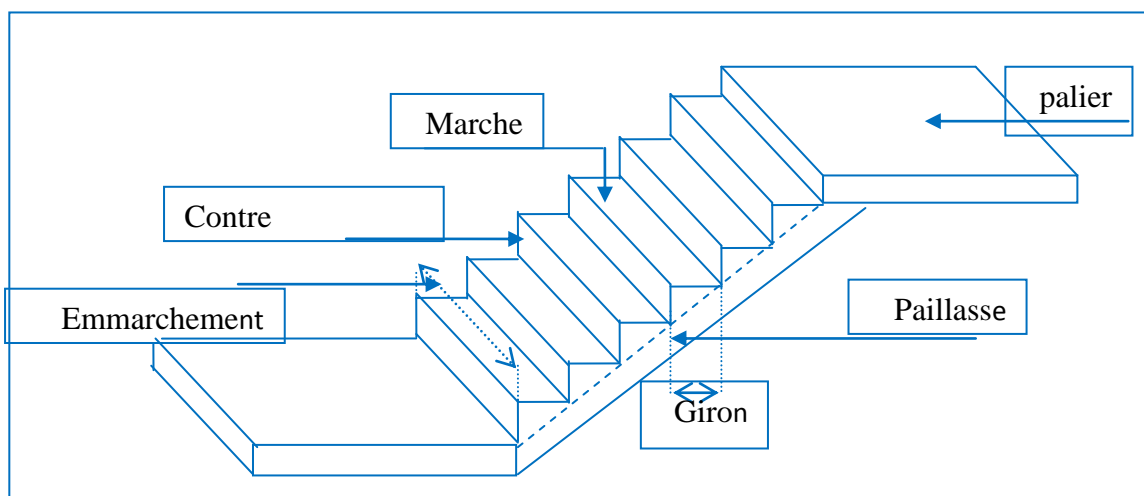


Figure II-2 : Schéma d'un escalier

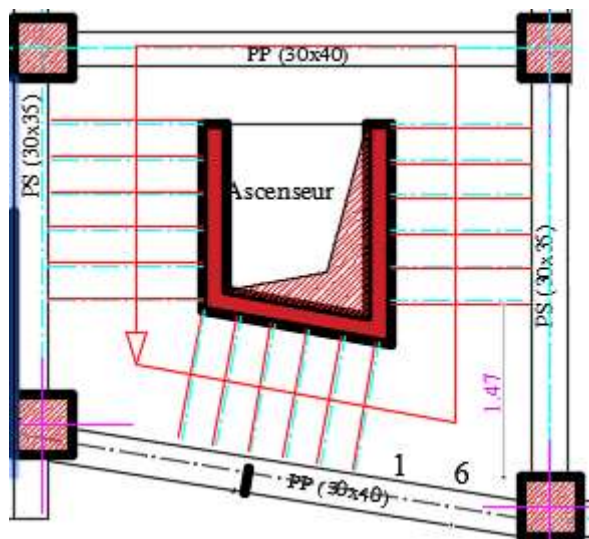


Figure II.3 : Schéma de l'escalier de différent niveau

A. Au niveau de sous sol (00), niveau de RDC et des niveau des étages courant

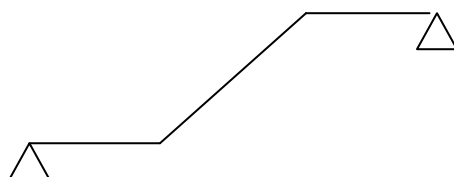


Figure II-4: Schéma statique des volées

A. 1. 1^{iere} volée

▪ Dimensionnement des marches et contre marche

$$H = n \times h \rightarrow h = H/n$$

$$L = (n - 1) \times g \rightarrow g = L/(n - 1)$$

D'après BLONDEL on a :

$$L/(n - 1) + 2H/n = m$$

Et puis : $mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (1)$

On pose : $m=64$

Avec : $L=180\text{cm}$; $H=102\text{cm}$

Donc l'équation (1) devient : $64n^2 - 448n + 204 = 0$

La solution de l'équation est : $n=7$ contre marches

Le nombre des marches : $n-1=6$ marches

Puis : $h=170/10=17\text{cm}$

$g=L/(n-1)=180/6=30\text{cm}$

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h + g = 2(17) + 30 = 64 \leq 66 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **L'inclinaison de la paille**

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{102}{180} = 0,56 \rightarrow \alpha = \text{arctg}(0,56) = 29,51^\circ$$

➤ **La longueur de la paille**

$$L_p = H/\sin\alpha = 102/\sin(29,51^\circ) = 102/0,49 = 208,16\text{cm}$$

➤ **L'épaisseur de la paille**

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

L : la longueur réel total entre deux appuis

$$L = L_p + l_1 = 208,16 + 190 = 398,16\text{cm}$$

$$398,16/30 \leq e \leq 398,16/20$$

$$13,27 \leq e \leq \frac{19,91}{20} \rightarrow \text{on adopte: } e = 17\text{cm}$$

Tableau(II.1):dimensionnementde cage d'escalier du niveau 00 jusqu'à 6^{ème} étage

	1 ^{iere} volée	2 ^{ème} volée	3 ^{ème} volée
Longueur projetée de la paillasse (cm)	L= 180	L= 150	L= 150
Hauteur de la volée (cm)	H=102	H=102	H=102
L'équation de BLONDEL	$64n^2 - 448n + 204 = 0$	$64n^2 - 418n + 204 = 0$	$64n^2 - 418n + 204 = 0$
Nombre des contres marches	n=7	n=6	n=6
Nombre des marches	n-1=6	n-1=5	n-1=5
Hauteur de la marche (cm)	h=17	h=17	h=17
Largeur de la marche (giron)	g=30	g=30	g=30
L'inclinaison de la paillasse	$\alpha = 29,51^\circ$	$\alpha = 34,22^\circ$	$\alpha = 34,22^\circ$
Longueur de la paillasse	$L_p = 208,16\text{cm}$	$L_p = 182,14\text{cm}$	$L_p = 182,14\text{cm}$
Longueur réel total (cm)	L=398,16cm	L=372,14cm	L=372,14cm
L'épaisseur de la paillasse	e=17	e=17	e=17

II.3 Pré-dimensionnement des éléments porteurs principaux

II.3.1 Les poutres

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

principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

II.3.1.1 Les poutres principales

- La hauteur totale de la poutre

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

Avec:

L_{\max} : La plus grande portée entre nus d'appuis, dans notre cas: $L_{\max} = 4,88\text{m}$

Donc:

$$488/15 \leq h \leq 488/10 \Rightarrow 32,53 \text{ cm} \leq h \leq 48,8\text{cm}$$

On adopte: $h=40\text{cm}$

- Largeur de la poutre

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

b: Largeur de la poutre

Alors:

$$0,3(40) \leq b \leq 0,7(40) \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

On adopte: $b=30\text{cm}$

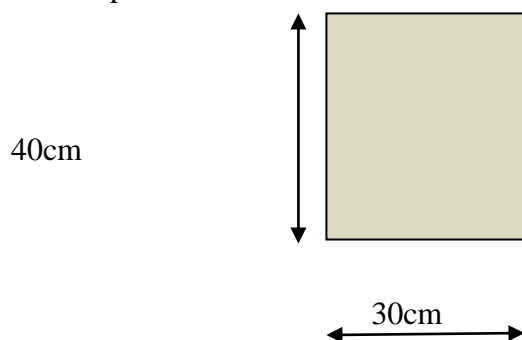


Figure II-5: la section des poutres principales

❖ Vérification

Selon: [RPA article 7.5.1]

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après:

$$\begin{array}{l}
 - b \geq 20\text{cm} \longrightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \\
 - h \geq 30\text{cm} \longrightarrow h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \\
 - h/b \leq 4 \longrightarrow h/b = 40/30 = 1,33 < 4
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} \\ \\ \end{array}} \right\} \dots\dots\dots \text{Conditions vérifiées}$$

II.3.1.2 Les poutres secondaires

- **La hauteur totale de la poutre**

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

Avec :

L_{\max} : La plus grande portée entre nus d'appuis, dans notre cas $L_{\max} = 4.09 \text{ m}$

Donc:

$$409/15 \leq h \leq 409/10 \Rightarrow 27,27\text{cm} \leq h \leq 40,9\text{cm}$$

On adopte: $h=35\text{cm}$

- **Largeur de la poutre**

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Alors:

$$0,3(35) \leq b \leq 0,7(35) \Rightarrow 10,5\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm}$$

On adopte: $b=30\text{cm}$

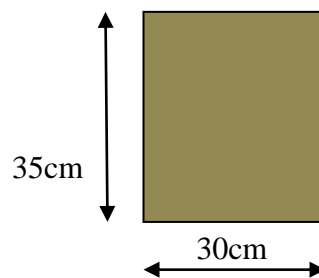


Figure II-6: la section des poutres secondaires.

❖ **Vérification**

Selon : [RPA article 7.5.1]

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après:

- $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$
 - $h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 35\text{cm} > 30\text{cm}$
 - $h/b \leq 4.0 \Rightarrow h/b = 35/30 = 1,17 < 4$
- } Conditions vérifiées

Tableau II.2: Pré dimensionnement des poutres principales et secondaires

Règle	Formule	Poutres	Poutres Non
		Porteuses (p_p)	porteuses (p_s)
		$L_{xmax}=488\text{cm}$	$L_{ymax}=409\text{cm}$
BAEL 99	Hauteur $\frac{L_{max}}{15} < h < \frac{L_{max}}{10}$	h =40 cm	h = 35cm
	Largeur $0,3h \leq b \leq 0,7h$	b = 30 cm	b= 30 cm
RPA99/V2003	La vérification		
	$h \geq 30\text{cm}$	Ok	Ok
	$b \geq 20\text{cm}$	Ok	Ok
	$h/b \leq 4$	$1,33 \leq 4$	$1,17 \leq 4$

II.3.2 : Les voiles

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions. Ils présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques. Les voiles sont dimensionnés en respectant les conditions du règlement parasismique algérien

Leur pré dimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations. Les voiles assurant le

contreventement sont supposés, d'après le RPA 99 version 2003 article 7.7.1, comme éléments satisfaisant la condition ($L \geq 4e$).

L'article 7.7.1 RPA99 spécifie que l'épaisseur minimale soit de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h) et des conditions de rigidité aux extrémités comme l'indique La Figure suivante.

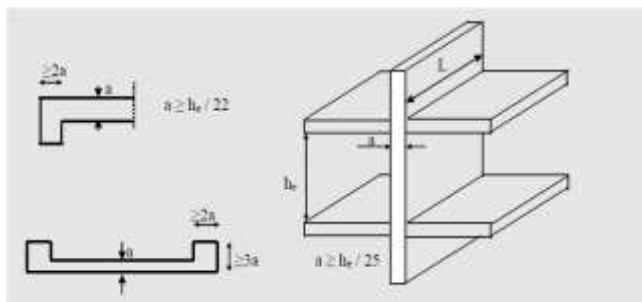


Figure II-7: Coupe de voile en élévation

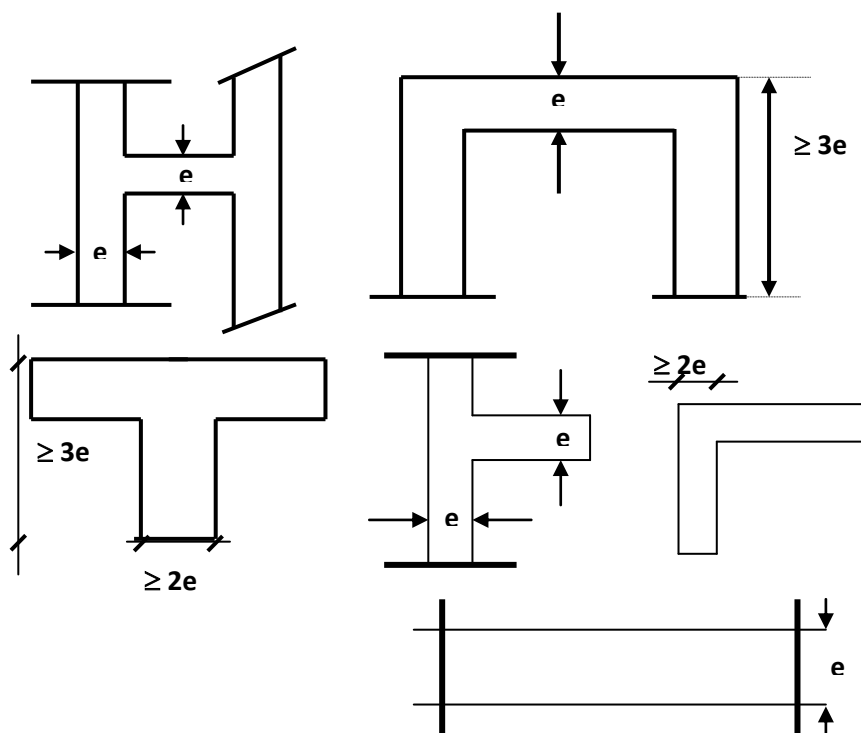


Figure II-8: Coupe de voiles en plan

a) L'épaisseur

$$e = \max\left(\frac{h_e}{20}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{25}\right)$$

h_e : Hauteur libre d'étage

b) La longueur

$$L \geq 4.e$$

Tableau II-3 : pré dimensionnement de voiles

	h_e (cm)	$\frac{h_e}{20}$ (cm)	$\frac{h_e}{22}$ (cm)	$\frac{h_e}{25}$ (cm)	e_{max}	L'épaisseur adaptée (cm)	L (cm)
Sous-sol	252	12,6	11,45	10,08	12,6	20	$L \geq 100$
RDC	388	19,4	17,64	15,52	19,4	20	$L \geq 80$
De 1 ^{ère} au 6 ^{ème} étage	286	14,3	13	11,44	14,3	20	$L \geq 80$

II.3.3 Les poteaux

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de «1cm » sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

II.3.3.1 Procédure de calcul

Le pré dimensionnement de la section du béton des poteaux sera fait en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités (de rive, d'angle et de centre). On utilise un calcul basé sur la descente de charge, tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

Pour cela, on suit les étapes suivantes :

- On détermine le poteau le plus sollicité.
- On calcule la surface reprise par le poteau.
- On détermine les charges et les surcharges qui reviennent au poteau.

- On amènera le calcul à L'ELU (**BAEL 91**) et la vérification d'après (**RPA99/V2003**).
- Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone 2A doivent respecter les conditions suivantes :
- à défaut de calculs plus précis, les charges évaluées en admettant la discontinuité des travées doivent être majorées :

De 15 % pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées ;

De 10 % pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées [**BAEL91 B.8.1, 1**]

Selon les prescriptions **du PRA 99 version 2003** les dimensions des poteaux doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (\mathbf{b}_1, \mathbf{h}_1) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone II} \\ \text{Min } (\mathbf{b}_1, \mathbf{h}_1) \geq h/20 \\ 1/4 < (\mathbf{b}_1, \mathbf{h}_1) < 4 \end{array} \right\} \dots\dots\dots [\text{RPA Art 7.1}]$$

Avec :

b₁, h₁: Dimensions de la section, dans notre cas (**b₁ = h₁=a**)

h_e : La hauteur de l'étage

- Selon [BAEL91 Art. B.8.4.] l'effort normal ultime (**N_u**) agissant sur un poteau doit être:

$$\mathbf{N}_u \leq \alpha \left[\frac{\mathbf{B}_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{\mathbf{A}_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots (1)$$

On tire de l'équation précédente la valeur de (**B_r**) :

$$\mathbf{B}_r \leq \mathbf{N}_u / \alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{\mathbf{A}_s f_e}{\mathbf{B}_r \gamma_s} \right] \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

N_u = 1,35G_{cumulé} + 1,5Q : Combinaison d'action a L'ELU

B_r : La section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie tel que :

Poteaux carrée $B_r= (a - 0,02)^2 \text{ cm}^2$

$a = \sqrt{B_r} + 2\text{cm}$

$f_{c28} = 25\text{MPa}$: La résistance à la compression du béton a 28 jours

$f_e = 400\text{MPa}$: la limite d'élasticité de l'acier

$\gamma_s = 1,5$ } Coefficient de sécurité
 $\gamma_s = 1,15$ }

Le pourcentage minimal des armatures est de ($A_{smin} = 0,8\%B$) en zone II_a [RPA Art 7.4.2.1] α : Coefficient de sécurité inférieur à 1, qui dépend: la section, la hauteur et des liaisons d'extrémités et qui prend les valeurs:

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1+0,2(\lambda/35)^2} \text{ Pour: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ Pour: } 50 < \lambda \leq 70 \lambda \end{array} \right.$$

$\lambda = \frac{l_f}{i_{min}}$: L'élancement mécanique

$l_f = 0,7l_0$: Poteau intermédiaire... [BAEL91 Art. B.8.3,31]
 $l_f = l_0$: Poteau de rive

Tel que:

l_f : Longueur de flambement

l_0 : Longueur libre (la hauteur de poteau entre faces supérieur de deux planchers consécutifs

$i_{min}\sqrt{\frac{I}{B}}$: Le rayon minimal de giration

$$\left\{ \begin{array}{l} I = \frac{a^2}{12}: \text{ Le moment d'inertie} \\ B = a^2 : \text{ Aire totale de la section du poteau} \end{array} \right.$$

Pour que toutes les armatures participent à la résistance, on prendra l'élançement mécanique forfaitairement égale à $\lambda=35$

Donc:

$$\lambda = 35 \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1+0,2(\lambda/35)^2} = \frac{0,85}{1+0,2(35/35)^2} = 0,708$$

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient:

$$B_r \leq N_u / 0,71 \left[\frac{25 \times 10^{-1}}{0,9 \times 1,5} + \frac{0,008 \times 400 \times 10^{-1}}{1,15} \right] \Rightarrow B_r \leq 0,66 N_u$$

B_r [Cm²]
 N_u [KN]

II.3.3.2 Evaluation des charges et surcharges

A. Les charges permanentes (G)

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Règlementaire (D.T.R B.C. 2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations.

- Plancher terrasse inaccessible

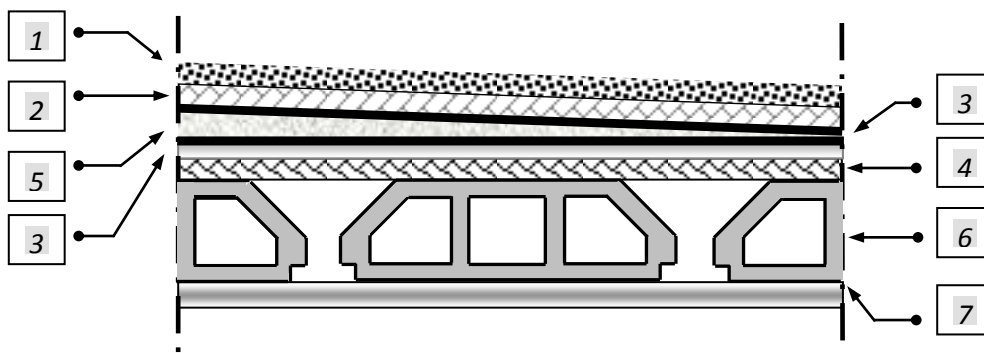


Figure II-9: détail des constituants du plancher terrasse inaccessible

Tableau II-4: charge permanente de plancher terrasse inaccessible

Les éléments	L'épaisseur e [m]	Poids volumique [KN/m ³]	. Poids surfacique [KN/m ²]
1 - gravillon de protection	0,05	17	0,85
2- étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3- papier kraft	2 feuilles	-	0,50
4- forme de pente	0,10	22	2,20
5- isolation thermique	0,04	4	0,16
6- plancher corps creux	(16 + 4)	-	2,85
7- enduit en plâtre	0,02	10	0,20
La somme des charges permanentes			$G_t = 6,88\text{KN/m}^2$

- Plancher étage courant

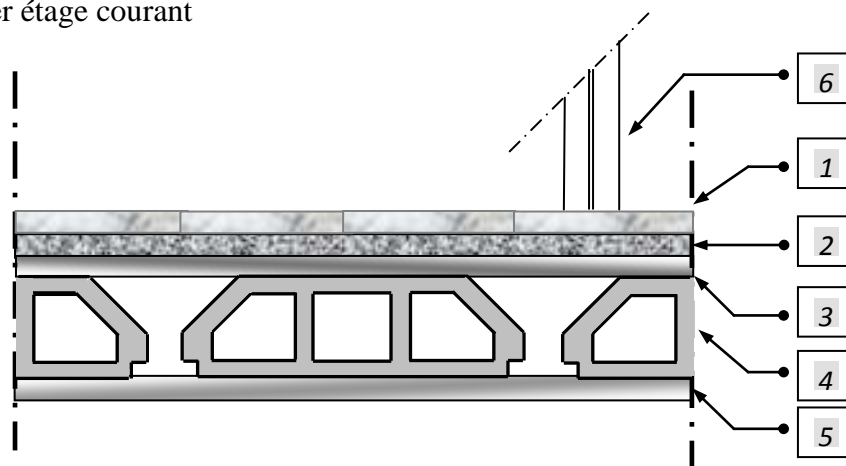


Figure II-10: détail des constituants du plancher étage courant.

Tableau II-5 : charge permanente de plancher étage courant

Les éléments	L'épaisseur e [m]	Poids volumique [KN/m ³]	Poids surfacique [KN/m ²]
1 - carrelage	0,02	20	0,40
2- mortier de pose	0,02	20	0,40
3- lit de sable	0,03	18	0,54
4- plancher corps creux	(0,16+0,04)	-	2,85
5- enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6- Cloisons de séparation	-	-	1,00
La somme des charges permanentes			$G_{pe} = 5,39$

- Dalle pleine (étage courant)

Tableau II-6 : charge permanente de la dalle pleine

Les éléments	L'épaisseur e [m]	Poids volumique [KN/m ³]	Poids surfacique [KN/m ²]
1 - carrelage	0,02	20	0,40
2- mortier de pose	0,02	20	0,40
3- lit de sable	0,03	18	0,54
4- dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
5- enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6- Cloisons de séparation	-	-	1,00
La somme des charges permanentes			$G_{dp} = 6,29$

- Les murs

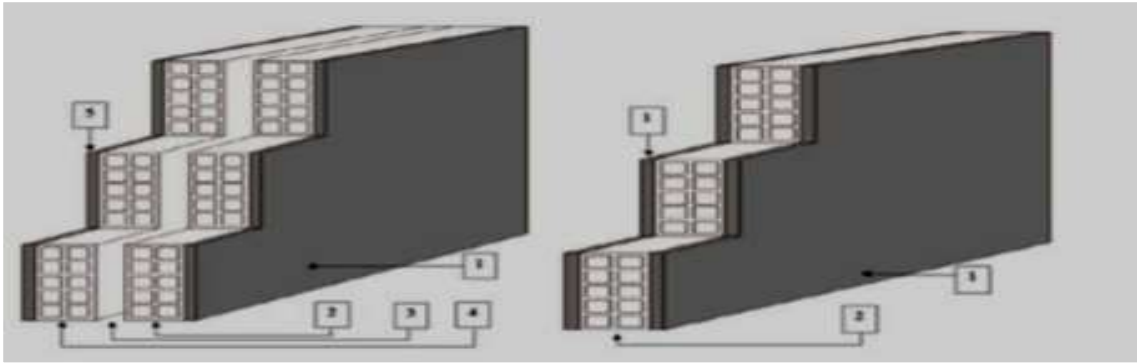


Figure II-11: Mur extérieur à double cloison et Mur intérieur

✓ Murs extérieurs à double cloison

Tableau II-7 : charge permanente des murs extérieurs

Les éléments	L'épaisseur e [m]	Poids volumique [KN/m ³]	Poids surfacique [KN/m ²]
1 - revêtement en ciment	0,02	18	0,36
2- brique creuse extérieure	0,15	9	1,35
3- l'âme d'air	0,05	0	0
4- brique creuse intérieure	0,10	9	0,9
5- enduit en plâtre	0,02	10	0,2
La somme des charges permanentes			$G_b = 2,81$

✓ Murs intérieurs

Tableau II-8 : charge permanente des murs intérieurs

Les éléments	L'épaisseur e [m]	Poids volumique [KN/m ³]	Poids surfacique [KN/m ²]
1 - brique creuse	0,10	9	0,9
2- enduit en plâtre	(0,02) × 2	10	0,4
La somme des charges permanentes			G_b = 1,3

B. Les charges d'exploitation (Q)

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un ouvrage à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque. Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le Document Technique Réglementaire (D.T.R B.C. 2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations.

- Selon la nature des planchers et leur usage, on distingue les charges d'exploitations suivantes:

Tableau II-9:Charge d'exploitations

	Poids surfaciqueKN/m ²]
1 - étage terrasse inaccessible	01
2- étage courant habitations	1,5
3- étage commerces	05
4- étage services	2,5
5- balcon	3,5
6- escalier	2,5

II.3.3.3 Détermination des charges

A. Surcharge d'exploitation

✓ La loi de dégression des charges [D.T.R.B.C art 6.3]

Elles s'appliquent aux bâtiments à grand nombre où les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes. C'est le cas de bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement:

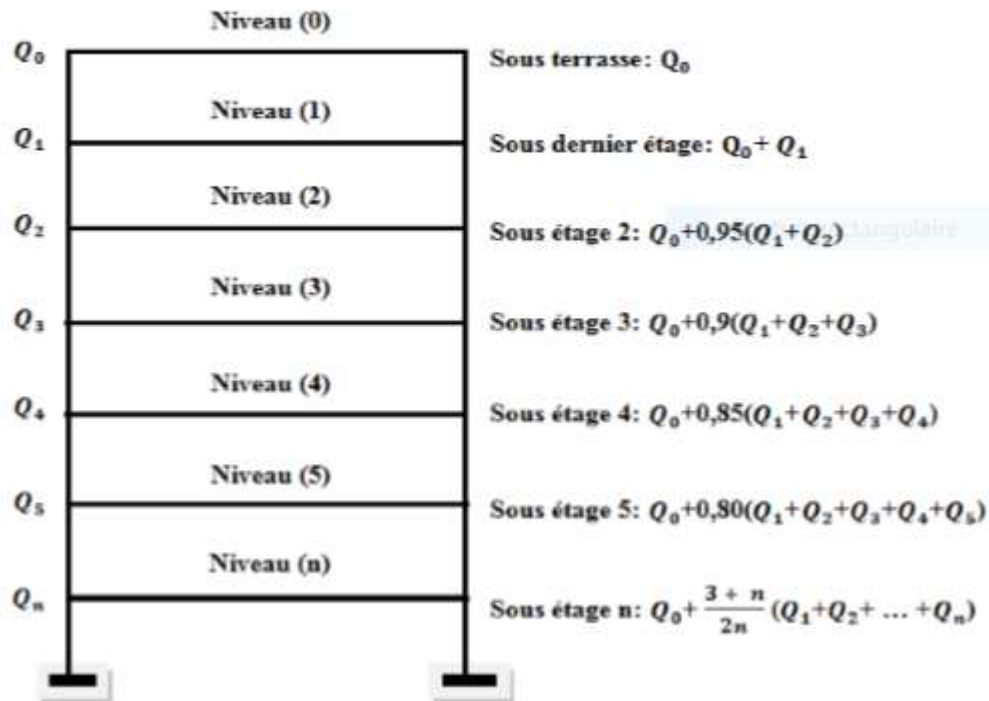


Figure II12: La loi de dégression des charges

Tableau II-10: dégression des surcharges d'exploitation

Niveau	Dégression	Q [KN]
Sous terrasse	$1 \times 15,55$	15,55
Sous 1 ^{ier} étage	$15,55 + 1,5(15,55)$	38,88
Sous 2 ^{ème} étage	$15,55 + 0,95 [1,5(15,55)] \times 2$	59,87
Sous 3 ^{ème} étage	$15,55 + 0,90 [1,5(15,55)] \times 3$	78,53
Sous 4 ^{ème} étage	$15,55 + 0,85 [1,5(15,55)] \times 4$	94,86
Sous 5 ^{ème} étage	$15,55 + 0,80 [1,5(15,55)] \times 5$	108,85
Sous 6 ^{ème} étage	$15,55 + 0,75 [1,5(15,55)] \times 6$	120,51
SOUS RDC	$15,55 + 0,714 \{ [1,5(15,55)] \times 6 + [2,5(15,55)] \}$	143,23

B. Charges permanentes

Le poteau le plus sollicité est celui du portique (B) et de la file (2)

La surface revenant a ce poteau

➤ **De sous sol au la terrasse**

$$S_{pl} = [(3,98/2+4,05/2)/2 \times [(3,4/2 + 4,88/2) + (3,4/2 \times 3,81/2)]] = 15,55m^2$$

Avec:

S_{pl} : La surface du plancher en corps creux

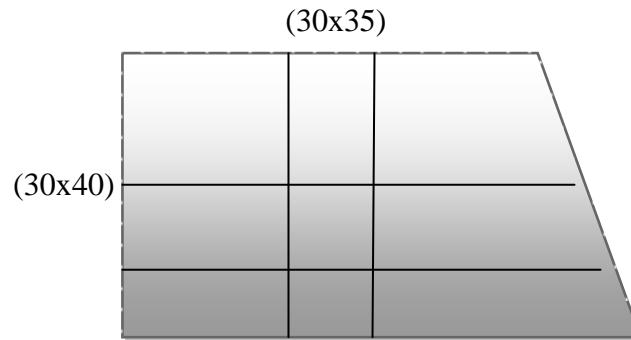


Figure II-13 : La surface revenant au poteau le plus sollicité

6^{ème} étage

Poids propre du plancher terrasse: $G_{pt} = 6,88 \times 15,55 = 106,98\text{KN}$

Poids propre des poutres principales: $G_{pp} = 25 \times 0,4 \times 0,3 \times 4,14 = 12,42\text{KN}$

Poids propre des poutres secondaires: $G_{ps} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times 4,02 = 10,55\text{KN}$

$$G_6 = G_{pt} + G_{pp} + G_{ps} = 129,95\text{KN}$$

G_6 : Le poids propre du poteau pré dimensionné 6^{ème} étage

5^{ème} étage

Poids propre du plancher étage courant: $G_6 = 5,39 \times 15,55 = 83,81\text{KN}$

Poids propre des poutres principales: $G_{pp} = 25 \times 0,4 \times 0,3 \times 4,14 = 12,42\text{KN}$

Poids propre des poutres secondaires: $G_{ps} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times 4,02 = 10,55\text{KN}$

$$G = G_{p6} + G_{pp} + G_{ps} = 106,78\text{KN}$$

$$G_5 = G + g_6 = 106,78 + [0,35 \times 0,35 \times 3,06 \times 25] = 116,16\text{KN}$$

$$G_{5\text{cumulé}} = G_6 + G_5 = 246,11\text{KN}$$

4^{ème} étage

$$G = G_{p4} + G_{pp} + G_{ps} = 106,78\text{KN}$$

$$G_4 = G + g_5 = 106,78 + [0,4 \times 0,4 \times 3,06 \times 25] = 119,02\text{KN}$$

$$G_{4\text{cumulé}} = G_4 + G_{5\text{cumulé}} = 365,13\text{KN}$$

3^{ème} étage

$$G = G_{p3} + G_{pp} + G_{ps} = 106,78\text{KN}$$

$$G_3 = G + g_4 = 106,78 + [0,4 \times 0,4 \times 3,06 \times 25] = 119,02 \text{KN}$$

$$G_{3\text{cumulé}} = G_3 + G_{4\text{cumulé}} = 484,15 \text{KN}$$

2^{ème} étage

$$G = G_{pe} + G_{PP} + G_{Ps} = 106,78 \text{KN}$$

$$G_2 = G + g_3 = 106,78 + [0,45 \times 0,45 \times 3,06 \times 25] = 122,27 \text{KN}$$

$$G_{2\text{cumulé}} = G_2 + G_{3\text{cumulé}} = 606,42 \text{KN}$$

1^{ière} étage

$$G = G_{pe} + G_{PP} + G_{Ps} = 106,78 \text{KN}$$

$$G_1 = G + g_2 = 106,78 + [0,45 \times 0,45 \times 3,06 \times 25] = 122,27 \text{KN}$$

$$G_{1\text{cumulé}} = G_1 + G_{2\text{cumulé}} = 728,69 \text{KN}$$

RDC

$$G = G_{pe} + G_{PP} + G_{Ps} = 106,78 \text{KN}$$

$$G_{\text{RDC}} = G + g_1 = 106,78 + [0,5 \times 0,5 \times 4,08 \times 25] = 132,28 \text{KN}$$

$$G_{\text{RDCcumulé}} = G_{\text{RDC}} + G_{1\text{cumulé}} = 860,97 \text{KN}$$

Sous sol

$$G = G_{pe} + G_{PP} + G_{Ps} = 106,78 \text{KN}$$

$$G_{\text{sous sol}} = G + g_{\text{RDC}} = 106,78 + [0,5 \times 0,5 \times 4,08 \times 25] = 132,28 \text{KN}$$

$$G_{\text{sous sol cumulé}} = G_{\text{sous sol}} + G_{\text{RDCcumulé}} = 993,25 \text{KN}$$

Tableau II-11: Détermination de section de poteau central pour chaque niveau

Niveau	G [KN]	G _{cumulé} [KN]	Q [KN]	N _u [KN]	1, 1N _u [KN]	B _r (cm ²)	a [cm]	Section adopté [cm]
6^{ème} étage	129,95	129,95	15,55	198,76	210,63	144,30	15,16	(35x35)
5^{ème} étage	116,16	246,11	38,88	390,57	429,63	283,55	20,45	(40x40)
4^{ème} étage	119,02	365,13	59,87	582,73	641,00	423,06	24,53	(40x40)
3^{ème} étage	119,02	484,15	78,53	771,40	848,54	560,03	27,92	(45x45)

2 ^{ème} étage	122,27	606,42	94,85	960,94	1057,04	697,64	30,93	(45x45)
1 ^{ière} étage	122,27	728,69	108,85	1147,00	1261,71	832,73	34,61	(50x50)
RDC	132,28	860,97	120,51	1343,07	1477,38	975,07	38,21	(50x50)
Sous sol	132,28	993,25	143,23	1555,73	1711,31	1129,46	38,82	(50x50)

❖ Vérification

Tableau II-12: Vérification de la résistance au flambement

Niveau	a [cm]	$I = \frac{a^2}{12}$ [cm ⁴]	B = a ² [cm ²]	l _f = l ₀ [cm]	i _{min} = $\sqrt{\frac{I}{B}}$ [cm]	$\lambda = \frac{l_f}{i_{min}} \leq 50$
6 ^{ème} étage	35	1,25 × 10 ⁵	1225	306	10,10	30,30CV
5 ^{ème} étage	40	2,13 × 10 ⁵	1600	306	11,54	26,52.....CV
4 ^{ème} étage	40	2,13 × 10 ⁵	1600	306	11,54	26,52.....CV
3 ^{ème} étage	45	3,42 × 10 ⁵	2025	306	13	23,54...CV
2 ^{ème} étage	45	3,42 × 10 ⁵	2025	306	13	23,54.....CV
1 ^{ière} étage	50	5,21 × 10 ⁵	2500	306	14,44	21,19.....CV
RDC	50	5,21 × 10 ⁵	2500	408	14,44	28,25.....CV
Sous sol	50	5,21 × 10 ⁵	2500	272	14,44	18,84.....CV

Tableau II-13: Vérification selon RPA99

Niveau	h_e [cm]	Section [cm]	$\min(b_1, h_1) \geq 25$ [cm]	$\min(b_1, h_1) \geq h_e/20$ [cm]	$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$
6^{ème} étage	306	(35x35)	35>25	35>15,3	0,25<1<4
5^{ème} étage	306	(40x40)	40>25	40>15,3	0,25<1<4
4^{ème} étage	306	(40x40)	40>25	40>15,3	0,25<1<4
3^{ème} étage	306	(45x45)	45>25	45>15,3	0,25<1<4
2^{ème} étage	306	(45x45)	45>25	45>15,3	0,25<1<4
1^{ière} étage	306	(50x50)	50>25	50>15,3	0,25<1<4
RDC	408	(50x50)	50>25	50>15,3	0,25<1<4
Sous sol	272	(50x50)	50>25	50>15,3	0,25<1<4

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction

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

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

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : les planchers, l'escalier, les balcons.

III.2 Etude des escaliers

III.2.1 Calcul de ferrailage

On va étudier l'escalier à trois volée avec une poutre palière brisée qui se trouve être l'escalier le plus défavorable

A) 1^{ière} Volée

On utilise la poutre du portique comme appuis à la première extrémité et la poutre palière brisée à la deuxième extrémité.

- **Les charges et surcharges**

- ✓ **Palier** $G_{\text{pal}} = 5,49 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

$$Q = 2,5 \text{KN/m}^2$$

- ✓ **Paillasse** $G_{\text{pai}} = 10,54 \text{KN/m}^2$

$$Q = 2,5 \text{KN/m}^2$$

- **Combinaison de charge**

- ✓ **Palier**

$$\text{ELU : } q_{\text{upal}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35(5,49) + 1,5(2,5) = 11,16 \text{KN/m}^2$$

$$\text{ELS: } q_{\text{serpal}} = G + Q = 5,49 + 2,5 = 7,99 \text{KN/m}^2$$

- ✓ **Paillasse**

$$\text{ELU : } q_{\text{upai}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35(9,11) + 1,5(2,5) = 16,04 \text{KN/m}^2$$

ELS: $q_{serpai} = G + Q = 9,11 + 2,5 = 11,61 \text{ kN/m}^2$

• Schéma statique

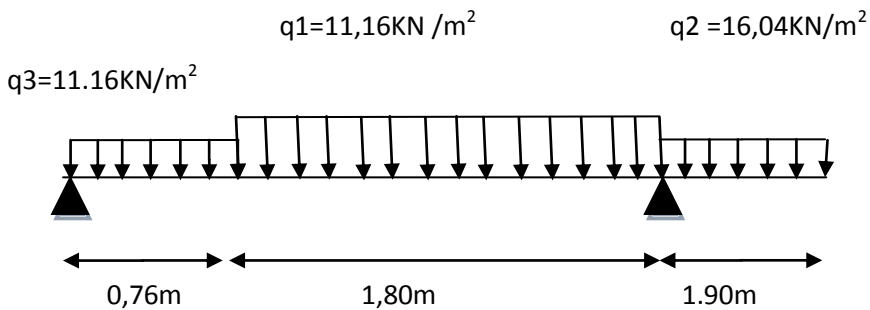


Schéma statique à L'ELU

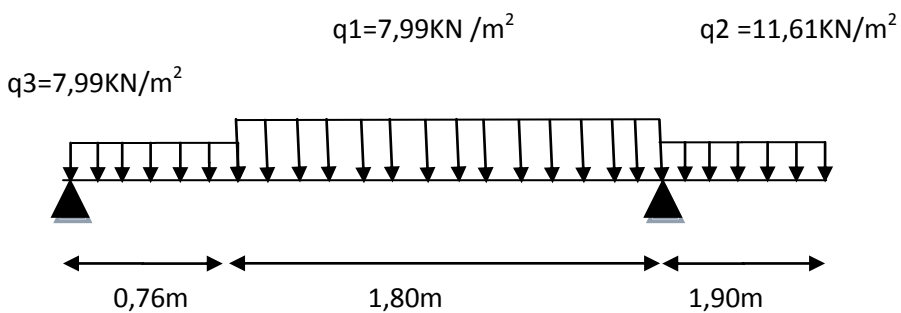


Schéma statique à L'ELS

- Détermine les moments fléchissant et les efforts tranchants

On utilisant le logiciel de calcul en flexion (RDM6).

✓ ELU

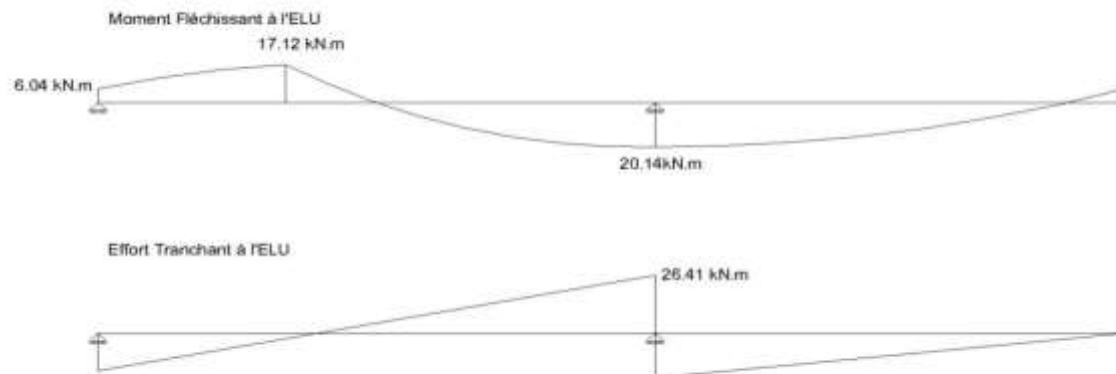


Figure III-1: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.

✓ ELS

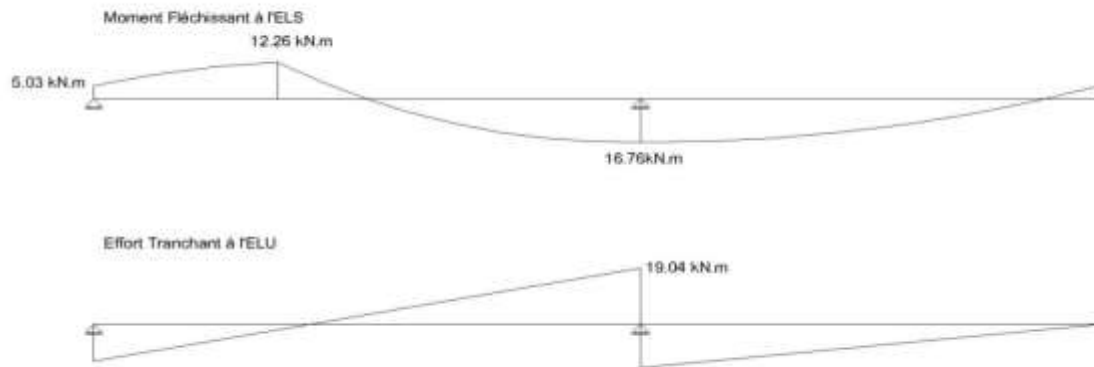


Figure III-2: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS.

Conclusion

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments M_{max} au niveau des appuis et en travée.

Tableau III-1: les sollicitations

Sollicitation	ELU	ELS
Le moment maximal	$M_{max} = 20,14KN.m$	$M_{max} = 14,42KN.m$
Le moment maximal en travée	$M_t = 17,12KN.m$	$M_t = 12,26KN.m$
Le moment maximal en appuis	$M_a = 6,04KN.m$	$M_a = 4,33KN.m$
L'effort tranchant maximal	$T_{max} = 27,85KN$	$T_{max} = 20,09KN$

Remarque:

Les appuis doivent équilibrer un moment $M_a = 0,3M_{max}$ qui conduit a un moment réduit en travée

$$M_a = 0,85M_{max}$$

A.1) Calcul à l'ELU

A.1.1) En travée

$h = 17\text{cm}$, $b = 100\text{cm}$, $d = 0,9h = 18\text{cm}$, $M_u = M_t = 17,12\text{KN.m}$, $f_{bu} = 14,2\text{MPa}$

➤ **Le moment réduit ultime**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{17,12 \times 10^5}{100 \times 15,3^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,051$$

➤ **Le moment réduit critique [Livre précis de calcul BA P117]**

$$\mu_c = 0,80 \alpha_c (1 - 0,4 \alpha_c)$$

On à:

$$\alpha_c = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{cj}}{100} \Rightarrow \alpha_c = \frac{3,95 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 1,73$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = \frac{17,12}{4,33} = 3,95$$

Donc:

$$\mu_c = 0,80 \times 1,73 (1 - 0,4 \times 1,73) = 0,425$$

Vérification

$$\mu_{bu} = 0,051 < \mu_c = 0,425 \Rightarrow \text{pas d'aciers comprimés (A' = 0)}$$

➤ **Calcul le bras de levier**

$$Z_u = d (1 - 0,4 \alpha_u)$$

$$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}) = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2(0,051))}) = 0,065$$

$$\text{Donc: } Z_u = 15,3 [1 - 0,4(0,065)] = 14,9\text{cm}$$

➤ **Calcul la section théorique d'acier**

$$A_s = \frac{M_u}{Z_u \sigma_{su}} = \frac{M_u}{Z_u \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{17,12 \times 10^3}{14,9 \times \frac{400}{1,15}} = 3,30\text{cm}^2$$

➤ **La section d'armature réelle 6HA 12 → 6,79cm²**

➤ **Section d'armature minimale**

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

$$\rho = \frac{A_{\min}}{bd} \geq 0,23f_{tj} A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{tj}}{f_e} \dots\dots [BAEL91 Art A.4.2]$$

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 15,3 \times 2,1/400 = 1,85\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,85\text{cm}^2 < A_s = 6,79\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ L'espace

$$S_t = \frac{b}{n} = 100\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66\text{cm} \quad \left. \vphantom{S_t} \right\} \longrightarrow \text{on adopte } S_t = 15\text{cm}$$

n = 6 : nombre des barres

➤ Vérification de disposition d'armature longitudinales [BAEL99 Art A.8.2,42]

$$S_t < \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(60 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 6,79/4 = 1,7\text{cm}^2 \dots\dots\dots [BAEL91 Art A.8.2,41]$$

Remarque: $A_r = \frac{A_s}{3}$; si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés

$$\text{On adopte: } A_r = 3,93\text{cm}^2 \rightarrow 5\text{HA}10$$

➤ L'espace des armatures de répartition

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

➤ Vérification de disposition d'armature de répartition

$$S_t < \min(4h ; 45\text{cm}) = \min(68\text{cm} ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

A.1.2) Sur appuis

$$h = 17\text{cm}, b = 100\text{cm}, d = 0,9h = 15,3\text{cm}, M_u = M_a = 6,04\text{KN.m}, f_{bu} = 14,2\text{MPa}$$

➤ **Le moment réduit ultime**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{6,04 \times 10^5}{100 \times 15,3^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,017$$

➤ **Le moment réduit critique**

$$\alpha_c = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{cj}}{100} \Rightarrow \alpha_c = \frac{0,715 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,108$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{aser}} = \frac{6,04}{12,26} = 0,715$$

$$\mu_c = 0,80 \times 0,108(1 - 0,4 \times 0,108) = 0,082$$

Vérification

$$\mu_{bu} = 0,017 < \mu_c = 0,082 \Rightarrow \text{pas d'aciers comprimés (A' = 0)}$$

➤ **Calcul le bras de levier**

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u)$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,017)}) = 0,021$$

Donc:

$$Z_u = 15,3 [1 - 0,4(0,021)] = 15,17\text{cm}$$

➤ **Calcul la section théorique d'acier**

$$A_s = \frac{M_u}{Z_u \sigma_{su}} = \frac{M_u}{Z_u \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6,04 \times 10^3}{15,17 \times \frac{400}{1,15}} = 1,15\text{cm}^2$$

➤ **La section d'armature réelle**

$$5\text{HA}10 \rightarrow 3,93\text{cm}^2$$

➤ **L'espacement**

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

➤ **Vérification de disposition d'armature**

$$S_t < \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(51 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Section d'armature minimale**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 15,3 \times 2,1/400 = 1,85\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,85\text{cm}^2 < A_s = 3,93\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98\text{cm}^2$$

On adopte: $A_r = 3,93\text{cm}^2 \rightarrow 5\text{HA}10$

➤ **L'espace des aciers de répartition**

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

➤ **Vérification de disposition d'armature de répartition**

$$S_t < \min(4h ; 45\text{cm}) = \min(68 ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

A.2) Vérification de la contrainte de compression du béton à l'ELS

On doit vérifier: $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

A.2.1) En travée

Détermine la position de l'axe neutre [Livre précis de calcul BA P130]

D'après l'équation des moments statique par rapport à la fibre neutre:

$$\frac{by^2}{2} + nA_s'(y - d') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{tel que: } A_s' = 0 ; n = 15$$

$$\frac{100y^2}{2} - 15 \times 6,79(15,3 - y) = 0$$

$$50y^2 + 101,85y - 1558,31 = 0$$

$$y = 6,69\text{cm}$$

- Détermine le moment d'inertie de la section homogène réduite

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s' (y - d')^2 + nA_s(d - y)^2$$

$$I = 100 (6,69)^3/3 + 15 \times 6,79 (15,3 - 6,69)^2$$

$$I = 17530,96\text{cm}^4$$

Alors:

$$\sigma_{bc} = \frac{12,26}{17530,96} \times 6,69 \times 10^3 = 4,86\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

A.2.2) Sur appuis

- Détermine la position de l'axe neutre

$$\frac{100y^2}{2} - 15 \times 3,93 (15,3 - y) = 0$$

$$50y^2 + 58,95y - 908,82 = 0$$

$$y = 4,89\text{cm}$$

- Détermine le moment d'inertie de la section homogène réduite

$$I = \frac{100 \times (4,89)^3}{3} - 15 \times 3,93 (15,3 - 4,89)^2$$

$$I = 10285,97\text{cm}^4$$

Alors:

$$\sigma_{bc} = \frac{4,33}{10285,97} \times 4,89 \times 10^3 = 2,06\text{MPa} < \bar{\sigma} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

A.3) Vérification de la contrainte de traction de l'acier a l'ELS

On doit vérifier: $\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$ suivant cas de fissuration

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}_{s1} &= f_e : \text{pas de limitation} \dots\dots\dots \text{FPP} \\ \bar{\sigma}_{st} &= \bar{\sigma}_{s2} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0, 5f_e; 110\sqrt{\eta} \cdot f_{tj})\right) \dots \text{FP} \\ \bar{\sigma}_{s3} &= 0,8\bar{\sigma}_{s2} \dots\dots\dots \text{FTP} \end{aligned} \right\} [\text{BAEL91 Art A.4.5.3}]$$

Pour acier FeE400:

$$\left\{ \begin{aligned} \bar{\sigma}_{s1} &= f_e = 400\text{MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} &= \bar{\sigma}_{s2} = 201,63\text{MPa} \\ \bar{\sigma}_{s3} &= 161,3\text{MPa} \end{aligned} \right.$$

A.3.1) En travée

$$\sigma_{st} = 15 \times 12,26 / 17530,96 \times (15,3 - 6,69) \times 10^3 = 90,29\text{MPa}$$

Fissuration préjudiciable:

$$\sigma_{st} = 90,29\text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = \bar{\sigma}_{s2} = 201,63\text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

A.3.2) Sur appuis

$$\sigma_{st} = 15 \times 4,33 / 10285,97 \times (15,3 - 4,89) \times 10^3 = 4,38\text{MPa}$$

Fissuration préjudiciable:

$$\sigma_{st} = 4,38\text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = \bar{\sigma}_{s2} = 201,63\text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

A.4) Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifiée: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} \dots \dots [\text{BAEL91 Art A. 5.1,1}]$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa} \dots \dots [\text{BAEL91 Art A.5.1,211}]$$

$$\tau_u = (27,85 \times 10^3) / (1000 \times 180) = 0,182\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

A.5) Vérification de la flèche

Nous devons vérifier les conditions suivantes:

$$\frac{A_s}{db_0} = 6,79/(100 \times 15,3) = 0,0044 < 4,89/f_e = 0,0122 \text{ ..C.V}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{17}{446} = 0,038 < \frac{1}{16} = 0,063 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée} \dots \dots \dots \left. \dots \dots \dots \right\} [\text{BAEL91 art B.6.5,1}] \frac{h}{l} =$$

$$0,038 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{12,26}{10 \times 14,42} = 0,085. \text{ Condition non vérifiée}$$

Étant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche devient obligatoire.

A.5.1) Estimation de la flèche par la méthode de (calcul globale)

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \dots \dots \dots [\text{BAEL91 art B.6.5,2}]$$

Tel que:

$f_{pi} = f_{ser}$: Flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation

$f_{gv} = 0,8f_{ser}$: Flèche différée due à l'ensemble des charges permanentes

$f_{gi} = 0,4f_{ser}$: Flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes

$f_{ji} = 0,2f_{ser}$: Flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées moment de la mise en œuvre des cloisons

Avec:

$$f_{ser} = \frac{M_{ser \max} l^2}{10E_i I_{fi}} \dots \dots \dots [\text{BAEL91 P161}]$$

- $M_{ser \max}$: Le moment fléchissant maximal à l'ELS
- I_{fi} : Le moment d'inertie fictif
- E_i : Module de déformation instantanée

• **Calcul le moment d'inertie de la section totale homogène**

On suppose que le centre de gravité de la section totale homogène est au centre géométrique.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + n(A_s(\frac{h}{2} - d'')^2 + A_s'(\frac{h}{2} - d')^2)$$

$$d'' = d' = h - d = 17 - 15,3 = 1,7 \text{ cm}$$

Alors:

$$I_0 = 100 \times (17)^3 / 12 + 15 \times 6,79 \times (17/2 - 2)^2 = 51538,14 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \frac{100}{100}) \times 0,0012} = 17,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{12,26}{51538,14} (15,3 - 4,89) \times 10^3 = 37,15 \text{ MPa}$$

$$u = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,0012 \times 37,15) + 2,1} = -0,6 \rightarrow u = 0$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + u \lambda_i} = \frac{1,1 \times 51538,14}{1 + (17,49 \times 0)} = 3066,09 \text{ cm}^4$$

$$f_{ser} = \frac{M_{ser \max} l^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{12,26 \times (4,46)^2}{10 \times 32164,2 \times 3066,09} \times 10^5 = 0,247 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f_t = 1,2 f_{ser} = 1,2 \times 0,247 \times 10^{-3} = 0,296 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Donc ;

$\Delta f_t = 0,296 \times 10^{-3} \text{ m} < \bar{f} = 8,9 \times 10^{-3} \text{ m}$ Condition vérifiée « Il n'y a pas risque de la flèche »

A.6) Vérification de la contrainte d'adhérence des barres

On doit vérifier:

$$\tau_{ser} = \frac{V_u}{0,9 d \Sigma U} \leq \tau_{ser,u} = \Psi_s f_{tj} \dots \dots \dots \text{ [BAEL91 art A.6.1,3]}$$

τ_{ser} : La contrainte d'adhérence d'entraînement

$\tau_{ser,u}$: La contrainte d'adhérence d'entraînement limite ultime

$V_u = T_{u \max} = 27,85 \text{ kN} = 27,85 \times 10^3 \text{ N}$: l'effort tranchant maximal à l'ELU

$d = 153 \text{ cm}$: La hauteur utile de la section

$\Sigma U = n \pi \Phi$: Le périmètre utile

$\Psi_s = 1,5$: Pour les barres a haute adhérence

$f_{tj} = 2,1\text{MPa}$

Alors :

$$\sum U = n \pi \Phi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157\text{mm, (Sur appuis)}$$

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{27,85 \times 10^3}{0,9 \times 153 \times 157} = 1,29\text{MPa} \leq \tau_{\text{ser u}} = 1,5 \times 1,85 = 2,78\text{MPa}$$

Donc il n'est pas un risque d'entrainement des barres

B) 2^{eme} et 3^{eme} Volée

- Schéma statique

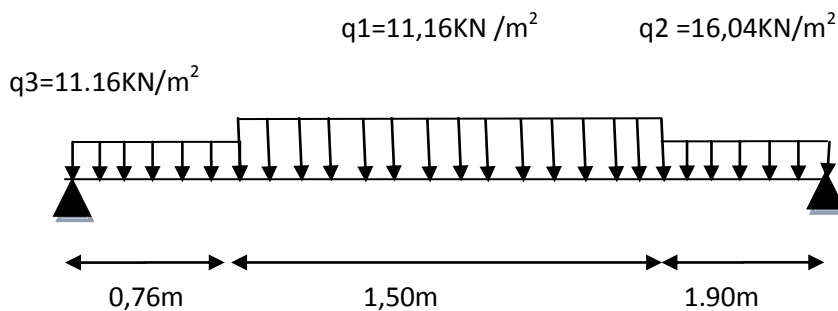


Schéma statique à L'ELU

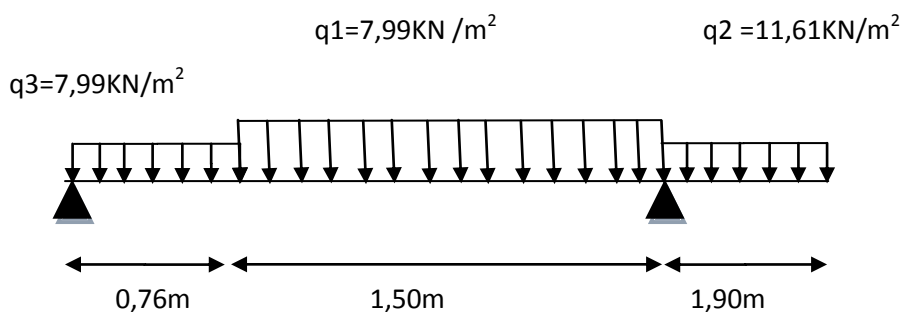


Schéma statique à L'ELS

- Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants

Tableau III-2: les sollicitations de 2^{eme} et 3^{eme} Volée

Sollicitations	ELU	ELS
Le moment maximal	$M_{\max} = 20,14\text{KN.m}$	$M_{\max} = 16,76\text{KN.m}$
Le moment maximal en travée	$M_t = 17,12\text{KN.m}$	$M_t = 12,26\text{KN.m}$
Le moment maximal en appuis	$M_a = 6,04\text{KN.m}$	$M_a = 5,03\text{KN.m}$
L'effort tranchant maximal	$T_{\max} = 26,41\text{KN}$	$T_{\max} = 19,04\text{KN}$

B.1) Calcul de ferrailage

Tableau III-3: Ferrailage à l'ELU

	En travée	En appuis
Le moment réduit ultime μ_{bu}	0,0515	0,017
La position relative de l'axe neutre α_c	1,73	0,44
Le moment réduit ultime de référence μ_c	0,425	0,290
Comparaison	$\mu_{bu} \leq \mu_c$	$\mu_{bu} \leq \mu_c$
Section d'armature comprimée A'_s [cm ²]	0	0
La valeur de (α_u)	0,065	0,021
Le bras de levier Z_u [cm]	14,9	15,17
La section théorique d'acier A_{cal} [cm ²]	3,30	1,15
La section d'armature réelle A_s [cm ²]	6,79(6T12)	3,93(5T10)
Section d'armature minimale A_{min} [cm ²]	1,85	1,85
L'espacement S_t [cm] (armatures longitudinales)	15	20
Armature de répartition calculée A_r [cm ²]	1,7	0,98
Section d'armature de répartition adopter A_r [cm ²]	3,93(5T10)	3,93(5T10)
L'espacement S_t [cm] (armatures de réparation)	20	20

B.2) Vérification

Tableau III-4: Vérification des contraintes

	En travée	En appuis	Vérification
la position de l'axe neutre (y) [cm]	4,789	4,152	
le moment quadratique par rapport à l'axe neutre (I) [cm ⁴]	18054,96	13687,441	
La contrainte en compression de béton à l'ELS (σ_{bc}) [MPa]	3,70	1,842	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_b$ Condition
La contrainte limite en compression de béton à l'ELS ($\bar{\sigma}_b$) [MPa]	15	15	vérifiée
La contrainte en traction de l'acier à l'ELS (σ_{st}) [MPa]	158,630	77,581	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ Condition
La contrainte limite en traction de l'acier à l'ELS ($\bar{\sigma}_{st}$) [MPa]	201,63	201,63	vérifiée
La contrainte tangente ultime (τ_u) [MPa]		0,16	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
La contrainte tangente limite ultime ($\bar{\tau}_u$) [MPa]		2,5	Condition vérifiée
La contrainte d'adhérence d'entraînement (τ_{ser}) [MPa]		1,14	$\tau_{ser} < \tau_{ser,u}$ Condition
contrainte d'adhérence d'entraîne- ment limite ultime ($\tau_{ser,u}$) [MPa]	3,15		vérifiée

B.3) Vérification de la flèche

$$\frac{A_s}{db_0} = 5,5 / (100 \times 15,3) = 0,0036 < 4,3 / f_e = 0,0105 \text{ ..C.V}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{17}{416} = 0,0408 < \frac{1}{16} = 0,063 \dots \dots \text{Condition non vérifiée} \dots \dots [\text{BAEL91 art B.6.5,1}] \frac{h}{l} =$$

$$0,0408 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{17,12}{10 \times 20,14} = 0,085 \text{ . Condition non vérifiée}$$

Étant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche devient obligatoire.

B.3.1) Estimation de la flèche par la méthode de (calcul globale)

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \dots \dots \dots \text{ [BAEL91 art B.6.5,2]}$$

• **Calcul le moment d'inertie de la section totale homogène**

On suppose que le centre de gravité de la section totale homogène est au centre géométrique.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + n(A_s(\frac{h}{2} - d')^2 + A_s'(\frac{h}{2} - d')^2)$$

$$d'' = d' = h - d = 17 - 15,3 = 1,7 \text{ cm}$$

Alors:

$$I_0 = 100 \times (17)^3 / 12 + 15 \times 5,5 \times (17/2 - 2)^2 = 41746,65 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \frac{100}{100}) \times 0,0012} = 17,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{12,26}{41746,65} (15,3 - 4,687) \times 10^3 = 51,53 \text{ MPa}$$

$$u = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,0012 \times 51,53) + 2,1} = -0,57 \rightarrow u = 0$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + u \lambda_i} = \frac{1,1 \times 41746,65}{1 + (17,49 \times 0)} = 2483,58 \text{ cm}^4$$

$$f_{ser} = \frac{M_{ser} \max l^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{12,26 \times (4,16)^2}{10 \times 32164,2 \times 2483,58} \times 10^5 = 0,267 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f_t = 1,2 f_{ser} = 1,2 \times 0,247 \times 10^{-3} = 0,296 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Donc ;

$\Delta f_t = 0,296 \times 10^{-3} \text{ m} < \bar{f} = 8,9 \times 10^{-3} \text{ m} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée « Il n'y a pas risque de la flèche »

B.4) Vérification de la contrainte d'adhérence des barres

On doit vérifier:

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{V_u}{0,9d\Sigma U} \leq \tau_{\text{ser,u}} = \Psi_s f_{tj} \dots\dots\dots [\text{BAEL91 art A.6.1,3}]$$

τ_{ser} : La contrainte d'adhérence d'entraînement

$\tau_{\text{ser,u}}$: La contrainte d'adhérence d'entraînement limite ultime

$V_u = T_{u \text{ max}} = 26,41 \text{ kN} = 26,41 \times 10^3 \text{ N}$: l'effort tranchant maximal à l'ELU

$d = 153 \text{ cm}$: La hauteur utile de la section

$\Sigma U = n\pi\Phi$: Le périmètre utile

$\Psi_s = 1,5$: Pour les barres à haute adhérence

$f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$

Alors :

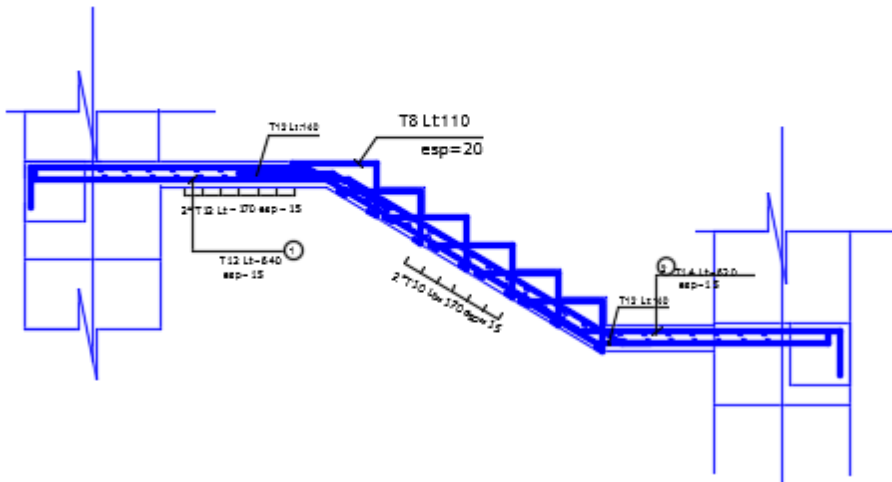
$\Sigma U = n \pi \Phi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ mm}$, (Sur appuis)

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{26,41 \times 10^3}{0,9 \times 153 \times 157} = 1,22 \text{ MPa} \leq \tau_{\text{ser,u}} = 1,5 \times 1,85 = 2,78 \text{ MPa}$$

Donc il n'est pas un risque d'entraînement des barres

III.2.1.1 Schéma de ferrailage d l'escalier

volee01



volee02/03

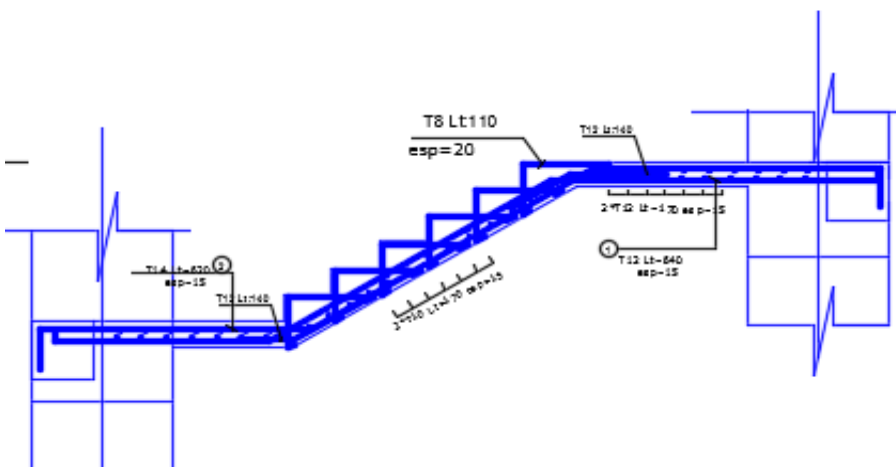


Figure III-3: schéma de ferrailage.

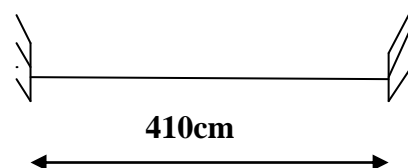
III.2.2 Etude de la poutre palière brisée

A) Pré dimensionnement

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

Avec:

$$L_{max} = 130 + 160 + 120 = 410\text{cm}$$



Donc:

$$27,33\text{cm} \leq h \leq 41\text{cm} \Rightarrow \text{On adopte: } h=35\text{cm}$$

Largeur de la poutre

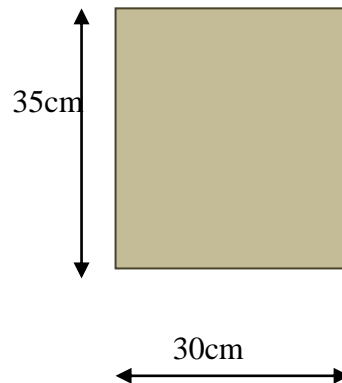
$$0,3h \leq b \leq 0,8h$$

b : largeur de la poutre

Alors:

$$0,3(35) \leq b \leq 0,8(35) \Rightarrow 10,5 \leq b \leq 28$$

On adopte: $b=30\text{cm}$



A.1) Vérification

Selon [RPA 99 art 7.5]

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après:

- $b \geq 20\text{cm}$	$b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$	} Conditions vérifiées
- $h \geq 30\text{cm}$	$h = 35\text{cm} > 30\text{cm}$	
- $h/b \leq 4.0$	$h/b = 35/30 = 1,17 < 4$	

B) Détermination des charges et surcharges

❖ **Poids propre de la poutre palière (G_{pp}):**

$$G_{pp} = \gamma_{BA} \cdot b \times h = 25 \times 0,30 \times 0,35$$

$$= 2,63\text{KN/ml}$$

❖ **Le poids propre de mur sur la poutre (G_m):**

➤ Enduit en plâtre:

$$\gamma_p \cdot e \cdot n = (10 \times 0,02) \times 2 = 0,4\text{KN/m}^2$$

n: nombre des surfaces

➤ Brique creuse intérieure:

$$\gamma_{BA} \cdot e \cdot n = (9 \times 0,10) \times 2 = 1,8 \text{ KN/m}^2$$

$$G_m = (0,4 + 1,8) \times h'$$

$$h' = H_{\text{étage}} - H_{\text{1ère volée}} = 4,04 - 1,20 = 3,06 \text{ m}$$

❖ **Poids propre du 1^{ère} Volée:**

$$G_1 = [G_{\text{pal}} \times 0,52] + [G_{\text{pai 1}} \times (3,79/2 - 0,52)] = [6,54 \times 0,52] + [10,54 \times 1,376] = 17,90 \text{ KN/ml}$$

❖ **Poids propre du 2^{ème} Paillasse:**

$$G_2 = [G_{\text{pal 2}} \times 0,52] = [6,54 \times 0,52] = 3,401 \text{ KN/ml}$$

❖ Poids propre du 3^{ème} Volée:

$$G_3 = [G_{\text{pal}} \times 0,46] + [G_{\text{pai } 3} \times (3,10/2 - 0,46)] = [6,54 \times 0,46] + [10,54 \times 1,09] = 14,51 \text{ KN/ml}$$

C) Combinaison de charge

Tableau III-5: Combinaison de charge à l'ELU et l'ELS

ELU			
	Combinaison d'action	calcul	Résultat
q _{u 1}	1,35[G _{PP} +G _m +G ₁] + 1,5[Q × 1,895]	1,35[2,63+6,73+17,9] + 1,5[2,5×1,895]	43,91
q _{u 2}	1,35[G _{PP} +G _m +G ₂] + 1,5[Q×0,46]	1,35[2,63+6,73+3,401] + 1,5[2,5×0,46]	19,95
q _{u 3}	1,35[+G _{PP} +G _m +G ₃] + 1,5[Q×1,55]	1,35[2,63+6,73+14,51] + 1,5[2,5×1,55]	38,52
ELS			
q _{ser 1}	[G _{PP} +G _m +G ₁] + [Q×1,895]	[3+2,63+17,90] + [2,5×1,895]	32
q _{ser 2}	[G _{PP} +G _m +G ₂] + [Q×0,46]	[3+2,63+3,401] + [2,5×0,46]	14,28
q _{ser 3}	[G _{PP} +G _m +G ₃] + [Q×1,55]	[3+2,63+14,51] + [2,5×1,55]	28,105

D) Schéma statique

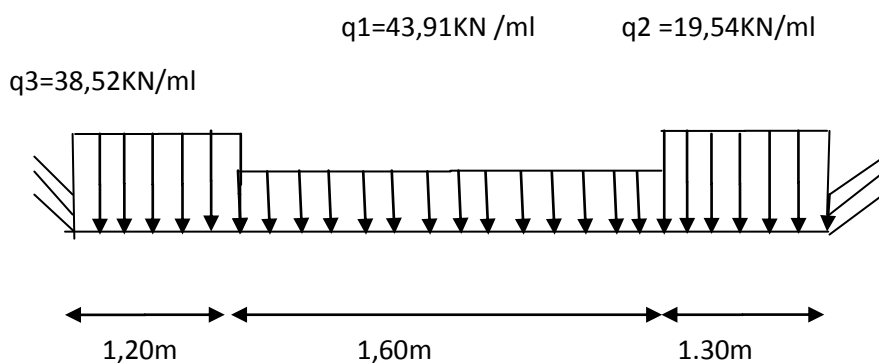


Schéma statique à L'ELU

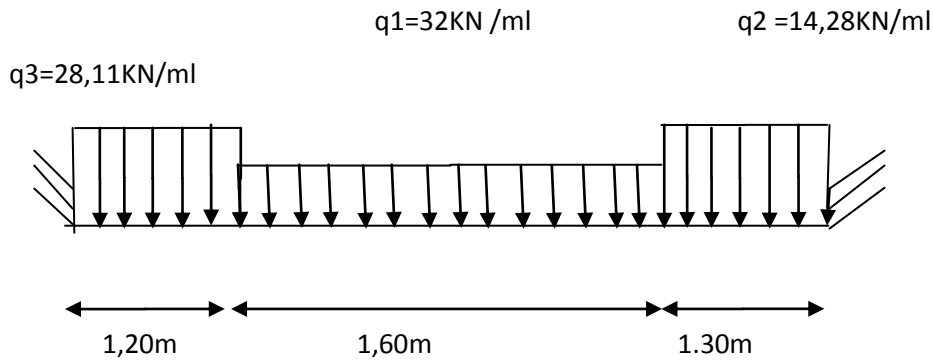


Schéma statique a L'ELS

E) Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants

Tableau III-6: les sollicitations

Sollicitations	ELU	ELS
Le moment maximal	$M_{max} = 41.4\text{KN.m}$	$M_{max} = 30,21\text{KN.m}$
Le moment maximal en travées	$M_t = 35,19\text{KN.m}$	$M_t = 25,68\text{KN.m}$
Le moment maximal en appuis	$M_a = 12,42\text{KN.m}$	$M_a = 9,06\text{KN.m}$
L'effort tranchant maximal	$T_{max} = 69,25\text{KN}$	$T_{max} = 50,50\text{KN}$

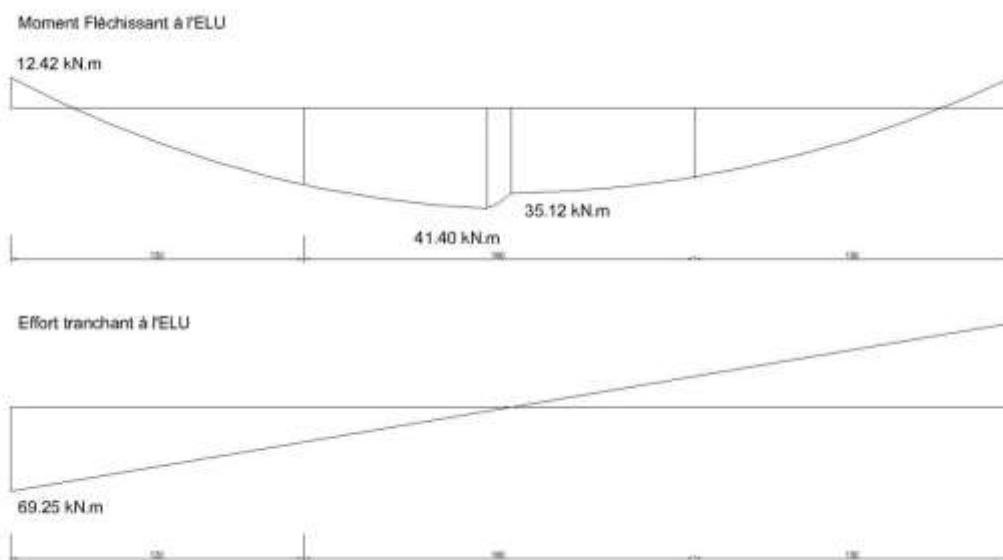


Figure III-4: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.

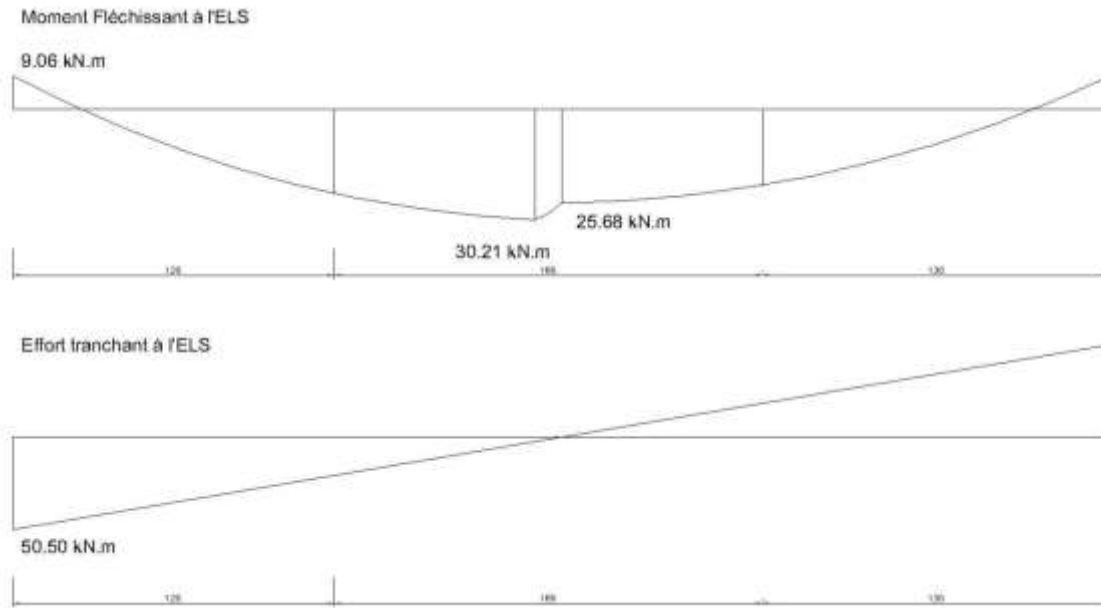


Figure III-5: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS.

F) Calcul à l'ELU

$h = 35\text{cm}$; $b = 30\text{cm}$; $d = 0,9h = 31,5\text{cm}$

Tableau III-7: Ferrailage à l'ELU

	En travée	En appuis
Le moment réduit ultime μ_{bu}	0,0083	0,0029
La position relative de l'axe neutre α_c	0,44	0,44
Le moment réduit ultime de référence μ_c	0,290	0,290
Comparaison	$\mu_{bu} \leq \mu_c$	$\mu_{bu} \leq \mu_c$
Section d'armature comprimée A'_s [cm ²]	0	0
La valeur de (α_u)	0,0104	0,0036
Le bras de levier Z_u [cm]	31,37	31,45
La section théorique d'acier A_{cal} [cm ²]	3,23	1,14
La section d'armature réelle A_s [cm ²]	6,79(6T12)	3,93(5T10)
Section d'armature minimale A_{min} [cm ²]	1,33	1,33

F.1) Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux pour (FeE400) Selon [BAEL99 ArtB.6.4]

En travée: $A_s = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 0,1\% B = 0,1\% (30 \times 35) = 1,05 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

En appuis: $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 0,2\% B = 0,2\% (30 \times 35) = 2,1 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

Selon [RPA Art7.5.2.1]

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre

$$A_s = (6,79 + 3,93) = 10,72 \text{ cm}^2 > 0,5\% B = 5,25 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux

➤ En zone courante: $A_s = (6,79 + 3,93) = 10,72 \text{ cm}^2 < 4\% B = 42 \text{ cm}^2 \dots \dots$ Condition vérifiée

➤ En zone de recouvrement: $A_s = 10,72 \text{ cm}^2 < 6\% B = 63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

F.2) Les armatures transversales

➤ Diamètre des aciers transversaux: [BAEL99 artA.7.2,2]

$$\Phi_L = \min \left\{ \Phi_L; \frac{h}{35}; \frac{h}{10} \right\} = \min \left(12; \frac{350}{35}; \frac{300}{10} \right) = \min(12; 10; 30)$$

$$\Phi_L = 8 \text{ mm}$$

- ⎵ Φ_L : Diamètre des armatures longitudinales (le plus petit diamètre utilisé)
- ⎵ h: la hauteur totale de la poutre
- ⎵ b: largeur de la poutre

➤ L'espacement des aciers transversaux: [BAEL99 artA.5.1,22]

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 31,5; 40 \text{ cm}) = 28,35 \text{ cm}$$

$$\text{Soit: } S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ Calcul de la section minimale d'armature transversale: [BAEL99 artA.5.1,22]

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \Rightarrow \geq \frac{0,4 b_0 S_t}{f_e}$$

Donc:

$$A_t \geq (0,4 \times 30 \times 15) / 400 = 0,45 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}8$

F.2.1) Vérification de l'espacement Selon [RPA Art7.5.2.2]

- **Zone nodale**

$$S_t = 15 \text{ cm} > \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_L\right) = \min(8,75; 12(1,4)) = 8,75 \text{ cm} \dots \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

On adopte: $S_t = 10 \text{ cm}$

➤ Détermine la longueur de la zone nodale (zone critique):

$$L_1 = 2h = 2(35) = 70 \text{ cm};$$

L: longueur totale de la poutre

➤ Le nombre des barres (n) pour (1ml):

$$n = \frac{l}{S_t} = \frac{100}{10} = 10 \text{ cadres}$$

- **Zone courante**

$$S_t = 15 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Détermine la longueur de la zone courante:

$$l_2 = L - 2(l_1) = 410 - 2(70) = 270 \text{ cm}$$

➤ Le nombre des barres (n) pour (1ml):

$$n = \frac{100}{S_t} = \frac{100}{15} = 7 \text{ cadres}$$

F.2.2) Vérification de la section d'armature transversale [RPA Art7.5.2.2]

Zone nodale: $A_{\min} = 0,003 S_t b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Zone courante: $A_{\min} = 0,003 S_t b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$

G) Vérification à l'ELU et l'ELS

Tableau III-8: Vérification des contraintes

	En travée	En appuis	Vérification
la position de l'axe neutre (y) [cm]	6,99	3,72	
le moment quadratique par rapport à l'axe neutre (I) [cm ⁴]	95338,59	50641,27	
La contrainte en compression de béton à l'ELS (σ_{bc}) [MPa]	1,863	0,665	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_b$
La contrainte limite en compression de béton à l'ELS ($\bar{\sigma}_b$) [MPa]	15	15	Condition vérifiée
La contrainte en traction de l'acier à l'ELS (σ_{st}) [MPa]	99,028	74,549	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
La contrainte limite en traction de l'acier à l'ELS ($\bar{\sigma}_{st}$) [MPa]	201,63	201,63	Condition vérifiée
La contrainte tangente ultime (τ_u) [MPa]		0,073	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
La contrainte tangente limite ultime ($\bar{\tau}_u$) [MPa]		2,5	Condition vérifiée
La contrainte d'adhérence d'entraînement (τ_{ser}) [MPa]	0,053		$\tau_{ser} < \tau_{ser,u}$
contrainte d'adhérence d'entraîne- ment limite ultime ($\tau_{ser,u}$) [MPa]	3,15		Condition vérifiée

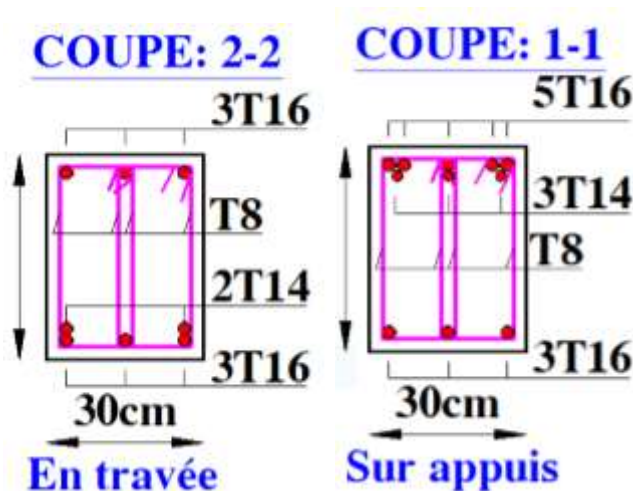
Remarque: la contrainte de traction de l'acier en travée et sur appuis est inférieure à la contrainte limite ($\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$).

H) Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{db_0} = 6,79/(300 \times 31,5) = 0,00072 < 6,99/f_e = 0,0175 \dots\dots C.V \\ \frac{h}{l} = \frac{35}{410} = 0,085 > \frac{1}{16} = 0,063 \dots\dots \text{Condition vérifiée} \dots [BAEL91 \text{ art B.6.5,1}] \frac{h}{l} = 0,085 > \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{25,68}{10 \times 30,21} = 0,085 \text{ . Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées,

III.2.2.1 Schéma de ferrailage



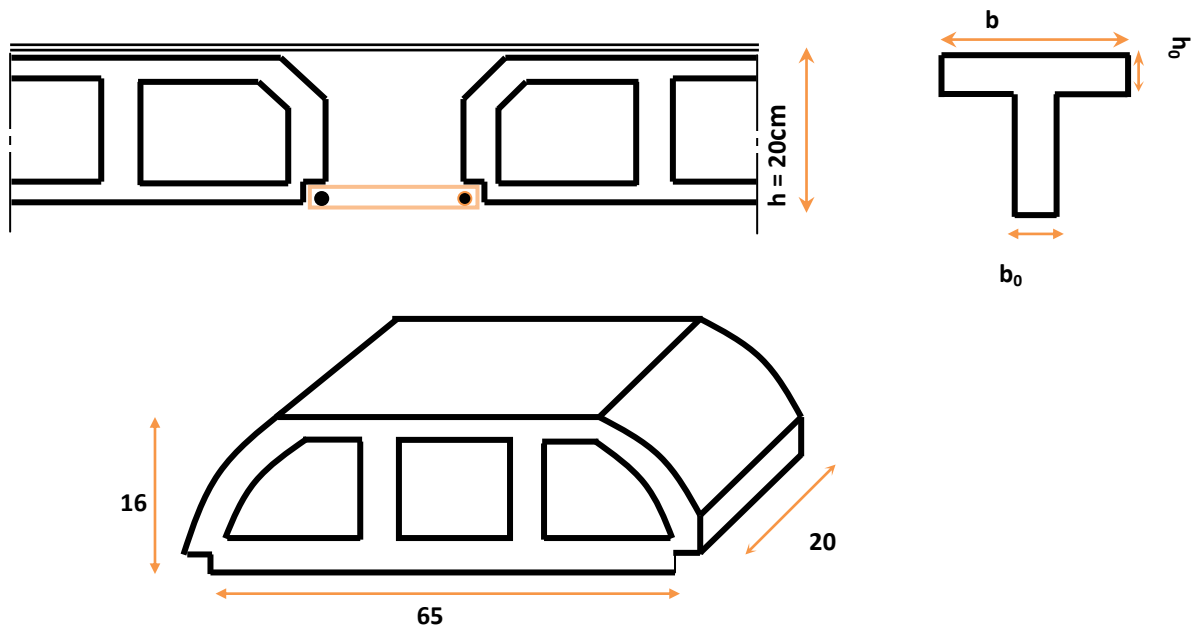
III.3 .Etude de Planchers à corps creux

Introduction

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

- 1-transmettre les charges aux éléments porteurs.
- 2-Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- 3- Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.

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

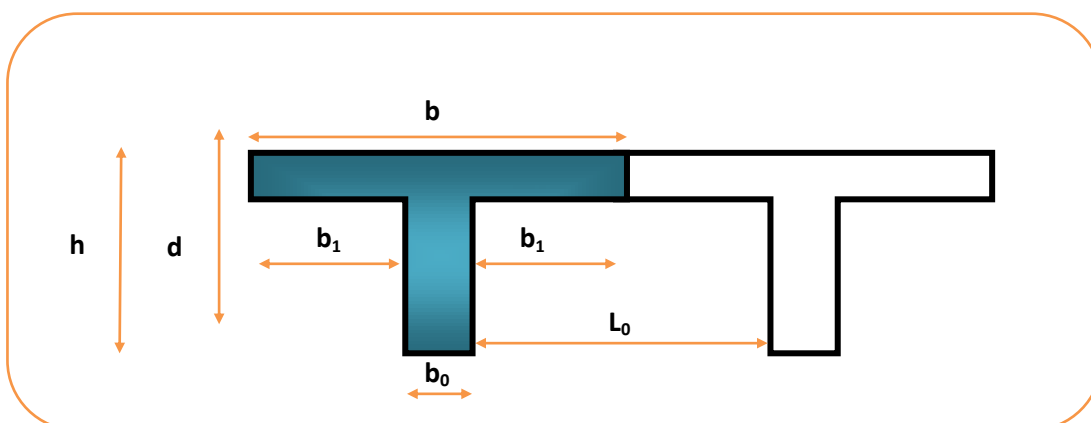


III.3.1 Dimensionnement de la poutrelle [BAEL99 A.4.1,3]

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

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

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



L_1 : La longueur de l'hourdis. $L_1=60\text{cm}$

L_0 : la distance entre deux parements voisins de deux poutrelles; $L_0 = 60 - 12 = 48\text{cm}$

L : la longueur de la plus grande travée $L = 488\text{cm}$

b_0 : largeur de la nervure ; $b_0 = 12\text{cm}$

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ; $h_0 = 4\text{cm}$

b : largeur de la dalle de compression ; $b = 2b_1 + b_0$

$$h > \frac{L}{22.5} = \frac{488}{22.5} = 21,67\text{cm} \text{ on prend; } h = 20 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } b_0 \text{ on a: } 0.3 h \leq b_0 \leq 0.8 h \quad ; \quad 0.3 \times 20 \leq b_0 \leq 0.8 \times 20$$

$$6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 16 \text{ cm} \quad \text{donc on a} \quad : b_0 = 12\text{cm}$$

Calcul de largeur de la table :

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} \right\} b_1 \leq (26,5 ; 48,8) ; b_1 = 26,5\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12 = 65\text{cm.} \quad ; \quad b = 65\text{cm}$$

III.3.2 Etude des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives. Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes:

- A. Avant le coulage de la dalle de compression (section rectangulaire)
- B. La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités

A.1 Evaluation des charges et surcharges

❖ Charges permanentes

- Poids propre de la poutrelle: $G_{PP} = b_0 h_0 \rho_{BA} = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12\text{KN/ml}$

- Poids propre du corps creux: $G_{CC} = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$

$$G = G_{PP} + G_{CC} = 0,74\text{KN/ml}$$

❖ Charges d'exploitation

- Surcharge de l'ouvrier: $Q = 1\text{KN/ml}$

A.2 Combinaison des charges

$$\text{ELU: } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(0,74) + 1,5(1) = 2,5\text{KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_{ser} = G + Q = 0,74 + 1 = 1,74\text{KN/ml}$$

A.3 Calcul le moment fléchissant maximal à l'ELU

$$M_0 = \frac{q_u}{8} l^2 = 2,5 \times (4,09)^2 / 8 = 5,23\text{KN.m}$$

$$M_0 = 5,23\text{KN.m}$$

A.4 Le ferrailage à l'ELU

La poutre est sollicitée à la flexion simple: $b = 12\text{cm}$; $h = 4\text{cm}$; $d = 0,9h = 3,6\text{cm}$;

$$M_u = M_0 = 5,23\text{KN.m}, f_{bu} = 14,2\text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 5,23 \times 10^5 / (12 \times (3,6)^2 \times 14,2 \times 10^2) = 2,37$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 5,23 / 3,64 = 1,44 \Rightarrow \mu_c = 0,80 \times 0,469 [1 - (0,4 \times 0,469)] = 0,305$$

$$\alpha_c = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,469$$

$$\mu_{bu} = 2,37 > \mu_c = 0,305 \rightarrow (A' \neq 0)$$

Conclusion: les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaielements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les sur charges avant le coulage du béton.

B. Après le coulage de la dalle de compression

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en T de hauteur égale à l'épaisseur du plancher et reposant sur plusieurs appuis.

Remarque: le calcul se fait pour un seul type des poutrelles qui concerne les étages de service (la plus défavorable)

B.1 Evaluation des charges et surcharges

❖ **Charges permanentes**

Poids propre du plancher étage courant (habitation): $G_{pe} = 5,39\text{KN/m}^2$

❖ **Charges d'exploitation**

$Q = 2,5\text{KN/m}^2$

B.2 Combinaison des charges

ELU: $q_u = [1,35G + 1,5Q] \times 0,65 = [1,35(5,39) + 1,5(1,5)] \times 0,65 = 6,19\text{KN/ml}$

ELS: $q_{ser} = [G + Q] \times 0,65 = [5,39 + 1,5] \times 0,65 = 4,48\text{KN/ml}$

B.3 Choix de la méthode de calcul

Pour le calcul des efforts internes (des moments en travées, aux appuis et efforts tranchant) dans les poutrelles sont considérés comme poutres continues sur plusieurs appuis, le BAEL99 propose trois méthodes de calcul:

- ❖ Méthode forfaitaire,
- ❖ Méthode des trois moments,
- ❖ Méthode de Caquot

B.4 Vérification les conditions d'application de la méthode forfaitaire [BAEL9 B.6.2,210]

1- La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5KN/m^2 .

$$Q \leq \min (2G ; 5\text{KN/m}^2)$$

$$Q = 1,5\text{KN/m}^2 \leq \min [2(5,39) ; 5\text{KN/m}^2] = 5\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

2- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.

Les dimensions de toutes les sections transversales sont:

$$\left. \begin{array}{l} b_0 = 12\text{cm} \\ h_0 = 4\text{cm} \\ h = 20\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Le même moment d'inertie dans toutes les travées.....Condition vérifiée}$$

3- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 On doit vérifiées:

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\left. \begin{array}{l} 1^{ere} \text{ Travée } (h_0= 4,2\text{m}): \quad 0,8 < \frac{4,03}{4,09} = 0,9 < 1,25 \\ 2^{eme} \text{ Travée } (h_0= 4,6\text{m}): \quad 0,8 < \frac{4,09}{3,58} = 1,14 < 1,25 \dots\dots\dots \\ 3^{eme} \text{ Travée } (h_0= 4,7\text{m}): \quad 0,8 < \frac{3,58}{4,03} = 0,89 < 1,25 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

4 - La fissuration est considérée comme no préjudiciable.....Condition vérifiée

Conclusion: la méthode forfaitaire est applicable.

B.5.1 Détermine le rapport (α) [BAEL91 E.1.2]

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = \frac{Q_B}{G+Q_B} \\ Q_B = 1,5\text{KN/m}^2 \\ G = 5,39 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha = \frac{1,5}{1,5+5,39} = 0,22$$

B.4.2 Calcul des sollicitations à l'ELU

B.4.2.1 Détermine les moments en travées

Les valeurs prise pour M_t, M_w et M_c doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} M_t \geq \max[1,0M_0/5 ; (1 + 0,3)M_0] - \frac{M_e + M_w}{2} \dots\dots\dots(1) \\ M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 ; \text{ Dans une travée intermédiaire.....}(2) \\ M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 ; \text{ Dans une travée de rive.....}(3) \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{[BAEL91 E.1.2]}$$

D'après la première condition:

$$\text{On à: } 1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3(0,22) = 1,066$$

Donc:

$$\max [1,05 ; (1 + 0,3\alpha)] = \max [1,05 ; 1,066] = 1,066$$

Alors:

$$(2) \Rightarrow M_t \geq \frac{1,066}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,53M_0$$

$$(3) \Rightarrow M_t \geq 0,1 + \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq (0,1 + 0,53)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,63M_0$$

Travées (A et C) « travées de rives »

$$M_{0A,C} = \frac{q_u}{8} l^2 = \frac{6,19 \times 4,03^2}{8} = 12,57 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq 0,63M_{0A,C} \Rightarrow M_t \geq 0,63(12,57) \Rightarrow M_{tA} = M_{tC} = 7,92 \text{KN.m}$$

Travées (B) « travées intermédiaires »

$$M_{0B} = \frac{q_u}{8} l^2 = \frac{6,19 \times 4,09^2}{8} = 12,94 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq 0,53M_{0B} \Rightarrow M_t \geq 0,53(12,94) \Rightarrow M_{tB} = 6,86 \text{KN.m}$$

B.4.2.2 Détermine les moments sur appuis

$M_a \geq 0,60M_0$: Dans le cas d'une poutre à deux travées

$M_a \geq 0,50M_0$: Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

$M_a \geq 0,40M_0$: Dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

❖ Appuis (1 et 4)

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

❖ Appuis (2 et 3)

$$M_a = 0,50[\max (M_{0A}, M_{0B})] = 0,50[\max (12,57; 12,94)] = 0,50(12,94) = 6,47 \text{KN.m}$$

B.4.2.3 Calcul des efforts tranchants [BAEL99 P53]

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

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

Tableau III-9: Les efforts tranchant à l'ELS

	a (m)	b (m)	V _w (KN)	V _e (KN)
Travée A	1,72	2,32	-9,209	12,46
Travée B	2,05	2,05	-13,00	13,00
Travée C	2,05	1,52	-14,04	10,42

B.4.3 Calcul des sollicitations à l'ELS

B.4.3.1 Les moments fléchissant en travée et sur appuis

Tableau III-10 : Les moments fléchissant en travée et sur appuis à l'ELS

Travée	A		B		C	
L [m]	4,03		4,09		3,58	
q _{ser} [KN/ml]	4,48		4,48		4,48	
M ₀ [KN.m]	9,09		9,37		9,09	
M _t [KN.m]	5,73		4,96		5,73	
Appuis	1	2	3	4		
Coefficients forfaitaires	0	0,5	0,5	0		
M _a [KN.m]	0	4,7	4,7	0		

B.5.3.2 Les efforts tranchants

Tableau III-11: Les efforts tranchant à l'ELS

	a (m)	b (m)	V _w (KN)	V _e (KN)
Travée A	1,72	2,32	-6,66	8,99
Travée B	2,05	2,05	-19,42	9,42
Travée C	2,05	1,52	-10,18	7,54

III.3.3 Ferrailage des poutrelles

Le calcul des armatures s'effectue comme une section en (Té) en flexion simple; en considérons le moment en travée le plus défavorable

$$M_u = M_{tmax} = 7,92 \text{KN.m}; b = 65 \text{cm}; b_0 = 12 \text{cm}; h = 20 \text{cm}; h_0 = 4 \text{cm}; d = 0,9h = 18 \text{cm} \quad f_{bu} = 14,2 \text{MPa}$$

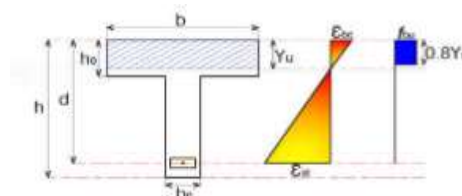
A. Calcul le moment équilibré par la table seule

$$M_{utb} = b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 14,2 \times 10^{-3} = 59,07 \text{KN.m}$$

On à:

$$M_{utb} = 59,07 \text{KN.m} > M_u = 7,92 \text{KN.m}$$

Alors l'axe neutre est dans la table seule



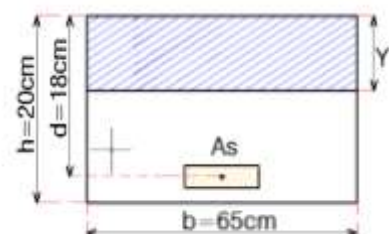
▪ Conclusion:

Comme le béton n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table (b).

B. Calcul des armatures longitudinales

B.1 En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{7,92 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,026$$



➤ Le moment réduit critique [Livre précis de calcul BA P117]

$$\mu_c = 0,80 \alpha_c (1 - 0,4 \alpha_c)$$

On à:

$$\alpha_c = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{cj}}{100} \Rightarrow \alpha_c = \frac{1,382-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,441$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = \frac{7,92}{5,73} = 1,382$$

Donc:

$$\mu_c = 0,80 \times 0,441(1 - 0,4 \times 0,441) = 0,290$$

➤ Vérification

$$\mu_{bu} = 0,026 < \mu_c = 0,290 \Rightarrow \text{pas d'aciers comprimés (A' = 0)}$$

➤ Calcul le bras de levier

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u)$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,026)}) = 0,033$$

$$\text{Donc: } Z_u = 18[1 - 0,4(0,033)] = 17,76\text{cm}$$

➤ Calcul la section théorique d'acier $A_s = \frac{M_u}{Z_u \sigma_{su}} = \frac{M_u}{Z_u \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7,92 \times 10^3}{14,9 \times \frac{400}{1,15}} = 1,28\text{cm}^2$

➤ La section d'armature réelle 3HA 10 → 2,36cm²

➤ Section d'armature minimale

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

$$\rho = \frac{A_{\min}}{bd} \geq 0,23f_{tj}, A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{tj}}{f_e} \dots\dots [\text{BAEL91 Art A.4.2}]$$

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,41\text{cm}^2 < A_r = 2,36\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

B.2) Sur appuis

$$h = 20\text{cm}, b = 100\text{cm}, d = 0,9h = 18\text{cm}, M_u = M_a = 6,47\text{KN.m}, f_{bu} = 14,2\text{MPa}$$

➤ Le moment réduit ultime

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{6,47 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,022$$

➤ Le moment réduit critique

$$\alpha_c = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{cj}}{100} \Rightarrow \alpha_c = \frac{1,377 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,438$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{aser}} = \frac{6,47}{4,7} = 1,377$$

$$\mu_c = 0,80 \times 0,438(1 - 0,4 \times 0,438) = 0,289$$

Vérification

$$\mu_{bu} = 0,022 < \mu_c = 0,289 \Rightarrow \text{pas d'aciers comprimés (A' = 0)}$$

➤ Calcul le bras de levier

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u)$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,022)}) = 0,028$$

$$\text{Donc: } Z_u = 18 [1 - 0,4(0,028)] = 17,79 \text{ cm}$$

➤ Calcul la section théorique d'acier

$$A_s = \frac{M_u}{Z_u \sigma_{su}} = \frac{M_u}{Z_u \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6,47 \times 10^3}{17,79 \times \frac{400}{1,15}} = 1,05 \text{ cm}^2$$

➤ La section d'armature réelle 2HA12 → 2,26cm²

➤ Section d'armature minimale

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1/400 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_r = 2,36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

C). Les armatures transversales

➤ Diamètre des aciers transversaux:

$$\Phi = \min \left\{ \Phi ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left(8 ; \frac{200}{35} ; \frac{650}{10} \right) = \min(8 ; 5,71 ; 65) = 5,71$$

On adopte: $\Phi = 6\text{mm}$

➤ La section des armatures transversales

$$A_t = \frac{A_s \cdot 2,36}{4} = 0,59\text{cm}^2$$

On adopte: $A_t = 1,41\text{cm}^2 \Rightarrow 5T6$

➤ L'espace: $S_t = \frac{100}{4} = 20\text{cm}$

➤ Vérification de disposition d'armature:

$$S_t = 20\text{cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = \min(80 ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

D)Vérification des contraintes

Tableau III-12: Vérification des contraintes à l'ELS et l'ELU

	En travée	En appuis	Vérification
la position de l'axe neutre (y) [cm]	3,465	3,383	
le moment quadratique par rapport à l'axe neutre (I) [cm ⁴]	4949,10	4760,36	
La contrainte en compression de béton à l'ELS (σ_{bc}) [MPa]	4,012	3,34	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_b$ Condition
La contrainte limite en compression de béton à l'ELS ($\bar{\sigma}_b$) [MPa]	15	15	vérifiée
La contrainte en traction de l'acier à l'ELS (σ_{st}) [MPa]	174,275	102,63	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ Condition
La contrainte limite en traction de l'acier à l'ELS ($\bar{\sigma}_{st}$) [MPa]	201,63	201,63	vérifiée
La contrainte tangente ultime (τ_u) [MPa]		0,104	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
La contrainte tangente limite ultime ($\bar{\tau}_u$) [MPa]		2,5	Condition vérifiée

La contrainte d'adhérence d'entraînement (τ_{ser}) [MPa]	0,068	$\tau_{ser} < \tau_{ser,u}$ Condition vérifiée
contrainte d'adhérence d'entraînement limite ultime ($\tau_{ser,u}$) [MPa]	3,15	

E) Vérification de la flèche

$$\frac{A_s}{db_0} = 2,36 / (100 \times 18) = 0,002 < 4,89 / f_e = 0,0122 \text{ ..C.V}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{409} = 0,048 < \frac{1}{16} = 0,063 \dots\dots \text{Condition non vérifiée} \dots\dots [\text{BAEL91 art B.6.5,1}]$$

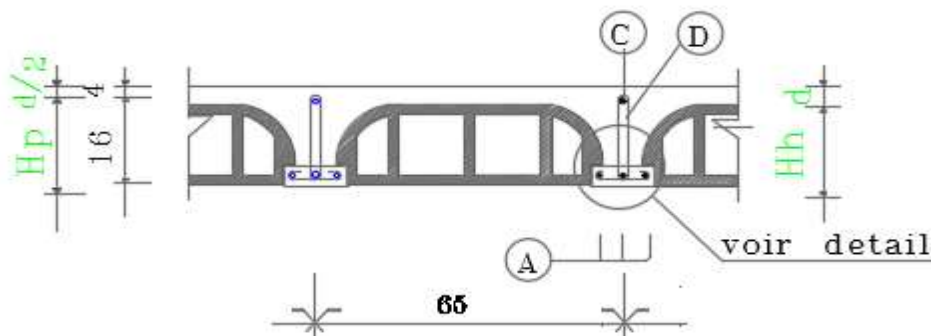
$$\frac{h}{l} = 0,048 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{7,92}{10 \times 12,57} = 0,063 \text{ . Condition non vérifiée}$$

E.1 Calcul de la flèche

$$f = \frac{5}{348} \frac{q_{ser} l^4}{EI} = \frac{5 \times 4,48 \times (4,09)^4 \times 10^{-3}}{348 \times 32164,2 \times 14062,44} = 3,98 \times 10^{-3} \text{ m}$$

E.2 La

flèche



admissible \bar{f}

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4,09}{500} = 8,18 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$\Delta f_t = 3,98 \times 10^{-3} \text{ m} < \bar{f} = 8,18 \times 10^{-3} \text{ m} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$ Il n'y a pas risque de flèche

III.3.4 Schéma Ferrailage du plancher à corps creux

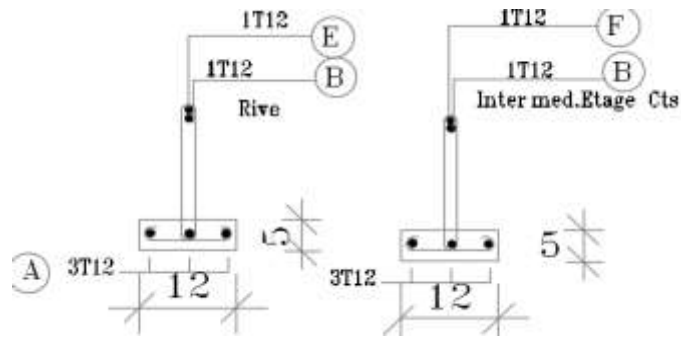


Figure III- 6: Schéma de ferrailage de plancher à corps creux

III.4 Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression de 4 cm doit être armée de quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent dépasser :

- 20cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles,
- 30cm pour les barres parallèles aux poutrelles.

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_T = \frac{4 \times L_x}{f_e} = \frac{4 \times 65}{500} = 0,52 \text{ cm}^2$$

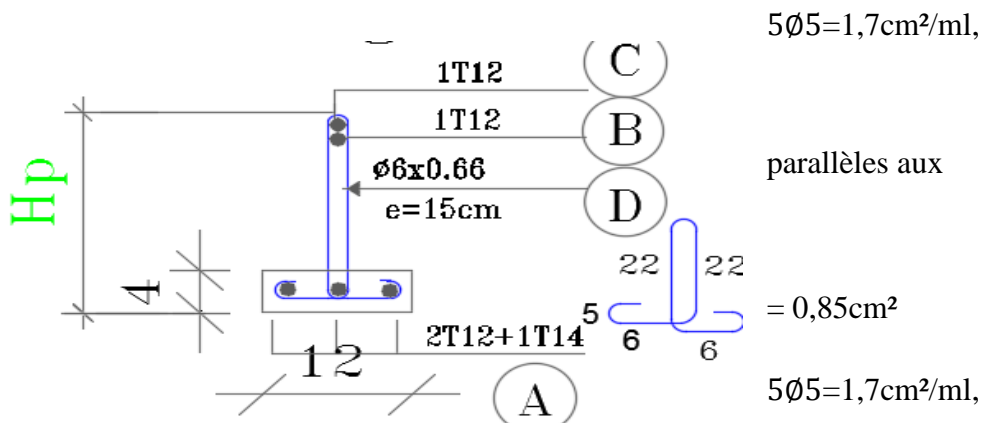
Soit

avec $St = 15 \text{ cm}$

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_T}{2} = \frac{1,7}{2}$$

Soit



avec $St = 15 \text{ cm}$.

III.4.1 Schéma Ferrailage de la dalle de compression

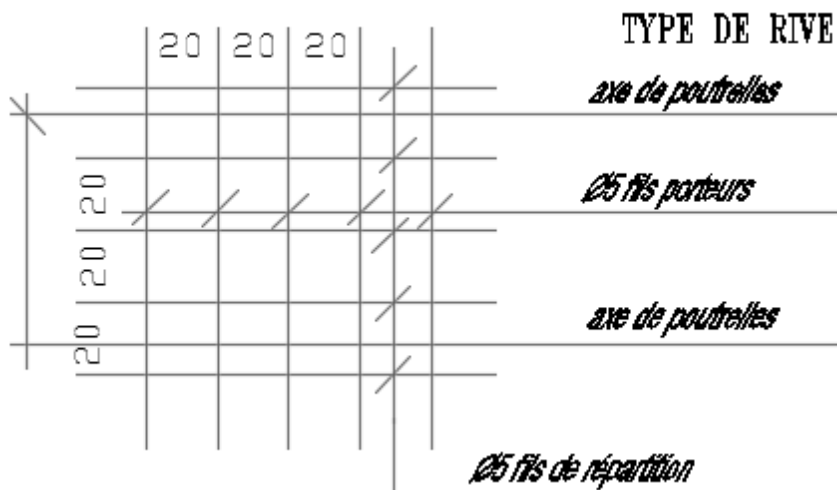


Figure III-7: Schéma de Ferrailage de la dalle de compression

III.5 Etude du balcon

Le balcon est assimilé à un consol en béton encastré à son extrémité dans la poutre donc le calcul ce fait a la flexion simple, pour une bande de 1ml.

III.5.1 Pré dimensionnement

En plus des conditions de coupe-feu et d'isolation phonique (chapitre 2), l'épaisseur est déterminée comme suit :

$$\checkmark \text{ Dalle plein en consol : } e > \frac{L_{max}}{10} = \frac{145}{10} = 14,5 \text{ cm}$$

Donc on adopte pour les balcons une dalle plein de 15cm

III.5.2 Ferrailage de balcon

A. Détermine les charges et surcharges

A.1 Charges permanentes

➤ Charge uniformément répartie

Tableau III-13: Les charges permanentes de balcon

Les éléments	L'épaisseur e [m]	Poids volumique [KN/m ³]	poids surfacique [KN/m ²]
1 – carrelage	0,02	20	0,40
2- mortier de pose	0,02	20	0,40
3- lit de sable	0,03	18	0,54
4- dalle pleine	0,15	25	3,75
5- enduit en plâtre	0,02	10	0,20
La somme des charges permanente			$G_1 = 5,29$

➤ Charge concentrée

Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du mur extérieur: $G_2 = 1 \text{ KN/m}^2$

A.2 Charge d'exploitation

➤ Surcharge uniformément répartie

$$Q_1 = 3,5 [\text{KN/m}^2]$$

➤ Surcharge concentré Surcharges dus à la main courante : $Q_2 = 1 \text{ KN/ ml}$

B. Combinaison des charges

❖ ELU

$$q_{u1} = [1,35G_1 + 1,5Q_1]1\text{ml} = [1,35(5,29) + 1,5(3,5)]1 = 12,39\text{KN/ml}$$

$$q_{u2} = [1,35G_2(h)]1\text{ml} = [1,35 \times 1(1)]1 = 1,35\text{KN}$$

$$q_{u3} = [1,5Q_2(h)]1\text{ml} = [1,5 \times 1(1)]1 = 1,5\text{KN}$$

❖ **ELS**

$$q_{ser1} = [G_1 + Q_1].1\text{ml} = [5,29 + 3,5]1 = 8,79\text{KN/ml}$$

$$q_{ser2} = [G_2].1\text{ml} = [1]1 = 1,00\text{KN}$$

$$q_{ser3} = [Q_2(h)].1\text{ml} = [1(1)]1 = 1,00\text{KN}$$

C. Schéma statiques

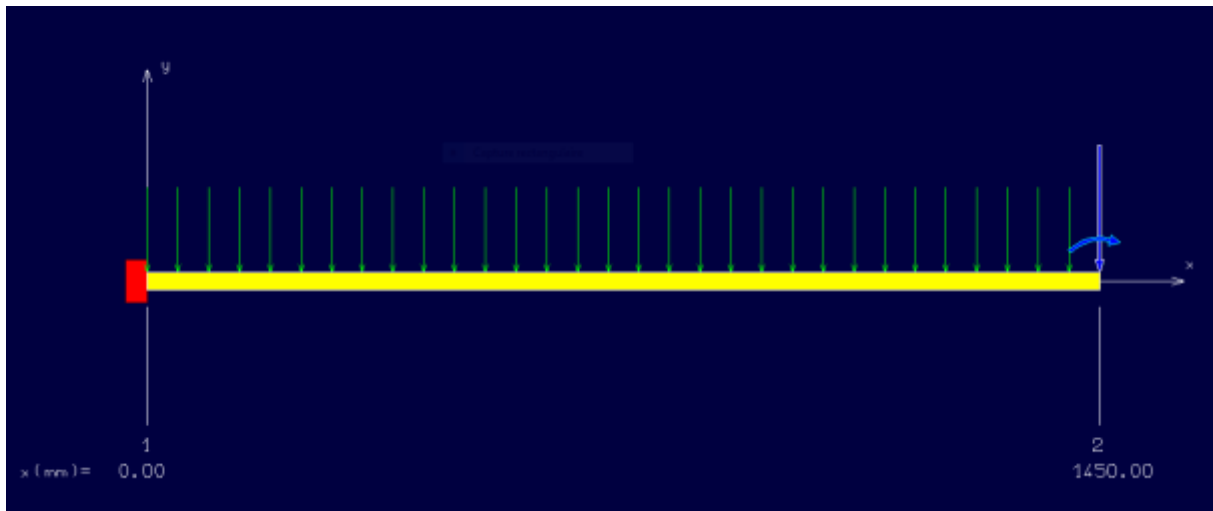


Schéma statique à l'ELU

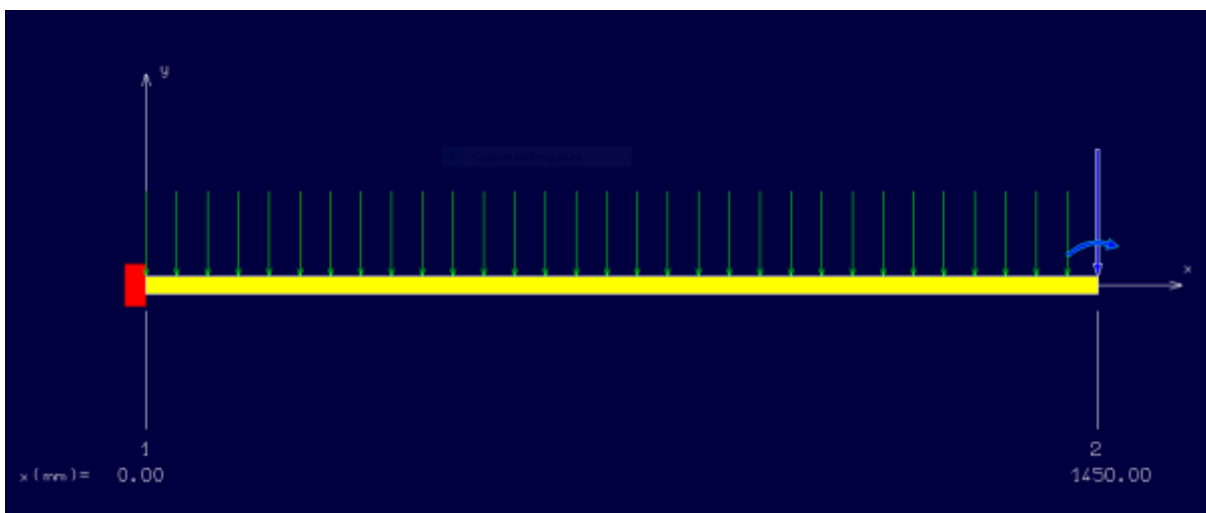


Schéma statique à l'ELS

D. Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants

Tableau III-14: Les sollicitations

Sollicitation	ELU	ELS
Le moment maximal	$M_{max} = 16.48KN.m$	$M_{max} = 11.69KN.m$
L'effort tranchant maximal	$T_{max} = 19.32KN$	$T_{max} = 13.74KN$

E. Calcul des armatures longitudinales

$h = 15\text{cm}, b = 100\text{cm}, d = 0,9h = 13.5\text{cm}, M_u = M_{\text{max}} = 16;48\text{KN.m}, f_{bu} = 14,2\text{MPa}$

➤ **Le moment réduit ultime**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{16,48 \times 10^5}{100 \times 13.5^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,064$$

➤ **Le moment réduit critique**

$$\alpha_c = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{cj}}{100} \Rightarrow \alpha_c = \frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,456$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{16,48}{11,69} = 1,41$$

$\mu_c = 0,80 \times 0,456(1 - 0,4 \times 0,456) = 0,298$

➤ **Vérification**

$\mu_{bu} = 0,064 < \mu_c = 0,298 \Rightarrow$ pas d'aciers comprimés ($A' = 0$)

➤ **Calcul le bras de levier**

$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u)$

$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,064)}) = 0,08$

Donc:

$Z_u = 13,5[1 - 0,4(0,08)] = 13,05\text{cm}$

➤ **Calcul la section théorique d'acier**

$A_s = \frac{M_u}{Z_u \sigma_{su}} = \frac{M_u}{Z_u \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{16,04 \times 10^3}{13,05 \times \frac{400}{1,15}} = 3,6\text{cm}^2$

➤ **La section d'armature réelle**

$7\text{HA}10 \rightarrow A_s = 5,5\text{cm}^2$

➤ **Section d'armature minimale**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{tj}}{f_c} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1/400 = 2.17\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.17\text{cm}^2 < A_r = 5.5\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ L'espaceur:

$$S_t = \frac{b}{n} = \frac{100}{7} = 14.29\text{cm}$$

on adopte : $S_t = 20\text{cm}$

➤ Vérification de disposition d'armature:

$$S_t = 20\text{cm} < \min(2h ; 25\text{cm}) = \min(30 ; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

F. Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.5}{4} = 1.375\text{cm}^2$$

On adopte: $A_r = 1,375\text{cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}10$

➤ L'espaceur:

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

➤ Vérification de disposition d'armature(charge concentrée)

$$S_t = 20\text{cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(45 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

G) Vérification à L'ELU

G.1) Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifiée: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} \dots\dots \text{[BAEL91 Art A. 5.1,1]}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa} \dots\dots \text{[BAEL91 Art A.5.1,211]}$$

$$\tau_u = (19.32 \times 10^3) / (1000 \times 135) = 0,14\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

H. Vérification à l'ELS

➤ Détermine la position de l'axe neutre

$$\frac{by^2}{2} + nA_s'(y - d') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{tel que: } A_s' = 0 ; n = 15$$

$$\frac{100y^2}{2} - 15 \times 5.5 (13.5 - y) = 0$$

$$50y^2 + 82.5y - 1113.75 = 0$$

$$y = 5.62 \text{ cm}$$

• Détermine le moment d'inertie de la section homogène réduite

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s'(y - d')^2 + nA_s(d - y)^2$$

$$I = 100 (5.62)^3/3 + 15 \times 5.5 (13.5 - 5.62)^2$$

$$I = 11027.61 \text{ cm}^4$$

H.1 Vérification de la contrainte de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{11.69}{11027.61} \times 5.62 \times 10^3 = 5.96 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

H.2 Vérification de la contrainte de traction de l'acier a l'ELS

On doit vérifier: $\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$ suivant cas de fissuration

$$\sigma_{st} = 15 \frac{11.69}{11027.61} (13.5 - 5.62) \times 10^3 = 125.30 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa (F. P. P)} \dots \text{C. V}$$

H.3 Vérification de la flèche

$$\frac{A_s}{db_0} = 5.5 / (100 \times 13.5) = 0.0041 < 4.2 / f_e = 0.0105 \dots \text{C. V}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{145} = 0.103 > \frac{1}{16} = 0.063 \dots\dots \text{Condition vérifiée} \dots \text{ [BAEL91 art B.6.5,1] } \frac{h}{l} = 0.103 >$$

$$\frac{0.85 M_t}{10 M_0} = \frac{0.85 \times 11.69}{10 \times 11.69} = 0.085 \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.3 Schéma de Ferrailage de balcon

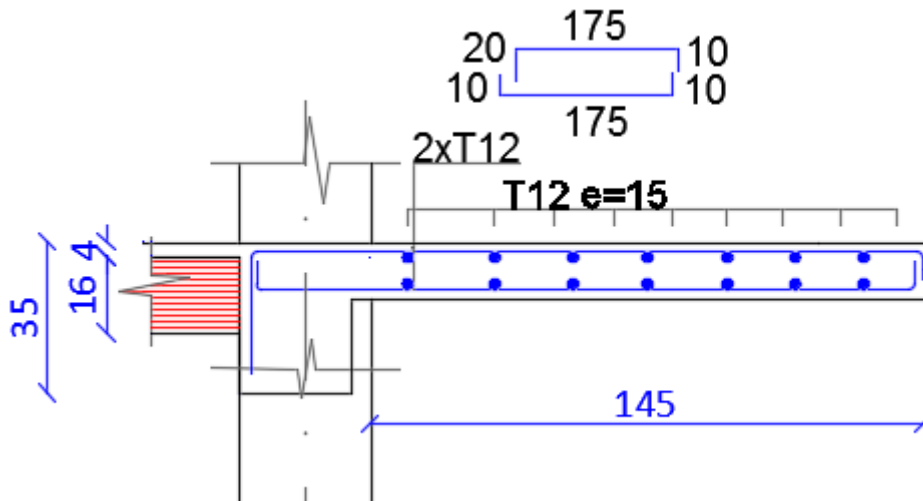


Figure III- 8 : Schéma de ferrailage de balcon «coupe transversale»

III.6 Etude de la dalle pleine

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis

A. Calcul des sollicitations (méthode de PIGEAUD)

A.1 Les moments isostatiques de la dalle

$$M_{ox} = (M_1 + \nu M_2) P$$

$$M_{oy} = (M_2 + \nu M_1) P$$

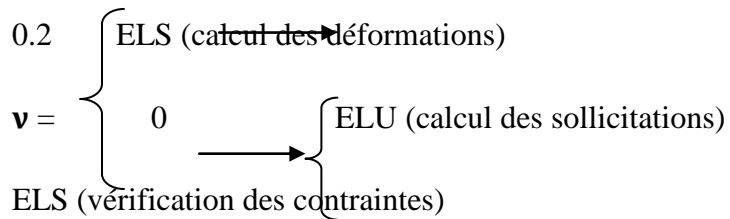
Avec:

P : la charge totale

$$P = q L_x L_y$$

q : charge répartie par unité de surface

ν : Coefficient de poisson



A.1.1 Détermine les charges et surcharges

- ✓ Charges permanentes

$$G = 6,29\text{KN/m}^2$$

- ✓ Surcharge d'exploitation

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \text{ (étage service, pour le cas le plus défavorable)}$$

A.1.2 Combinaison d'action à l'ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(6,29) + 1,5(2,5) = 12,24 \text{ KN/m}^2$$

A.1.3 Calcul de la charge totale

$$P = 12,24 \times 1,57 \times 4,09 = 78,6\text{KN}$$

A.1.4 Détermine les valeurs de M_1 et M_2

D'après les abaques (table de Pigeaud):

On à:

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,64}{4,09} = 0,4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3 < \rho < 0,4 \quad M_1 = 0,0422 \\ \frac{1}{\rho} = 2,5 \quad M_2 = 0,0105 \\ 2,4 < \frac{1}{\rho} < 2,6 \end{array} \right.$$

Donc:

$$M_{ox} = M_1 P = 0,0422 (78,6) = 3,32\text{KN.m}$$

$$M_{oy} = M_2 P = 0,0105 (78,6) = 0,83\text{KN.m}$$

A.2 L'effort tranchant:

$$V_{0x} = \frac{p}{2L_y + L_x} = \frac{78,6}{2(4,09) + 1,57} = 8,06 \text{KN}$$

$$V_{0y} = \frac{p}{3L_y} = \frac{78,6}{3(4,09)} = 6,41 \text{KN}$$

III.6.1 Ferrailage de la dalle pleine

✓ **Diamètre des barres d'armatures [BAEL99 A.7.2, 1]**

$$\Phi \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{mm}$$

On prend: $\Phi = 8 \text{mm}$

✓ **Calcul d_x et d_y**

$$d_x = h - c - \frac{\phi}{2} = 15 - 2 - \frac{0,8}{2} = 12,6 \text{cm}$$

$$d_y = d_x - \Phi = 12,6 - 0,8 = 11,8 \text{cm}$$

A. Sens x - x

$$\mu_{bu} = \frac{M_{0x}}{bd_x^2 f_{bu}} = \frac{3,32 \times 10^5}{100 \times 12,6^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,0147$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{3,32}{0,83} = 4$$

$$\Rightarrow \mu_c = 0,80 \times 1,75 [1 - (0,4 \times 1,75)] = 0,42$$

$$\alpha_c = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{cj}}{100} = 1,75$$

$\mu_{bu} = 0,0147 < \mu_c = 0,42 \Rightarrow$ pas d'aciers comprimés ($A_x' = 0$)

✓ **Calcul le bras de levier**

$$Z_u = d_x (1 - 0,4\alpha_u)$$

$$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,0147)}) = 0,0185$$

Donc:

$$Z_u = 12,6[1 - 0,4(0,0185)] = 12,51\text{cm}$$

✓ Calcul la section théorique d'acier

$$A_x = \frac{M_{ox}}{Z_u \sigma_{su}} = \frac{M_{ox}}{Z_u \frac{f_c}{\gamma_s}} = \frac{3,32 \times 10^3}{12,51 \times \frac{400}{1,15}} = 0,76\text{cm}^2$$

✓ La section d'armature réelle

On adopte:

$$A_x = 2,51\text{cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}8$$

✓ La section minimale d'armatures [BAEL B.7.4]

$$A_{x\min} = 0,0008 \frac{3-\rho}{2} b h = 0,0008 \frac{3-0,4}{2} \times 100 \times 15 = 1,56\text{cm}^2$$

$$A_{x\min} = 1,56\text{cm}^2 < A_x = 2,51\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ L'écartement minimal des barres (BAEL A.8.2,42)

La direction la moins sollicité (cas d'une charge répartie):

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

On adopte: $S_t = 20\text{cm}$

B. Sens y - y

$$\mu_{bu} = \frac{M_{oy}}{b d_y^2 f_{bu}} = \frac{0,83 \times 10^5}{100 \times 11,8^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,0042$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{3,32}{0,83} = 4$$

$$\Rightarrow \mu_c = 0,80 \times 1,75 [1 - (0,4 \times 1,75)] = 0,42$$

$$\alpha_c = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{cj}}{100} = 1,75$$

$$\mu_{bu} = 0,0042 < \mu_c = 0,42 \Rightarrow \text{pas d'aciers comprimés } (A_x' = 0)$$

✓ Calcul le bras de levier

$$Z_u = d_y(1 - 0,4\alpha_u)$$

$$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{(1-2 \mu_{bu})}) = 1,25 (1 - \sqrt{(1-2(0,0042))}) = 0,0053$$

Donc:

$$Z_u = 11,8[1 - 0,4(0,0053)] = 11,77\text{cm}$$

✓ **Calcul la section théorique d'acier**

$$A_s = \frac{M_{oy}}{Z_u \sigma_{su}} = \frac{M_{oy}}{Z_u \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0,83 \times 10^3}{11,77 \times \frac{400}{1,15}} = 0,20\text{cm}^2$$

✓ **La section d'armature réelle**

On adopte: $A_s = 2,51\text{cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}8$

✓ **La section minimale d'armatures**

$$A_{y\min} = 0,0008 b h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2\text{cm}^2$$

$$A_{y\min} = 1,2\text{cm}^2 < A_y = 2,51\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **L'écartement minimal des barres**

La direction la moins sollicité (cas d'une charge répartie):

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

On adopte: $S_t = 20\text{cm}$

C. Vérification à l'ELU

C.1 Vérification a l'effort tranchant

Dalle réalisée sans reprise de bétonnage, on doit alors vérifier que:

$$\tau_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,17\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,17\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

D. Vérification à l'ELS

✓ **Combinaison d'action:**

$$q_u = G + Q = 6,29 + 2,5 = 8,79 \text{KN/m}^2$$

✓ **Calcul de la charge totale:**

$$P = 8,79 \times 1,57 \times 4,09 = 56,44 \text{KN}$$

✓ **Calcul des sollicitations:**

$$M_1 = 0,0422; M_2 = 0,0105 ; v = 0$$

Donc:

$$M_{ox} = M_1 P = (0,0422) 56,44 = 2,38 \text{KN.m}$$

$$M_{oy} = M_2 P = (0,0105) 56,44 = 0,60 \text{KN.m}$$

✓ **Détermine la position de l'axe neutre:**

$$\frac{by^2}{2} + nA_s' (y - d') - nA_s (d - y) = 0 \quad \text{tel que: } A_s' = 0 ; n = 15$$

$$\frac{100y^2}{2} - 15 \times 2,51 (12,6 - y) = 0$$

$$50y^2 + 37,65y - 474,39 = 0$$

$$y = 2,73 \text{cm}$$

✓ **Détermine le moment d'inertie de la section homogène réduite**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s' (y - d')^2 + nA_s (d - y)^2$$

$$I = 100 (2,73)^3 / 3 + 15 \times 2,51 (12,6 - 2,73)^2$$

$$I = 4345,96 \text{cm}^4$$

D.1 Vérification de la contrainte de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{0,83}{4345,96} \times 2,73 \times 10^3 = 0,52 \text{MPa} < \bar{\sigma} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

D.2 Vérification de la contrainte de traction de l'acier a l'ELS

On doit vérifier: $\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$ suivant cas de fissuration

$$\sigma_{st} = 15 \frac{0,83}{4345,96} (12,6 - 2,73) \times 10^3 = 28,27 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{MPa (F. P. P) ... C. V}$$

E. Calcul des déformations

✓ **Combinaison d'action:**

$$q_u = G + Q = 6,29 + 2,5 = 8,79 \text{KN/m}^2$$

✓ **Calcul de la charge totale:**

$$P = 8,79 \times 1,57 \times 4,09 = 56,44 \text{KN}$$

✓ **Calcul des sollicitations:**

$$M_1 = 0,0422 \quad M_2 = 0,0105 ; \quad v = 0,2$$

Donc:

$$M_{ox} = (M_1 + vM_2) P = (0,0422 + 0,2(0,0105)) 56,44 = 2,5 \text{KN.m}$$

$$M_{oy} = (M_2 + vM_1) P = (0,0105 + 0,2(0,0422)) 56,44 = 1,07 \text{KN.m}$$

E.1 Vérification de la flèche [BAEL B.7.5]

$$\frac{A_s}{db_0} = 2,51 / (100 \times 12,6) = 0,002 < 2/f_e = 0,005 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{157} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,063 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,1 > \frac{0,85M_t}{10M_0} = \frac{0,85 \times 0,83}{10 \times 0,83} = 0,085 \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6.2 Schéma de ferrailage de la dalle pleine

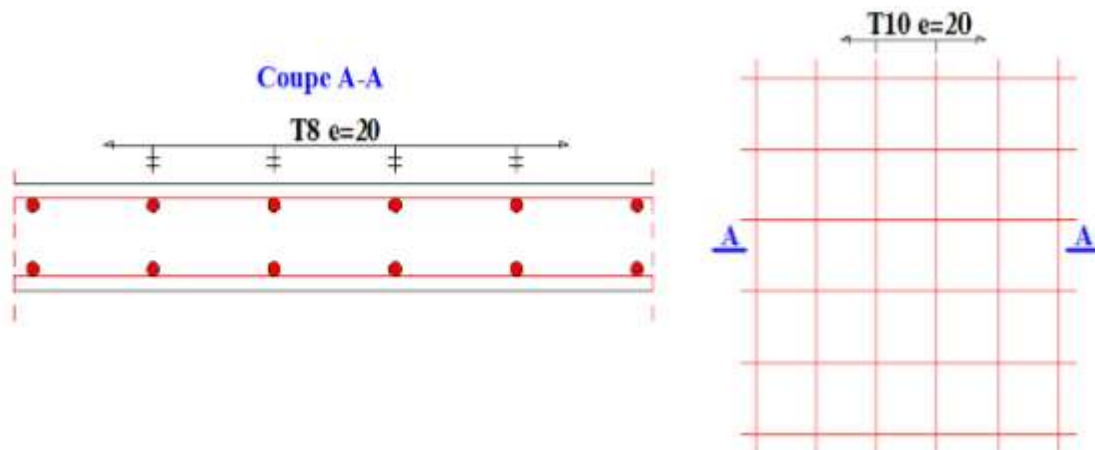


Figure III-9: Schéma de ferrailage de la dalle pleine.

III.7 Etude de la dalle machine

Notre bâtiment comprend une seule cage d'ascenseur dont la vitesse d'entraînement

$v = 1\text{m/s}$. La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.7.1 Pré -dimensionnement de la dalle pleine

➤ Condition de résistance à la flexion

Détermine la valeur de l'élancement (α) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,6}{1,87} = 0,86$$

On a : $0,4 < \rho < 1 \Rightarrow$ dalle appuis sur 4 cotés

Alors : $h \geq L_x/30$; (dalle isolée) $h \geq 1,6/30 \Rightarrow h \geq 5,33\text{cm}$

On adopte : $h = 15\text{cm}$, (condition d'isolation thermique)

L'épaisseur minimale pour la une dalle pleine est de 12cm selon le RPA99 version 2003, donc on prend une épaisseur de 15cm .

La dalle qui support les machine est de béton arme avec une épaisseur de 15cm

III.7.2 Détermine les charges et surcharges

❖ Charges permanentes

➤ Charge uniformément répartie

Poids propre de la dalle pleine	$0,10 \times 25 = 2,5 \text{KN/ m}^2$
Mortier de pose	$20 \times 0,03 = 0,6 \text{ KN/ m}^2$
Carrelage	$20 \times 0,02 = 0,4 \text{KN/ m}^2$
	$G_1 = 4,75 \text{KN/m}^2$

➤ Charge concentrée

-Poids de la machine = 57KN

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

III .7.3 Calcul des sollicitations (méthode de PIGEAUD)

A. Sous charge uniformément répartie (G_1)

A.1.1 Combinaison d'action

❖ ELU: $q_u = 1,35G_1 + 1,5Q = 1,35(3,5) + 1,5(1) = 6,23 \text{ KN/m}^2$

❖ ELS : $q_{ser} = G_1 + Q = 3,5 + 1 = 4,5 \text{KN/m}^2$

A.1.2 Calcul de la charge totale

❖ ELU : $p_u = q_u L_x L_y = 6,23 \times 1,6 \times 1,87 = 18,63 \text{KN}$

❖ ELS : $p_{ser} = q_{ser} L_x L_y = 4,5 \times 1,6 \times 1,87 = 13,46 \text{KN}$

A.2 Détermine les valeurs de M_1 et M_2 :

M_1 et M_2 : coefficients determines a partir des rapport $\left(\frac{U}{L_x}\right)$ et $\left(\frac{U}{L_y}\right)$ dans les abaques de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,6}{1,87} = 0,86$$

$M_1 = 0,1272; M_2 = 0,0875$

D'après les abaques (table de Pigeaud):

A.3 Les moments isostatiques de la dalle ($v = 0$)

❖ ELU: $M_{0x1} = (M_1 + vM_2)p_u = M_1p_u = 0,1272 (18,63) = 2,37\text{KN.m}$

: $M_{0y1} = (M_2 + vM_1)p_u = M_2p_u = 0,0875(18,63) = 1,67\text{KN.m}$

❖ ELS: $M_{0x1} = (M_1 + vM_2)p_{ser} = M_1p_{ser} = 0,1272 (13,46) = 1,95\text{KN.m}$

: $M_{0y1} = (M_2 + vM_1)p_{ser} = M_2p_{ser} = 0,0875 (13,46) = 1,55\text{KN.m}$

A.4 L'effort tranchant

ELU: $V_{0x1} = \frac{P_u}{2L_y + L_x} = 18,63 / (3,74 + 1,6) = 3,49 \text{ KN}$

: $V_{0y1} = \frac{P_u}{2L_x + L_y} = 18,63 / (3,2 + 1,87) = 3,67 \text{ KN}$

B. Sous charge concentrée (G_2)

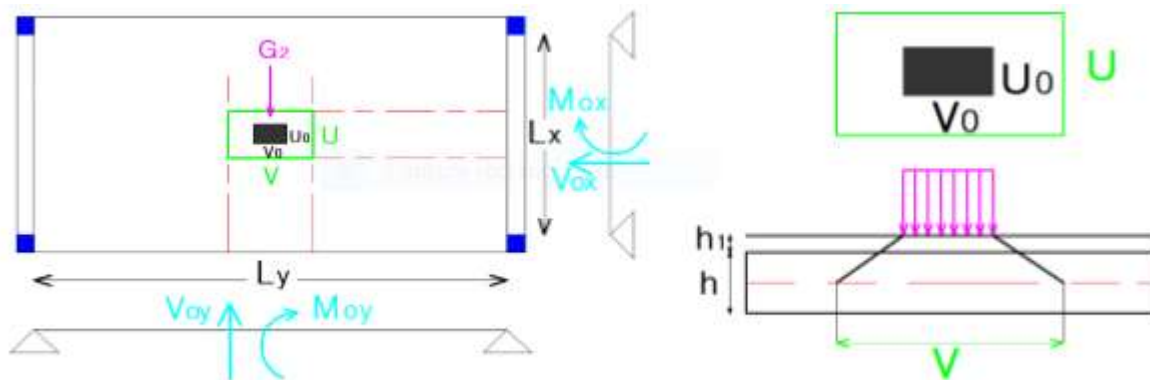


Figure III-10 : Schéma de la diffusion des charges de la salle machine.

B.1 Détermine les dimensions de la surface projetée:

$U = U_0 + 2ke + h_0 = 100 + 2 \times 5 + 10 = 120 \text{ cm}$

$V = V_0 + 2ke + h_0 = 100 + 2 \times 5 + 10 = 120 \text{ cm}$

Avec:

- h_0 : Epaisseur de la dalle ($h_0 = 10\text{cm}$)
 - e : Epaisseur du revêtement ($e = 5\text{cm}$)
 - p : la charge concentrée
 - $k = 1$, car les revêtements est aussi solide que le béton.
- $U_0 = V_0 = 100\text{cm}$

B.2 Détermine les valeurs de M_1 et M_2 :

D'après les abaques (table de Pigeaud):

On à: $U= V=120\text{cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = \frac{120}{160} = 0,75 \dots\dots\dots(1) \\ \frac{U}{L_y} = \frac{120}{187} = 0,64 \dots\dots\dots(2) \end{array} \right.$$

B.3 Les moments isostatiques de la dalle ($v = 0$)

Donc:

$M_1=0,0217$

$M_2 =0,0110$

1^{iere} Cas ;

❖ ELU:

$M_{0x2} = (M_1 \times 1,35G_2) = 0,0217 \times 1,35(57) = 1,67\text{KN.m}$

$M_{0y2} = (M_2 \times 1,35G_2) = 0,0110 \times 1,35(57) = 0,85\text{KN.m}$

❖ ELS:

$M_{0x2} = M_1G_2 = 0,0217 \times 57 = 1,33\text{KN.m}$

$M_{0y2} = M_2G_2 = 0,0110 \times 57 = 0,65\text{KN.m}$

2^{eme} Cas ;

Donc:

$M_1=0,0266$

$M_2 = 0,0142$

❖ ELU :

$$M_{0x2} = (M_1 \times 1,35G_2) = 0,0266 \times 1,35(57) = 2,05 \text{KN.m}$$

$$M_{0y2} = (M_2 \times 1,35G_2) = 0,0142 \times 1,35(57) = 1,09 \text{KN.m}$$

❖ ELS:

$$M_{0x2} = M_1 G_2 = 0,0266 \times 57 = 1,59 \text{KN.m}$$

$$M_{0y2} = M_2 G_2 = 0,0142 \times 57 = 0,81 \text{KN.m}$$

On prend le cas le plus défavorable pour Les moments isostatiques

B.4 L'effort tranchant

❖ ELU

$$V_{0x2} = \frac{1,35G_2}{2V+U} = \frac{76,95}{2(1,2)+1,2} = 21,38 \text{KN}$$

$$V_{0y2} = \frac{1,35G_2}{2V} = \frac{76,95}{2(1,2)} = 32,06 \text{KN}$$

C. Conclusion

C.1 ELU

➤ Les moments isostatiques

$$M_{0x} = M_{0x1} + M_{0x2} = 2,37 + 2,05 = 4,42 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0y1} + M_{0y2} = 1,67 + 1,09 = 2,76 \text{KN.m}$$

➤ L'effort tranchant

$$V_{0x} = V_{0x1} + V_{0x2} = 3,49 + 21,38 = 24,87 \text{KN}$$

$$V_{0y} = V_{0y1} + V_{0y2} = 3,67 + 32,06 = 35,73 \text{KN}$$

C.2 ELS

➤ Les moments isostatiques

$$M_{0x} = M_{0x1} + M_{0x2} = 1,95 + 1,59 = 3,54 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0y1} + M_{0y2} = 1,55 + 0,81 = 2,36 \text{KN.m}$$

III .7.4 Ferrailage de la salle machine

A. Ferrailage à l'ELU

Diamètre des barres d'armatures:

$$\Phi \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{mm}$$

On prend: $\Phi = 8 \text{mm}$

✓ Calcul d_x et d_y

$$d_x = h - c - \frac{\phi}{2} = 15 - 2 - \frac{0,8}{2} = 12,6 \text{cm}$$

$$d_y = d_x - \Phi = 12,6 - 0,8 = 11,8 \text{cm}$$

A. Sens x - x

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ox}}{bd_x^2 f_{bu}} = \frac{4,42 \times 10^5}{100 \times 12,6^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,0196$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{4,42}{3,54} = 1,25$$

$$\Rightarrow \mu_c = 0,80 \times 0,37 [1 - (0,4 \times 0,37)] = 0,26$$

$$\alpha_c = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{cj}}{100} = 0,37$$

$$\mu_{bu} = 0,0196 < \mu_c = 0,26 \Rightarrow \text{pas d'aciers comprimés (} A_x' = 0 \text{)}$$

✓ Calcul le bras de levier

$$Z_u = d_x (1 - 0,4\alpha_u)$$

$$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,0196)}) = 0,0247$$

Donc:

$$Z_u = 12,6 [1 - 0,4(0,0247)] = 12,48 \text{cm}$$

✓ Calcul la section théorique d'acier

$$A_x = \frac{M_{ox}}{Z_u \sigma_{su}} = \frac{M_{ox}}{Z_u \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4,42 \times 10^3}{12,48 \times \frac{400}{1,15}} = 1,02 \text{cm}^2$$

✓ La section d'armature réelle

On adopte:

$$A_x = 2,51 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \text{ HA8}$$

✓ La section minimale d'armatures [BAEL B.7.4]

$$A_{x\min} = 0,0008 \frac{3-\rho}{2} b h = 0,0008 \frac{3-0,86}{2} \times 100 \times 15 = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{x\min} = 1,28 \text{ cm}^2 < A_x = 2,51 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ L'écartement minimal des barres (BAEL A.8.2,42)

La direction la moins sollicitée (cas d'une charge répartie):

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(75 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

On adopte: $S_t = 20 \text{ cm}$

B. Sens y - y

$$\mu_{bu} = \frac{M_{oy}}{b d_y^2 f_{bu}} = \frac{2,76 \times 10^5}{100 \times 11,8^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,014$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{2,76}{2,36} = 1,17$$

$$\Rightarrow \mu_c = 0,80 \times 0,33 [1 - (0,4 \times 0,33)] = 0,23$$

$$\alpha_c = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{cj}}{100} = 0,33$$

$$\mu_{bu} = 0,014 < \mu_c = 0,23 \Rightarrow \text{pas d'aciers comprimés } (A_x' = 0)$$

✓ Calcul le bras de levier

$$Z_u = d_y (1 - 0,4 \alpha_u)$$

$$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,014)}) = 0,018$$

Donc:

$$Z_u = 11,8 [1 - 0,4(0,018)] = 11,51 \text{ cm}$$

✓ Calcul la section théorique d'acier

$$A_s = \frac{M_{oy}}{Z_u \sigma_{su}} = \frac{M_{oy}}{Z_u \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2,76 \times 10^3}{11,51 \times \frac{400}{1,15}} = 0,689 \text{cm}^2$$

✓ La section d'armature réelle

On adopte: $A_s = 2,51 \text{cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}8$

✓ La section minimale d'armatures

$$A_{ymin} = 0,0008 b h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{cm}^2$$

$$A_{ymin} = 1,2 \text{cm}^2 < A_y = 2,51 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ L'écartement minimal des barres

La direction la moins sollicité (cas d'une charge répartie):

$$S_t \leq \min (2h ; 25\text{cm}) = \min (30 ; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$$

On adopte: $S_t = 20\text{cm}$

B. Vérification à l'ELU

B.1 Vérification a l'effort tranchant

Dalle réalisée sans reprise de bétonnage, on doit alors vérifier que:

$$\tau_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,17 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

C.Vérification à l'ELS

TableauIII-15: Vérification des contraintes

	Sens (x - x)	
la position de l'axe neutre (y) [cm]	2,84	Vérification
le moment quadratique par rapport a l'axe neutre (I) [cm ⁴]	5042	
La contrainte en compression de béton à l'ELS (σ_{bc}) [MPa]	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_b$ Condition vérifiée
La contrainte limite en compression de béton à l'ELS ($\bar{\sigma}_b$) [MPa]	2,83	
La contrainte en traction de l'acier à l'ELS (σ_{st}) [MPa]	159	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ Condition vérifiée
La contrainte limite en traction de l'acier à l'ELS ($\bar{\sigma}_{st}$) [MPa]	201,63	

D.Calcul des déformations ($\nu= 0,2$)

$$q_{ser} = G_1 + Q = 4,75 + 1 = 5,75 \text{ KN/}$$

$$M_{0x1} = (M_1 + \nu M_2)p_{ser} = M_1 p_{ser} = (0,1272 + 0,2 \times 0,1272) (13,46) = 2,05 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y1} = (M_2 + \nu M_1)p_{ser} = M_2 p_{ser} = (0,0875 + 0,2 \times 0,0875) (13,46) = 1,41 \text{ KN.m}$$

Donc:

$$M_{0x} = M_{0x1} + M_{0x2} = 2,05 + 1,59 = 3,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0y1} + M_{0y2} = 1,41 + 0,81 = 2,22 \text{ KN.m}$$

D.1 Vérification de la flèche

$$\frac{A_s}{db_0} = \frac{2,51}{100 \times 9} = 0,003 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{160} = 0,094 > \frac{0,75 \times 5,38}{20 \times 5,38} = 0,038 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.7.5 Schéma de ferrailage de la salle machine

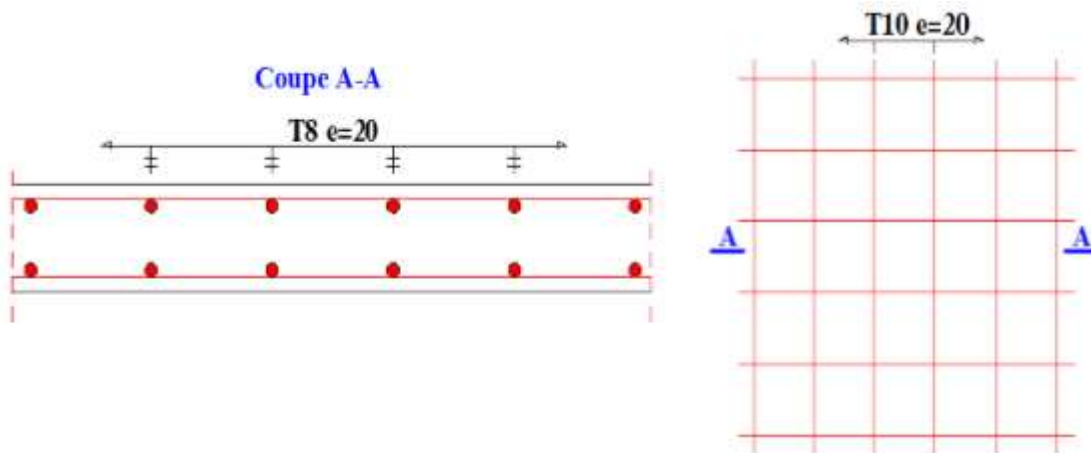


Figure III-11: schéma de Ferrailage de la dalle du local machine

III.8 Etude de l'acrotère

III.8.1 Définition

L'acrotère est un élément en console encastré dans le plancher terrasse, il est soumis à son poids propre, et à une charge horizontale, cette dernière est la plus défavorable entre la charge de « la main courante » estimée à **1KN/ml** et la charge sismique préconisée par la réglementation en vigueur.

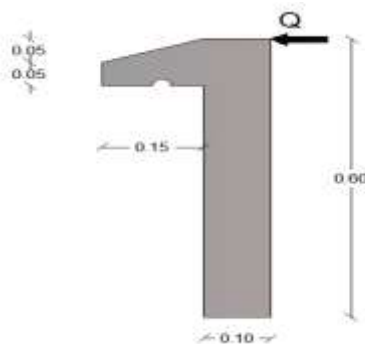


Figure III-12: Acrotère (terrasse inaccessible)

III.8.2 Détermination des paramètres de l'acrotère**- Détermination de l'angle α :**

$$\text{tg } \alpha = 5/15 = 0,33 \rightarrow \alpha = 18,43^\circ.$$

- Le périmètre :

$$P = 0,6 + 0,1 + 0,05 + 0,1 + 0,5 + 0,15 + 0,05 / \sin \alpha = 1,65 \text{ m.}$$

- La surface :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,05 \times 0,15) + (0,15 \times 0,05) / 2 = 0,071 \text{ m}^2.$$

- Evaluation des charges :

- Poids propre: $G_1 = 25 \times S = 0,071 \times 25 = 1,78 \text{ KN/ml.}$
- Enduit en ciment ($e = 2 \text{ cm}$): $G_2 = 20 \times e \times P = 20 \times 0,02 \times 1,65 = 0,66 \text{ KN/ml.}$
- Poids des éléments considérés : $W_p = G_1 + G_2 = 2,44 \text{ KN/ml.}$

➤ Calcul de la force horizontale : Exigences des règles RPA99/2003 :

Le règlement impose l'application de la force horizontale F_p pour le calcul des éléments secondaires de structure et les équipements ancrés à la structure suivant la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone

$A = 0,15$ « zone I ; groupe d'usage 2 »

C_p : facteur de force horizontale

$C_p = 0,8$ (élément en console)

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,44 = 0,98 \text{ KN /ml}$$

$$F_p = 0,98 < 1 \text{ KN}$$

On prend : $Q = F_p = 1 \text{ KN}$

III.8.3 Calcul à l'ELU**➤ Calcul des sollicitations :**

-Effort normal : $N_u = 1,35 \times W_p = 1,35 \times 2,44 = 3,294 \text{ KN.}$

-Moment fléchissant : $M_u = 1,5 \times F_p \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,90 \text{ KN.m.}$

➤ Calcul des excentricités :

- ✓ Excentricité additionnelle e_a :

$$e_a = \max \left\{ \frac{2cm}{250} \Rightarrow \frac{2cm}{250} \right. \left. \Rightarrow \frac{60}{250} = 0,24cm \Rightarrow e_a = 2cm \right.$$

✓ excentricité du 1^{er} ordre e_1 :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a = \frac{0,90}{3,294} + 0,02 \Rightarrow e_1 = 0,29m$$

✓ Elancement géométrique :

$$l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0,6 = 1,2m$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{1,2}{0,1} = 12 < \max(15, \frac{20 \times e_1}{h}) \Rightarrow 12 < \max(15, \frac{20 \times 0,29}{0,1}) = 58$$

l_f : la longueur de flambement.

h : la hauteur de la section dans la direction du flambement ($h=10cm$).

Donc le calcul sera mené à la flexion composée en tenant compte de l'excentricité du second ordre.

✓ Excentricité du second ordre e_2 :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \times \varphi) \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \varphi = 2 \\ \alpha = \frac{Mg}{Mg + Mq} = \frac{WP}{WP + Fp} = 0,67 \end{cases}$$

e_2 : l'excentricité due aux effets de second ordre lié à la déformation de la structure.

φ : le rapport de déformation finale du au fluage de la déformation instantanée.

(φ : Généralement égale à 2).

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{10^4 \times 0,1} (2 + 2 \times 0,67) \Rightarrow e_2 = 0,014m$$

➤ Sollicitations ultimes corrigées par le calcul en flexion composée :

$$\begin{cases} N_u = 3,294KN \\ M_u = N_u \times (e_1 + e_2) = 3,294 \times (0,29 + 0,014) = 1KN.m \end{cases}$$

$$e_0 = e_1 + e_2 = 0,29 + 0,014 \Rightarrow e_0 = 0,304m$$

➤ Sollicitations ramenées au centre de gravité

$$M_{uA} = N_u \cdot e_A \quad e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow e_A = 0,304 + \left(0,09 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,344m.$$

Donc : $\Rightarrow M_{uA} = 3,294 \times 0,344 = 1,13 \text{ KN.m}$.

III.8.4 Calcul à l'ELS

➤ Calcul des sollicitations :

-Effort normal : $N_{ser} = W_p = 2,44 \text{ KN}$.

-Moment fléchissant : $M_{ser} = F_p \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{2,44} \Rightarrow e_{0ser} = 0,245 \text{ m}$$

➤ Sollicitations ramenées au centre de gravité :

$$\begin{cases} e_{Aser} = e_{0ser} + (d - \frac{h}{2}) = 0,245 + (0,05 - \frac{0,1}{2}) = 0,285 \text{ m} \\ M_{serA} = N_{ser} \times e_{Aser} = 2,44 \times 0,285 = 0,70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.8.5 Calcul des armatures

➤ Moment réduit de référence à l'ELU :

$$\mu_{bc} = 0,8 \frac{h}{d} (1 - 0,4 \times \frac{h}{d}) = 0,8 \times \frac{10}{9} (1 - 0,4 \times \frac{10}{9}) = 0,49$$

➤ Moment réduit agissant :

* $\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1,13 \times 10^{-3}}{1 \times (0,09)^2 \times 14,2} = 0,0098 < 0,49$ (section partiellement tendue).

➤ Calcul des aciers en flexion simple :

$$\gamma = \frac{M_{uA}}{M_{SerA}} = \frac{1,13}{0,6} = 1,88$$

* Pour FeE400 et $f_{c28} < 30 \text{ MPa}$:

$$\mu_{lu} = [3440 \times \gamma + 49 \cdot \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050] \times 10^{-4} \Rightarrow \mu_{lu} = [3440 \times 1,88 + 49 \times 25 - 3050] \times 10^{-4} = 0,46$$

$$\mu_{bu} = 0,0098 < \mu_{lu} = 0,46 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} \quad \text{Avec : } Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 0,09[1 - (0,6 \times 0,0098)] = 0,089 \text{ m}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow A_{st} = \frac{1,13 \times 10^{-3}}{0,089 \times 348} = 0,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ Armatures en flexion composée :

$$\begin{cases} A' = 0 \\ A = A_{st} - \frac{N_u}{f_{ed}} = 0,315 - \frac{3,294}{400} = 0,31 \text{ cm}^2/ml \end{cases}$$

➤ Section minimale :

$$A_{\min} = \begin{cases} \frac{4\text{cm}^2}{\text{périmètre}(m)} \\ \frac{0,2B}{100} \end{cases} = \max \begin{cases} \frac{4\text{cm}^2}{1,65} = 2,42\text{cm}^2 \\ \frac{0,2 \cdot 100}{100} = 2\text{cm}^2 \end{cases}$$

$A_{\min} = 2,42\text{cm}^2 \Rightarrow$ choix des armatures : **4T10 = 3,14cm²**

➤ Espacement : $S_t = 20\text{cm}$.

➤ Les armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : } \mathbf{4T8 = 2,10\text{cm}^2/ml}, \quad \text{esp} = 20\text{cm}.$$

➤ Vérification des contraintes :

- Il faut que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,01}) = 0,0125$$

$$\begin{cases} \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1,13}{0,6} = 1,88 \\ \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,88-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,69 \end{cases}$$

Donc : $\alpha = 0,0125 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,69 \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$

- Il faut que : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \min \begin{cases} \frac{2}{3} \cdot f_e = 266,66 \text{ MPa}. \\ \max \left\{ \begin{array}{l} 200 \text{ MPa}. \\ 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot f_{t28}} \end{array} \right\} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 200 \text{ MPa}.$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1).$$

Avec : • $K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0,75 \times 10^{-3}}{\frac{100 \cdot 10^3}{12} \times 10^{-8}} = 8,88 \text{ MN.m}^3$ • $y_1 = -E + \sqrt{E^2 + F}$

$$o \quad E = \frac{15.A}{b} = \frac{15 \times 3.02}{100} = 0,453 \quad o \quad F = \frac{30.A.d}{b} = \frac{30 \times 3,02 \times 9}{100} = 8.15$$

$$\Rightarrow y_1 = -0,453 + \sqrt{0,453^2 + 8.15} = 2,48cm$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 8,88 \times (0,09 - 0,02948) = 8,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 8.68MPa < \bar{\sigma}_s = 200MPa \longrightarrow CV.$$

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

$$T_{\max} = Fp = 1KN.$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{1,00 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,011MPa.$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa.} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \times \frac{25}{1,5} = 3,33 \text{ MPa.} \\ 5 \text{ MPa.} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

Donc : $\tau_u = 0,011 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ C.V \longrightarrow

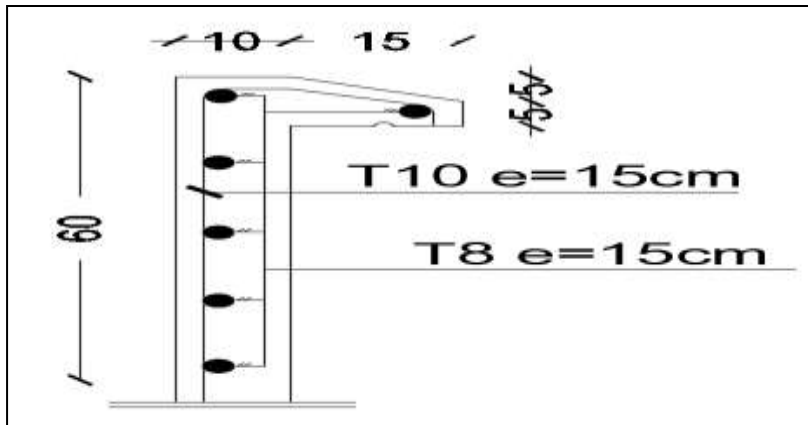


Figure III.13: Ferrailage de l'acrotère

III.8.6 Conclusion

Pour que la terrasse soit inaccessible, nous sommes dans le besoin de réaliser un acrotère. Son rôle sera surtout d'ordre sécuritaire. Il permettra de prévenir et d'empêcher toute chute éventuelle du haut de la terrasse, son action est donc préventive et dissuasive.

Chapitre IV :

Etude dynamique et sismique

IV.1 Etude dynamique

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques.

A l'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique. Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période.....) sous l'effet du séisme.

Le but est en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter une catastrophe technologique que des dégâts incontrôlés risqueraient de provoquer, en maintenant la stabilité, l'intégrité ou la fonctionnalité d'installation sensible, stratégique ou potentiellement dangereuse. Dans tous les cas, la meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

IV.1.1 Présentation du logiciel de calcul ETABS On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé ETABS pour déterminer :

- Les périodes propres
- Les coefficients de participation
- Les déplacements du plancher

Les caractéristiques principales d'ETABS sont :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI.etc.). De plus de part ça spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

IV.1.2 Modélisation de la structure

Une structure est composée de membrures flexibles reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi n'est qu'une idéalisation

mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et mode propre) nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel. Le modèle dynamique que nous avons adopté pour le calcul de notre ouvrage est une console verticale encastree à sa base. Les masses seront considérées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau.

IV.1.3 Etapes de modélisation

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes:

- 1) Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments). 2) Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.
- 3) Définition des différents cas de charges (statique et dynamique). Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.
- 4) Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,.....).
- 5) Lancement de l'analyse du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
- 6) Visualisation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc.....).
- 7) Interprétation des résultats.

IV.2 Etude dynamique

IV.2.1 Caractéristiques géométriques de la structure

A. Centre de masse

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (,) du centre de masse sont données par les formules suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \\ Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \end{array} \right.$$

M_i : Est la masse de l'élément « i ».

X_{Gi}, Y_{Gi} : Sont les coordonnées de l'élément considérée.

B. Centre de rigidité

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux. En général deux cas se présentent:

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus; les efforts horizontaux (séisme, vent... etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie donc une translation et une rotation en même temps. Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0.05L$, (L : la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

C. Excentricité accidentelle

L'excentricité accidentelle est donnée par la formule suivante: $e_{acc} = 0,05L$

- ❖ Sens X : $e_{acc(x)} = 0,05 L_x = 0,05(21,87) = 1,09\text{m}$
- ❖ Sens Y : $e_{acc(y)} = 0,05 L_y = 0,05(14,43) = 0,72\text{m}$

IV.2.2 Calcul de la période fondamentale La valeur de la période fondamentale «T» de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. La formule empirique (4-6 donnée par le RPA99/version2003) est la suivante: $T = C_t h_N^{3/4}$

Avec:

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$h_N = 25,16\text{m}$

C_t : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement et de type de remplissage ce paramètre est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003 - On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

D'où : $C_t = 0,05$

Donc : $T = 0,05 \times (25,16)^{3/4} = 0,56 \text{ sec}$

IV.2.3 Nombre de modes à considérer

Il faut bien comprendre qu'il n'est pas nécessaire de considérer l'effet de tous les modes de vibration pour obtenir une précision acceptable dans les structures de génie civil. Pour modéliser un bâtiment à trois dimensions, le nombre de mode requis dans une analyse dynamique modale spectrale dépend de la direction de l'excitation à la base et du degré de couplage entre les modes de translations et les modes de torsion. L'édition de 2003 du règlement parasismique algérien exige, dans l'analyse modale spectrale, de considérer au moins trois modes dans chaque direction considérée. On peut utiliser la masse modale comme un indicateur du nombre de modes à considérer dans l'analyse. Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des

coefficients de participation de ces modes est au moins égale à **90%** ($\sum \alpha_i \geq 90\%$), ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure .

Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA 2003).

IV.2.4 Disposition des voiles

Dans cette partie, nous allons aborder l'analyse du comportement dynamique de plusieurs variantes cela afin d'aboutir à une meilleure conception parasismique, dans ce volet, nous serons ramenés à comparer les périodes propres des différentes variantes aux valeurs obtenues en appliquant les formules empiriques du RPA99V2003.

En premier lieu, le choix d'une variante est basé sur le fait d'avoir dans le troisième mode une torsion avec un faible coefficient de participation modale, Cela pour avoir dans le premier et le deuxième mode des translations indépendantes dans le sens transversal et longitudinal et tout en prenant en considération les caractéristiques du site. Ainsi, suite à plusieurs études, nous sommes arrivés à la disposition des voiles indiquée dans la figure suivante:

IV.2.5 Caractéristique massique

Tableau IV-1: Caractéristiques massique

Niveau	La masse [Tonne]	X_{CM} [m]	Y_{CM} [m]	X_{CR} [m]	Y_{CR} [m]	e_x [m]	e_y [m]
Sous sol	315,3589	10,172	5,856	13,691	4,379	-3,519	1,477
RDC	319,9605	10,183	5,839	14,376	4,104	-4,193	1,735
1	302,4135	10,151	5,871	14,129	4,229	-3,978	1,642
2	298,7737	10,149	5,868	13,785	4,366	-3,636	1,502
3	294,9610	10,149	5,864	13,453	4,476	-3,304	1,388
4	291,7698	10,147	5,861	13,166	4,565	-3,019	1,296
5	288,4057	10,147	5,858	12,921	4,646	-2,774	1,212
6	255,4154	10,020	6,011	12,778	4,704	-2,758	1,307
Somme	2367,0585						

$X_{CM}; Y_{CM}$; Les coordonnées du centre de masse de la structure.
 $X_{CR}; Y_{CR}$; Les coordonnées du centre de masse de la structure.

IV.2.6 Caractéristique dynamique

Tableau IV-2: Caractéristiques dynamiques

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,799587	12,2194	33,6661	12,2194	33,6661	27,9223	27,9223
2	0,676596	58,4284	11,7532	70,6478	45,4193	1,3816	29,3039
3	0,519024	1,9551	25,7943	72,6029	71,2136	41,4843	70,7882
4	0,234235	2,3831	6,0092	74,986	77,2228	5,0926	75,8808
5	0,181949	11,9156	2,3615	86,9017	79,5843	0,7309	76,6113
6	0,126296	0,0939	7,5526	86,9956	87,1369	9,7638	86,375
7	0,111395	0,9175	1,5166	97,9131	88,6535	2,0798	88,4549
8	0,081656	3,7851	0,849	91,6981	89,5025	0,4034	88,8582
9	0,065702	0,6516	1,1774	92,3498	90,6799	0,8153	89,6735
10	0,055092	0,0008	2,2802	92,3506	92,9601	3,5371	93,2107
11	0,047261	2,0763	0,5057	94,4269	93,4658	0,2938	93,5045
12	0,044001	0,6228	1,0448	95,0497	94,5106	0,7983	94,3029

Commentaire

D'après les résultats du tableau, on constate que:

T_{dyn} : La période obtenue par ETABS ($T_{dyn} = 0,79$ sec)

T : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ($T_{RPA} = 0,56$ sec)

La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique de plus de 30%

$$T_{dyn} < 1,3T_{RPA}$$

$$T_{dyn} = 0,79 \text{ sec} < 1,3 (0,56) = 0,73 \text{ sec} \longrightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

Le premier mode: C'est un mode de translation selon (x-x) avec un coefficient de participation modale égale à 64,35%

Le deuxième mode: C'est un mode de translation selon (y-y) avec un coefficient de participation modale égale à 66,91%.

Le troisième mode: C'est un mode de torsion de période selon (z-z) avec un coefficient de participation modale égale à 66,85%

IV.3 Etude sismique

IV.3.1 Généralité

Dans le but d'évaluer de façon réaliste le comportement d'une structure soumise à un tremblement de terre, on emploie les techniques d'analyse dynamique des structures. L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un séisme est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée. L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ? Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes en zone sismique.

IV.3.2 Introduction

Notre structure étant implantée en zone sismique (IIa) et vu les dégâts énormes que peut engendrer un séisme, une étude sismique s'impose. Ainsi, le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme repose sur l'évaluation des charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel ETABS en utilisant une approche dynamique basée sur le principe de la superposition modale.

IV.3.3 Justification du système de contreventement [RPA Art 4.3]

Pour un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé :

- Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- La sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

IV.2.3.1 Sous charges horizontales Tableau

IV-3: Le pourcentage de participation des portiques et des voiles

NIV	Portiques		Voiles		Portiques (%)		Voiles (%)	
Base	V_x [KN]	V_y [KN]	V_x [KN]	V_y [KN]	Sens(xx)	Sens(yy)	Sens(xx)	Sens(yy)
	330,05	383,73	2326,35	2785,23	7,26	8,45	51,18	61,28

IV.3.3.2 Sous charges verticales Tableau

IV-4: Le pourcentage de participation des portiques et des voiles

Niv	Charge (KN)		Pourcentage (%)	
Base	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
	713,78	5111,58	15,70	11,25

Commentaire D'après les résultats on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, on considère que la sollicitation horizontale est reprise

uniquement par les voiles ce qui nous conduit à avoir un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton arme selon le RPA 2003. Donc un coefficient de comportement de $R = 3,5$

IV.3.4 Choix de la méthode de calcul

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre structure la méthode statique équivalente est applicable mais pour des raisons de simplicité des calculs et comme nous avons besoin de l'effort tranchant à la base donc on fait les calculs par la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.3.5 Méthode d'analyse modale spectrale

IV.3.5.1 Principe

Rappelons que le principe de la méthode d'analyse modale spectrale est de rechercher 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. L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement de la structure est supposé élastique, permet le calcul des modes propres.

IV.3.5.2 Spectre de réponse de calcul

Le RPA99/2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante:

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

Avec :

- **A** : coefficient d'accélération de zone dépendant de deux paramètres :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique II}_a \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,15 \dots\dots\dots \text{tableau 4-1 du RPA99/03}$$

- **η** : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :
- Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%):

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

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages..... *tableau 4 -2 du RPA99/03.*

Le système de contreventement est mixte (portique et voiles) avec un remplissage dense,

Alors $\Rightarrow \xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

Donc : $\xi = 8,5\%$

D'où $\Rightarrow \eta = 0,81 \geq 0,7 \dots\dots\dots$ Vérifiée.

- **T₁, T₂** : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site....**tableau 4-7 du RPA99/03.**

Site meuble donc on a : $S_2 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.40s \end{cases}$

- **R** : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau 4-3 du RPA99/03 en fonction du type de contreventement.
- **Q** : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au *tableau 4.4 du RPA99/03*.

On aura donc $Q = 1.25$

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le logiciel (Spectre 99 V 2003)

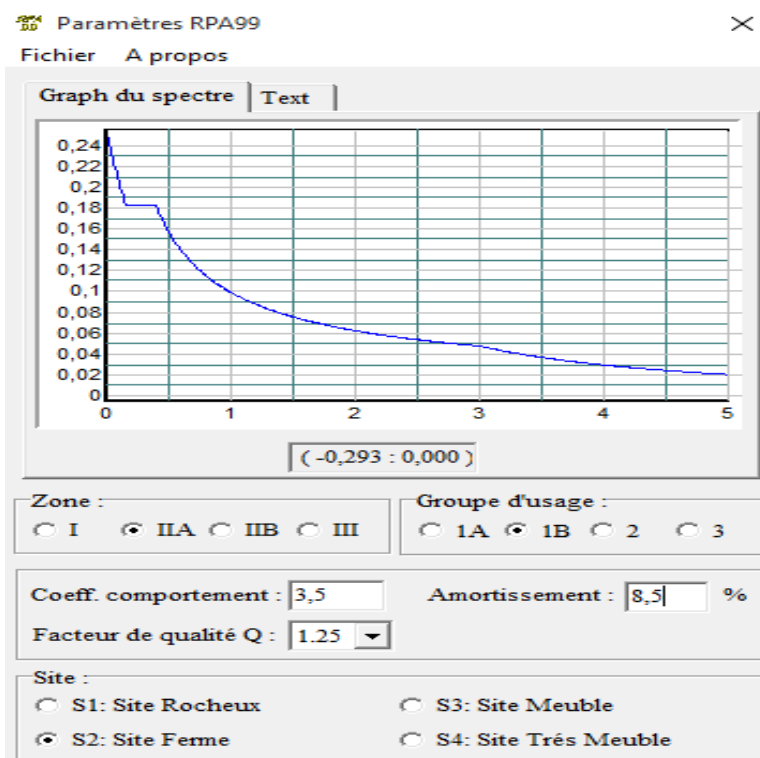


Figure IV-5 : Spectre de réponse

IV.3.5.3 Calcul de l'effort tranchant à la base

D'après le (RPA99/V 2003) : $V_i = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times W_t$

Avec:

V_i : L'effort tranchant modal à la base.

α_i : Coefficient de participation du mode «i».

W_t : Poids total de la structure.

Poids = masse × accélération de la gravité (g)

$W_t = \text{la masse} \times g = 2367,0585 \times 9,81 = 23220,84\text{KN}$

g : Accélération de la pesanteur

A. Sens longitudinal (x-x)

Tableau IV-6: Calcul de l'effort tranchant modal à la base «sens longitudinal».

Mode	Période	Cas	$\alpha_i\%$	W_t (KN)	$\frac{S_a}{g}$	V_i (KN)
1	0,799587	3	0,2247	23220,84	0,054	285,39
2	0,676596	3	1,0699	23220,84	0,061	1518,78
3	0,519024	3	0,0359	23220,84	0,072	60,8
4	0,234235	2	0,0378	23220,84	0,086	76,22
5	0,181949	2	0,1891	23220,84	0,086	381,11
6	0,126296	1	0,0009	23220,84	0,143	3,17
7	0,111395	1	0,0093	23220,84	0,148	32,04
8	0,081656	1	0,0380	23220,84	0,159	140,95
9	0,065702	1	0,0065	23220,84	0,164	25,15
10	0,055092	1	00,00	23220,84	0,168	0,03
11	0,047261	1	0,0209	23220,84	0,171	83,29
12	0,044001	1	0,0059	23220,84	0,182	25,13

B. Sens transversal (y-y)

Tableau IV-7: Calcul de l'effort tranchant modal à la base «sens transversal»

Mode	Période	Cas	$\alpha_i\%$	W_t (KN)	$\frac{S_a}{g}$	V_i (KN)
1	0,799587	3	0,6191	23220,84	0,054	786,3
2	0,676596	3	0,2152	23220,84	0,061	305,51
3	0,519024	3	0,4735	23220,84	0,072	801,1
4	0,234235	2	0,0983	23220,84	0,086	192,2
5	0,181949	2	0,0374	23220,84	0,086	75,53
6	0,126296	1	0,0762	23220,84	0,143	254,76
7	0,111395	1	0,0151	23220,84	0,148	52,96
8	0,081656	1	0,0085	23220,84	0,159	31,62
9	0,065702	1	0,0118	23220,84	0,164	45,43
10	0,055092	1	0,0229	23220,84	0,168	89,95
11	0,047261	1	0,0051	23220,84	0,171	20,29
12	0,044001	1	0,0099	23220,84	0,182	42,15

IV.3.5.4 Combinaisons des réponses modales [RPA Art 4.3.5]

1- Les réponses de deux modes de vibration « i » et « j » de périodes T_i, T_j et d'amortissement $\varepsilon_i, \varepsilon_j$ sont considérées comme indépendantes si le rapport

$$r = \frac{T_i}{T_j}$$

Avec: $T_i \leq T_j$

$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \frac{10}{(10 + \sqrt{\zeta_i \zeta_j})}$$

Avec : $\varepsilon_i = \varepsilon_j = 8,5\%$

2 - Dans le cas ou tout les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par:

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

Avec:

- E : Effet de l'action sismique considéré
- E_i : Valeur modale de E selon la mode « i ».
- k : Nombre de modes retenues.

3- Dans le cas ou deux réponses modales ne sont pas indépendant, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau IV-8: Combinaisons des réponses modales

Mode	Période	R	$\frac{10}{(10 + \sqrt{\zeta_i \zeta_j})}$	Vérification
1	0,799587	0,846	0,541	No indépendant
2	0,676596	0,767	0,541	//
3	0,519024	0,450	0,541	//
4	0,234235	0,773	0,541	//
5	0,181949	0,696	0,541	//
6	0,126296	0,880	0,541	//
7	0,111395	0,729	0,541	//
8	0,081656	0,802	0,541	//
9	0,065702	0,846	0,541	//
10	0,055092	0,854	0,541	//
11	0,047261	0,936	0,541	//
12	0,044001	-	-	-

Commentaire

Toutes les réponses modales retenues ne sont indépendantes, donc la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

$$E_x = 1798,84 \text{ KN}$$

$$E_y = 1507,37 \text{ KN}$$

IV.3.6 Méthode statique équivalente

IV.3.6.1 Principe

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation avec une hauteur du bâtiment au plus égale à **25,16m** en zone **IIa**
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes d'usages.

- Zone II :** Groupe d'usage 3
 Groupe d'usage 2..... $H_T \leq 7$ niveaux ou 23m.
 Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.
 Groupe d'usage 1A..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.
- Zone III :** Groupe d'usage 2 et 3..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.
 Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

❖ **Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \longrightarrow \dots \text{ [RPA99V2003 Art 4.2.3]}$$

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

Avec :

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site, du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure «**T**».

T₂ : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site. Elle est donnée par

le tableau **(4.7 du RPA 99/version 2003)**.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

Dans le cas où la structure est contreventée par des voiles en béton armé en plus de la formule (4-6

RPA 2003), on peut également utiliser aussi la formule (4-7 RPA 2003) $T = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}}$

$h_N = 25.16\text{m}$: hauteur mesurée en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

a)- sans longitudinale : $D_X = 21.87\text{m}$

b)- sens transversale : $D_Y=14.43m$

Donc:

$$T_X = \frac{0,09 \times 25,16}{\sqrt{21,87}} = 0,484sec$$

$$T_Y = \frac{0,09 \times 25,16}{\sqrt{14,43}} = 0,595sec$$

D'après RPA99/version 2003, il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7).

Alors:

$$T_x = \min (T_X ; T) = \min (0,484 ; 0,56) = 0,484sec$$

$$T_y = \min (T_Y ; T) = \min (0,595 ; 0,56) = 0,56 sec$$

Calcul de facteur d'amplification dynamique moyen:

$$\text{On à : } T_1 = 0.15 \text{ sec ; } T_2 = 0.40 \text{ sec}$$

Donc:

$$T_2 = 0.40sec < T_x = 0,484sec < 3,0sec$$

$$D_x = 2,5(0,81) (0,40 / 0,484)^{2/3} = 1,78$$

$$T_2 = 0.40sec < T_y = 0,56sec < 3,0sec$$

$$D_y = 2,5(0,81)(0,40 / 0,56)^{2/3} = 1,62$$

W : est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (**i**) :

$$W = \sum W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \dots \dots \dots \text{(Formule 4-5 RPA2003)}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires à la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5) du (RPA99 version 2003).

Dans notre cas, (le bâtiment à usage d'habitation) $\beta=0,20$.

Donc à chaque niveau : $W_i=W_{Gi}+0,2W_{Qi}$

Le poids totale calculée par ETAPS: $W_t= 23220,84KN$

Conclusion

paramétré	A	η	Q	R	D_x	D_y	W_t [KN]	V_x [KN]	V_y [KN]
Valeurs	0,15	0,81	1,25	3,5	1,78	1,62	23220,84	2214,27	2015,24

IV.3.7 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul [RPA Art 4.3.6]

La résultante des forces obtenues à la base par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminés par la méthode statique équivalente V.

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à **80 %** de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

$$V_{dyn} > 0.8 V_{stat} \dots\dots\dots C. V$$

Ceci nous donne :

Tableau IV-9: Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

	V_t [KN]	V [KN]	V_t/V [KN]	observations
Sens longitudinal (x-x)	1798,84	2214,27	0,81	vérifier
Sens transversal (y-y)	1507,37	2015,24	0,75	No vérifie

Conclusion

Pour le sens longitudinal (x-x) on à:

$$\frac{V_t}{V} = \frac{1507,37}{2015,24} = 0,75 < 0,8$$

Si : $V_t > 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0,8 V/V_t$; $(\frac{0,8V}{V_t} = 1,07)$

IV.3.8 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:

$$V = F_t + \sum F_i \dots \dots \dots [RPA Art 4.2.5]$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à $0,7$ secondes.

Avec :

F_t : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

T : est la période fondamentale de la structure.

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau de plancher où s'exerce la force F_i

h_j : niveau de plancher quelconque

W_i, W_j : Poids revenant au planchers i, j

Dans notre cas $T = 0.56s < 0.7s$ donc : $F_t = 0$

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

A. Sens longitudinale : ($V_x = 1798,84$ KN).

Tableau IV-10: La distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur dans le sens XX'

V _x = 1798,84 KN						
Story	W _i (KN)	h _i (m)	V _x	∑W _i *h _i	V _x . W _i *h _i	F _i (KN)
6	4154,83	25,16	1798,84	262885,1635	18804267,98	715,3035
5	839,097	22,10	1798,84	262885,1635	33357767,57	126,8910239
4	1262,712	19,04	1798,84	262885,1635	43247776,9	164,512049
3	1696,422	15,98	1798,84	262885,1635	48764436,17	185,4971027
2	2024,234	12,92	1798,84	262885,1635	47045248,3	178,9574112
1	2575,124	9,86	1798,84	262885,1635	45673847,51	173,7406817
RDC	3055,746	6,80	1798,84	262885,1635	37378227,32	142,1846209
SOUS SOL	3488,979	2,72	1798,84	262885,1635	1707132,76	64,937224
Somme	/	/	/	/	/	1789,84
V = Ft + ∑Fi = 1789,84KN						

B. Sens transversal: (V_Y=1507,37KN).

Tableau IV-11: La distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur dans le sens YY'

V _Y = 1507,37 KN						
Story	W _i (KN)	h _i (m)	V _y	∑W _i *h _i	V _y .W _i *h _i	F _i (KN)
6	4154,83	25,16	1507,37	262885,1635	157573711,0 0	599,4013086
5	839,097	22,10	1507,37	262885,1635	27952735,15	106,3305923
4	1262,71 2	19,04	1507,37	262885,1635	36240244,53	137,8558
3	1696,42 2	15,98	1507,37	262885,1635	40863027,37	155,4405993
2	2024,23 4	12,92	1507,37	262885,1635	39420572,57	149,9535845
1	2575,12 4	9,86	1507,37	262885,1635	38273213,59	145,5890971
RDC	3055,74 6	6,80	1507,37	262885,1635	31321750,97	119,1461342
SOUS SOL	3488,97 9	2,72	1507,37	262885,1635	14304975,79	54,441530
Somme	/	/	/	/	/	1507,37
V = Ft + ∑Fi = 1507,37 KN						

IV.3.9 Vérification des déplacements latéraux inter-étage

L'une des vérifications préconisées par le (*RPA99 version 2003*), concerne les déplacements latéraux inter-étages.

En effet, selon l'article (*5.10 du RPA99 version 2003*), l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec: $\bar{\Delta} = 0.01h_e$: le déplacement relatif admissible.

h_e : représente la hauteur de l'étage.

$$\delta_x^k = R \delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \delta_y^k = R \delta_{ey}^k$$

Où ; $\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1}$ et $\Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $k-1$

dans le sens x (de la même manière on obtient Δ_{ey}^k).

$$\left. \begin{aligned} \delta_x^k &= R \delta_{ex}^k \\ \delta_y^k &= R \delta_{ey}^k \end{aligned} \right\} \text{: Déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure} \\ \text{(Art.4-19. RPA 2003)}$$

δ_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (y

compris l'effet de torsion), (de la même manière on obtient δ_{ey}^k).

R : Est le coefficient de comportement.

Les résultats des déplacements inter-étage sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau IV-12: Vérification des déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX'

Sens XX'							
Niveau	δ_e^k (m)	R	δ^k (m)	δ^{k-1} (m)	Δ^k (m)	$\bar{\Delta}_k$ (m)	Observation
6	0.03	3.5	0.105	0.0924	0.0126	0.0306	C.V
5	0.0264	3.5	0.0924	0.07875	0.01365	0.0306	C.V
4	0.0225	3.5	0.07875	0.06405	0.0147	0.0306	C.V

3	0.0183	3.5	0.06405	0.04865	0.0154	0.0306	C.V
2	0.0139	3.5	0.04865	0.03325	0.0154	0.0306	C.V
1	0.0095	3.5	0.03325	0.01925	0.014	0.0306	C.V
RDC	0.0055	3.5	0.01925	0.0077	0.01155	0.0306	C.V
SOUS SOL	0.0022	3.5	0.0077	0	0.0077	0.0408	C.V

Tableau IV-13: Vérification des déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY'

Sens YY'							
Niveau	δ_e^k (m)	R	δ^k (m)	δ^{k-1} (m)	Δ^k (m)	$\bar{\Delta}_k$ (m)	Observation
6	0.03	3.5	0.105	0.0924	0.0126	0.0306	C.V
5	0.0264	3.5	0.0924	0.07875	0.01365	0.0306	C.V
4	0.0225	3.5	0.07875	0.06405	0.0147	0.0306	C.V
3	0.0183	3.5	0.06405	0.04865	0.0154	0.0306	C.V
2	0.0139	3.5	0.04865	0.03325	0.0154	0.0306	C.V
1	0.0095	3.5	0.03325	0.01925	0.014	0.0306	C.V
RDC	0.0055	3.5	0.01925	0.0077	0.01155	0.0306	C.V
SOUS SOL	0.0022	3.5	0.0077	0	0.0077	0.0408	C.V

Commentaire

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le RPA, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (*Art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée*).

IV.3.10 Vérification de l'effet (P- Δ) : (RPA 99/V 2003. Art5-9)

Les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments qui satisfassent la condition suivante à tous les niveaux.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1 \text{ [RPA Art 5.9.RPA]}$$

Avec :

P_k : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au dessus du niveau (K)

Tel que :
$$P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau(K)

Δ_K : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

h_K : hauteur d'étage K.

- Si $\theta_K < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0,1 < \theta_K < 0,2$: il faut augmenter l'effet de action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_K)$
- Si $\theta_K > 0,2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau IV-14: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens XX'

Niveau	P_k (KN)	\square_{kx} (m)	h_k (m)	V_{kx}	Θ_{kx}	< 0.1
6	4154,83	0.0126	3.06	715,30	0.003271259	C.V
5	8390,97	0.01365	3.06	842,19	0.00669057	C.V
4	1262,712	0.0147	3.06	1006,7	0.010702047	C.V
3	1696,422	0.0154	3.06	1192,19	0.014875954	C.V
2	2024,234	0.0154	3.06	1371,14	0.018689926	C.V
1	2575,127	0.014	3.06	1544,88	0.02045808	C.V
RDC	3055,746	0.01155	4.08	1687,18	0.019854141	C.V
SOUS SOL	3488,979	0.0077	2.72	1798,84	0.011603524	C.V

Tableau IV-15: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens YY'

Niveau	P_k (KN)	\square_{ky} (m)	h_k (m)	V_{ky}	θ_{ky}	< 0.1
6	4154,83	0.0126	3.06	599,40	0.003271259	C.V
5	8390,97	0.01365	3.06	705,73	0.00669057	C.V
4	1262,712	0.0147	3.06	843,58	0.010702047	C.V
3	1696,422	0.0154	3.06	999,02	0.014875954	C.V
2	2024,234	0.0154	3.06	1148,97	0.018689926	C.V
1	2575,127	0.014	3.06	1294,55	0.02045808	C.V
RDC	3055,746	0.01155	4.08	1413,69	0.019854141	C.V
SOUS SOL	3488,979	0.0077	2.72	1507,37	0.011603524	C.V

Commentaire

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieurs à **0,1**.

Donc : l'effet **P-Delta** peut être négligé pour le cas de notre structure.

IV.3.11 Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble

IV.3.11.1 Vérification au renversement [RPA Art.5.5]

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

- Le moment de renversement, M_r , qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.
- Le moment de résistant ou de stabilité, M_s , sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction (**$M_s > M_r$**).

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \\ M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = \sum W_i \times b_i \end{array} \right.$$

b: la distance au centre de gravité selon la direction xx et yy

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

M_s : moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.

M_r : moment de renversement.

F_i : efforts sismique appliqués à chaque étage.

d_i : la hauteur de niveau **i** mesuré a partir de la base

b_i : Bras de levier de niveau **i**.

W_i : poids de niveau **i**.

A. Sens xx

Tableau IV-14: Calcul le moment de renversement sens x-x.

Niveau	Fi(KN)	di(m)	(di * Fi)KN.m
6	715,30	25.16	17996,95
5	126,89	22.10	2804,27

4	164,51	19.04	3132,27
3	185,50	15.98	2964,29
2	178,96	12.92	2312,03
1	173,74	9.86	1713,08
RDC	142,18	6.80	966,82
SOUS SOL	64,94	2.72	176,64
			$\Sigma = 32066,348$

B. Sens yy

Tableau IV-15: Calcul le moment de renversement sens y-y.

Niveau	Fi(KN)	di(m)	(di * Fi)KN.m
6	599,40	25.16	150080,90
5	106,33	22.1	2349,89
4	137,86	19.04	2624,85
3	155,44	15.98	2008,28
2	149,95	12.92	1937,35
1	145,60	9.86	1435,62
RDC	119,15	6.80	810,22
SOUS SOL	54,44	2.72	148,08
			$\Sigma = 26395,190$

IV.3.11.2 Calcul de centre de gravité de la structure

Tableau IV-16: Centre de gravité de la structure

Niveau	Xi(m)	Yi(m)	Mi(KN)	Mi. Xi	Mi. Yi	XG(m)	YG(m)
SOUS SOL	10,17	5,86	315,36	3207,21	1848,01	10,14	5,88
RDC	10,18	5,84	319,96	3257,19	1868,57		
1	10,15	5,87	302,41	3069,46	1775,15		
2	10,15	5,87	298,77	3032,52	1753,78		
3	10,15	5,86	294,96	2993,84	1728,47		
4	10,15	5,86	291,77	2961,47	1709,77		
5	10,15	5,86	288,41	2927,36	1690,08		
6	10,02	6,01	255,42	2559,31	1535,07		
Somme	-	-	2367,06	24008,36	13908,9		

$$\left\{ \begin{aligned} b_x &= L_x - X_G = 21,87 - 10,14 = 11,73\text{m} \end{aligned} \right.$$

$$b_y = L_y - Y_G = 14,43 - 5,88 = 8,55 \text{ m}$$

b_x, b_y : les points les plus éloigné par rapport au centre de gravité pour les deux directions

Tableau IV-17: Vérification au renversement.

	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	M_S / M_R
Sens longitudinal	23220,84	11,73	272380,45	32066,348	8,494
Sens transversal	23220,84	8,55	198538,18	26395,190	7,522

Commentaire

- Par suit des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est stable et peut résister aux différents chocs extérieur, tel que le séisme après un ferrailage correct.
- L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

IV.3.12 Vérification de l'effort normal réduit

Outre les vérifications prescrites par le **C.B.A** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3 \quad \dots\dots\dots [\text{RPA Art7.4.3.1}]$$

Où : N_d : l'effort normal maximal.

B_c : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau IV-19: Vérification des poteaux à l'effet de l'effort normal réduit.

Niveau	Poteau	Section	B_c [cm ²]	f_{c28} [KN/m ²]	N (KN)	ν	Vérification
Sous sol	C2	(50x50)	0,250	25000	847,84	0,136	CV
RDC	C2	(50x50)	0,250	25000	574,75	0,092	CV
1	C2	(50x50)	0,250	25000	308,2	0,049	CV
2	C17	(45x45)	0,203	25000	154,11	0,030	CV
3	C17	(45x45)	0,203	25000	73,28	0,014	CV
4	C17	(40x40)	0,160	25000	18,4	0,004	CV
5	C2	(40x40)	0,160	25000	6,06	0,001	CV
6	C2	(35x35)	0,123	25000	7,86	0,002	CV

Commentaire

Toutes les conditions sont satisfaites donc on garde les mêmes sections des poteaux (pas d'augmentation des sections).

Conclusion

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique.

Chapitre V :

Etude des éléments structuraux

V.1. Calcul des poteaux :

V. 1. 1. Définition :

Les poteaux sont soumis à un effort normal (N) et deux moments de flexion (M_{x-x}, M_{y-y}). Ils seront calculés en flexion composée d'après B.A.E.L 91. On se rapportera aussi au règlement parasismique algérien (R.P.A 99).

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier (FE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Ultime	1.5	25	14.167	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.478	1	400	400

Tableau V.1 : caractéristiques mécanique des matériaux

V. 1. 2. Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux, doit satisfaire certaines conditions imposées par le R.P.A 99:

❖ Les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets

- Section d'acier minimale : $A_{min} = 0,8\%$ de la section brute du béton en zone IIa.

- Section d'acier maximale : 4% de la section totale en zone courante.

6% de la section totale en zone de recouvrement

- Le diamètre minimum : est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40Φ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

25cm en zone IIa.

❖ Les armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u : l'effort tranchant de calcul
- h_1 : la hauteur totale de la section brute
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversale
- ρ_a : un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2,50 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3,75 dans le cas contraire.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- **At** : est l'espacement des armatures transversales.
 - Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3 %
 - Si $\lambda_g \leq 3$: 0,8 %
 - Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : l'élanement géométrique du poteau. $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

- **a et b** : les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation

- **lf** : la longueur de flambement

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_{\min}$.

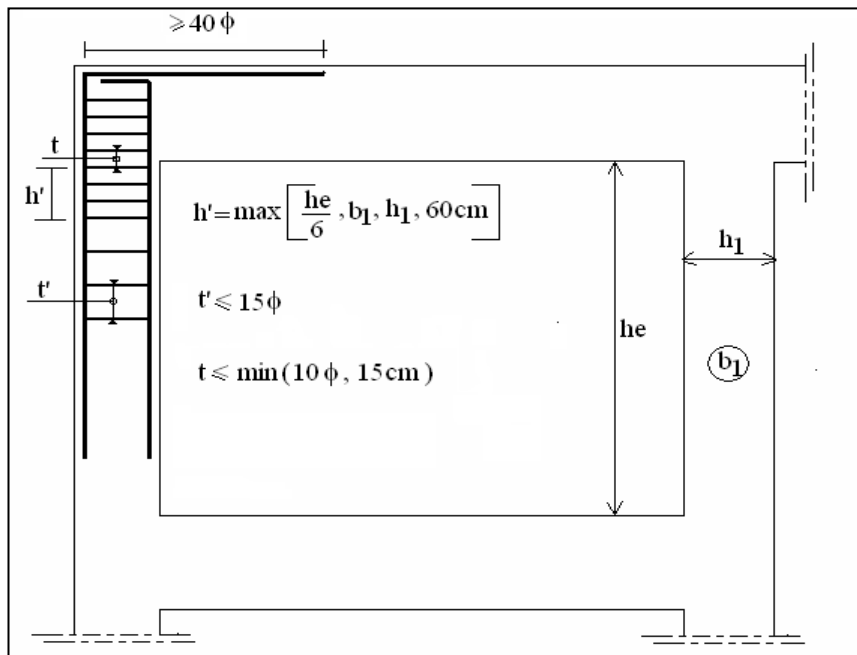


Figure V .1:disposition constructives pour le ferrailage des poteaux (RPA99)

V. 1. 3. Plan de repérage des poteaux :

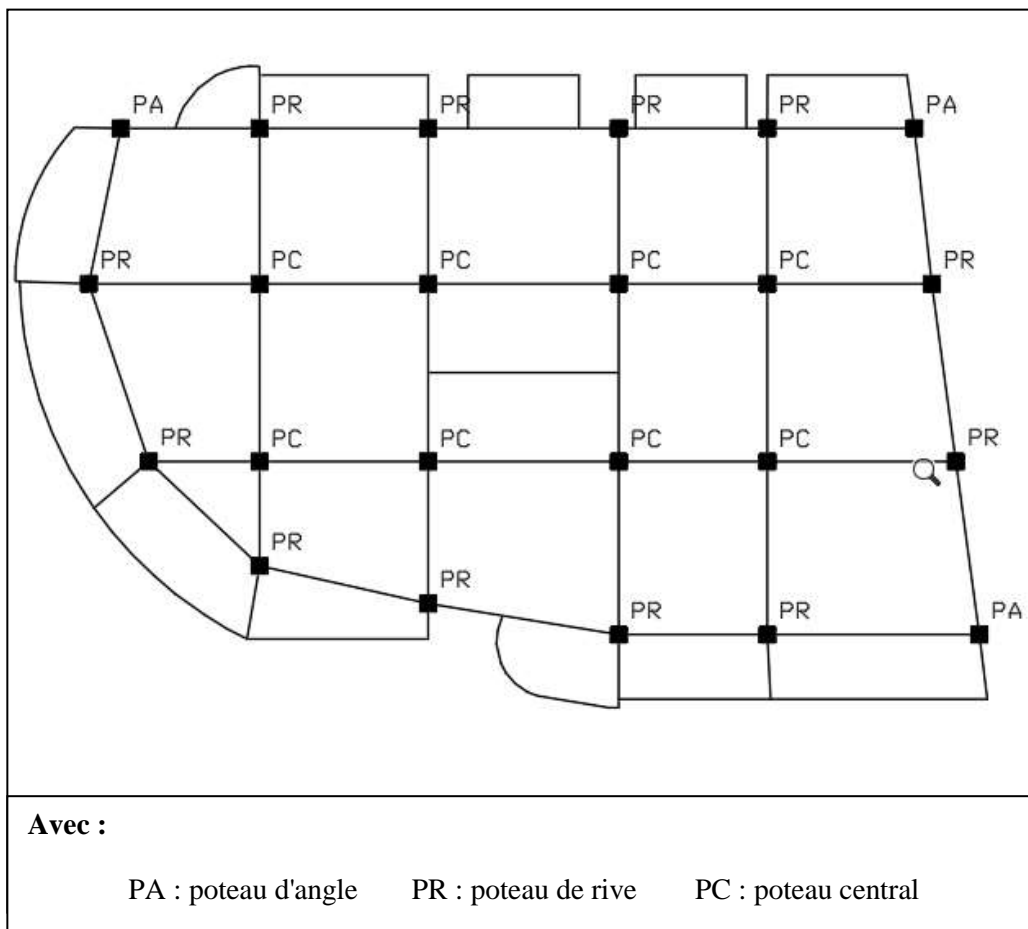


Figure V .2:Repéragedes poteaux

❖ Combinaison d'action

Les combinaisons d'action à prendre en compte pour le ferrailage des poteaux sont :

- E.L.U : 1,35G + 1,5Q
- E.L.A G + Q + 1.2E
- E.L.S : G+Q
- E.L.A 0,8G ± E

Les efforts (M, N) obtenus à partir du logiciel de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

		P max	M ₂ cor	M ₃ cor	P cor	M ₂ max	M ₃ cor	P cor	M ₂ cor	M ₃ max
Poteaux d'angle	Sous-sol	-1084.06	3.068	4.284	-669.41	36.472	12.015	-630.52	15.594	54.346
	RDC	-974.27	4.379	10.682	-597.15	22.841	12.671	-562.49	9.623	33.998
	1 ^{er}	-817.07	-1.76	20.421	-698.51	-26.642	8.754	-468.86	5.793	41.641
	2 ^{eme}	-673.88	-0.314	14.613	-576.4	-20.543	5.759	-388.59	5.282	31.38
	3 ^{eme}	-534.92	-0.212	18.964	-327	23.818	19.22	-312.39	6.042	35.558
	4 ^{eme}	-395.4	0.236	15.228	-244.74	18.503	15.188	-235.01	4.933	27.508
	5 ^{eme}	-259.97	0.474	18.413	-164.56	20.411	17.801	-158.46	5.541	30.208
	6 ^{eme}	-124.05	0.717	17.655	-83.04	16.374	16.38	-94.45	-5.236	-29.18

Tableau. V. 2 : Sollicitation Poteaux d'angle.

		P max	M ₂ cor	M ₃ cor	P cor	M ₂ max	M ₃ cor	P cor	M ₂ cor	M ₃ max
Poteaux de rive	Sous-sol	-2126.62	13.259	-11.941	-1105.3	49.916	14.71	-956.45	3.526	77.514
	RDC	-1830.13	24.449	-18.252	-943.95	45.257	13.026	-1480.59	-5.347	-75.77
	1 ^{er}	-1544.1	34.545	-22.598	-997.41	67.774	59.715	-1242.39	2.405	-86.711
	2 ^{eme}	-1277.31	25.915	-14.418	-816.11	52.122	45.087	-571.68	10.587	93.381
	3 ^{eme}	-1017.42	32.554	-17.273	-644.11	64.712	57.692	-466.11	11.688	95.627
	4 ^{eme}	-758.9	25.526	-12.578	-476.33	50.219	44.896	-361.12	9.656	86.622
	5 ^{eme}	-505.06	30.824	-14.176	-315.15	58.044	53.112	-251.61	9.799	80.533
	6 ^{eme}	-253.83	26.478	-13.842	-187.24	-50.911	-42.867	-137.46	-15.063	-46.923

Tableau. V. 3 : Sollicitation Poteaux de rive.

		P max	M ₂ cor	M ₃ cor	P cor	M ₂ max	M ₃ cor	P cor	M ₂ cor	M ₃ max
Poteaux centraux	Sous-sol	-1715.59	-3.11	-9.003	-1097.2	-47.492	-16.742	-1078.94	-12.978	-66.773
	RDC	-1443.08	-1.7	-12.584	-885.91	-38.447	-5.59	-1083.03	-2.917	-46.514
	1 ^{er}	-1220.67	-1.314	-14.656	-739.06	-65.812	-6.737	-892.21	-8.619	-61.441
	2 ^{eme}	-1009.35	-0.395	-11.001	-600.09	-56.001	-4.911	-708.69	-4.466	-48.944
	3 ^{eme}	-805.58	-0.146	-13.872	-472.26	-70.25	-5.406	-540.96	-2.617	-57.588
	4 ^{eme}	-603.71	0.093	-10.903	-349.4	-54.449	-3.858	-384.65	0.022	-43.636
	5 ^{eme}	-407.98	0.334	-12.463	-234.31	-64.126	-3.949	-248.02	2.591	-49.455
	6 ^{eme}	-213.9	-0.591	-13.077	-122.46	-49.482	-2.986	-139.09	7.581	39.395

Tableau. V. 4 : Sollicitation Poteaux centraux.

V. 1. 4. Exemple de calcul :

-Nous allons détailler le calcul du poteau centrale du niveau RDC, d'une section (55x55) cm², ce dernier sera calculé comme suit :

- Plan 1-2 : (N_{max} / M_{33corr.}) :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} = -2118.13 \text{ KN} \\ M_{33corr} = -12.039 \text{ KN.m} \\ V_2 \text{ cor} = -13.35 \text{ KN} \end{array} \right. \quad (\text{sous la combinaison : ELU})$$

• Excentricité additionnelle :

$e_a = \text{Max} (2\text{cm} ; L/250) = \text{Max} (2\text{cm} ; 237/250) = 2\text{cm}$

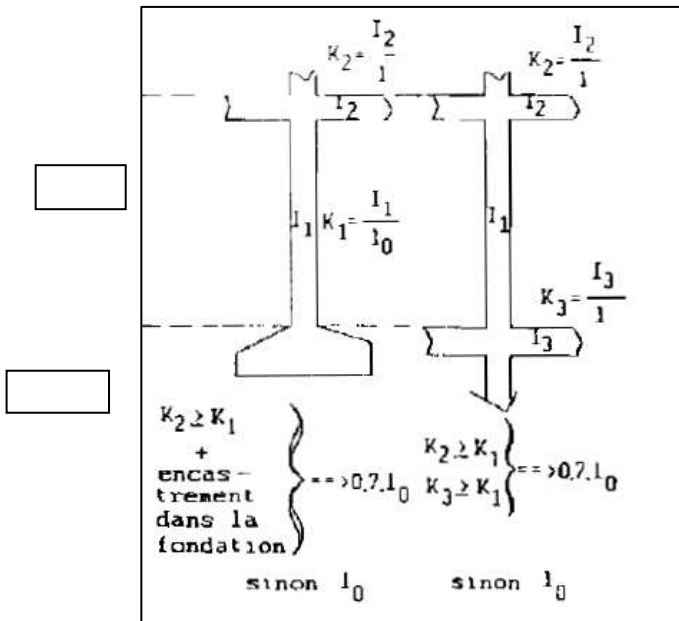
• Excentricité du 1^{er} ordre à l'ELU :

$e_1 = (M / N) + e_a = (12.039 / 2118.13) + 0,02 = 0,0256$

• Sollicitation ultime corrigée pour le flambement :

a - Sollicitation ultime corrigée par le flambement

Elancement géométrique :



- $L_f = l_0 \Rightarrow L_f = 2,37m$
- $\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{2,37}{0,55} = 4,309$
- $\lambda = \frac{L_f}{i}$ avec $i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,55}{\sqrt{12}} = 0,158 \Rightarrow \lambda = \frac{2,37}{0,158} = 15$
- $20 \cdot \frac{e_1}{h} = 20 \times \frac{0,0256}{0,55} = 0,931$

$$\bullet \frac{L_f}{h} < \max(15) \rightarrow CV$$

❖ Calcul en **flexion composée** en tenant compte de l'excentricité du second ordre forfaitairement.

- $\lambda = 18,563 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{5.575}{5.575 + 2.845} \Rightarrow \alpha = 0,662$
- $e_2 = \frac{3l_f^2}{h \cdot 10^4} (2 + \alpha\varphi) \Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 2,37^2}{0,55 \times 10^4} \times (2 + 0,662 \times 2) = 0,010m$ telque : $\varphi = 2$

Avec ϕ le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge Considérée, il est pris généralement **égal à 2**

b- Sollicitation ultime corrigée par le calcul en flexion composée :

$$\begin{cases} M_{uc} = N(e_1 + e_2) = 2118,13 \times (0,0256 + 0,0101) = 75,617 KN.m \\ e_0 = e_1 + e_2 = (0,0256 + 0,0101) = 0,0357m \end{cases}$$

c- Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,0357 + \left(0,485 - \frac{0,55}{2}\right) = 0,2457m \\ M_{ua} = N \cdot e_a = 0,2457 \times 2118,13 = 520,4245 KN.m \end{cases}$$

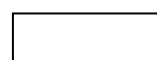
• Ferrailage :

$$\mu_{bc} = \left(0,8 \frac{h}{d}\right) \left(1 - \frac{0,4h}{d}\right) = \left(0,8 \frac{0,55}{0,495}\right) \left(1 - \frac{0,4 \times 0,55}{0,495}\right) = 0,493$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{520,4245 \times 10^{-3}}{0,55 \times (0,495)^2 \times 14,18} = 0,272$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$ La section est partiellement tendue, donc le calcul se fait à la flexion simple

d- Excentricité a ELS :



$$e_{0ser} = (M_{ser} / N_{ser}) = (8,602/1537,25) = 0,00559 \text{ m}$$

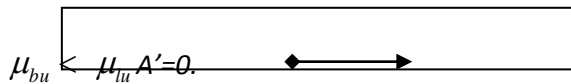
e- Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_a = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,00509 + \left(0,495 - \frac{0,55}{2} \right) = 0,225 \text{ m} \\ M_{sera} = N_{ser} \cdot e_a = 0,225 \times 1537,25 = 346,0196 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Calcul des aciers en flexion simple :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,399$$

$$* \mu_{lu} = \left[3440 \times \gamma + 49 \cdot \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 \right] \times 10^{-4} \Rightarrow \mu_{lu} = \left[3440 \times 1,399 + 49 \times \frac{25}{0,85} - 3050 \right] \times 10^{-4} = 0,32$$



$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} \quad \text{Avec :} \quad * Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu})$$

$$= 0,495 [1 - (0,6 \times 0,272)] = 0,414 \text{ m.}$$

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

$$\Rightarrow A_{st} = 36,12 \text{ cm}^2.$$

• Armature en flexion composé :

$$\begin{cases} A' = 0 \\ A = A - \frac{N_u}{\sigma_{se}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ A = 36,12 - \frac{2118,13 \times 10}{348} = -24,742 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

La section d'acier est négative donc on adopte la section minimale.

• Section minimale :

• Selon le BAEL :

$$\begin{aligned} A_{\min} &= 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \\ A_{\min} &= 0,23 \cdot \frac{21}{400} \times 0,55 \times 0,495 \\ A_{\min} &= 3,287 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

• Selon RPA :

$$\begin{aligned} A_{\min} &= 0,8\% \cdot b \cdot h \\ A_{\min} &= 0,008 \times 55 \times 55 \\ A_{\min} &= 24,20 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

- $A_{ETABS} = 30,25 \text{ cm}^2$

choix des armatures : $12T16 + 4T14 = 30,28 \text{ cm}^2$

- Vérification de l'effort tranchant : Selon RPA 99 on a :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{13,35 \times 10^{-3}}{0,55 \times 0,495} = 0,049 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{d'ou} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{2,37}{0,55} = 4,309 \Rightarrow \rho_d = 0,04$$

$$\overline{\tau_{bu}} = 0,04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$$

On a donc : $\tau_u = 0,049 \text{ MPa} < \overline{\tau_{bu}} = 1 \text{ MPa}$ ——— C.V

- Armatures transversales :

Espacement : selon RPA 99 version 2003, art 7.4.2.2

❖ Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min}(10\phi_t, 15 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(10 \times 1,6; 15 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(16 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

Donc on adopte un espacement de **10 cm** en zone nodale sur une distance **h'**.

La distance h' préconisée par le (RPA99 version 2003) est donnée par la formule suivante :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right) \quad h' = \max \left(\frac{237}{6} = 39,5 \text{ cm}; 55 \text{ cm}; 55 \text{ cm}; 60 \text{ cm} \right)$$

Donc : **h'** = 60 cm (en haut et en bas des poteaux)

❖ Dans la zone courante :

$$S_t' \leq 15\phi_t \Rightarrow S_t' \leq 15 \times 1,6 \Rightarrow S_t' \leq 24 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte un espacement de 15 cm en zone courante.}$$

Section d'armature transversale :

$$A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot v_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{0,10 \times 3,75 \times 13,35 \times 10^{-3}}{2,37 \times 400} \cdot 10^4 \Rightarrow A_t = 0,0528 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{2,37}{0,55} = 4,309 \Rightarrow \lambda_g \leq 5$$

Après interpolation des valeurs, on adopte :

$$A_{\min} = 0,30\% \times S_t \times b_1 = 0,003 \times 10 \times 55 = 1,65 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t \leq A_{\min}$$

Donc on adopte : $A_t = A_{\min} \Rightarrow 4T8$, par section de poteau

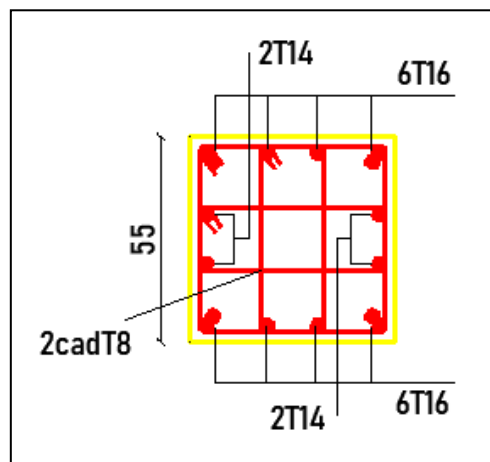


Figure V. 3: Exemple du ferrailage du poteau.

• Les résultats de ferrailage :

Niveau	Section [cm ²]	A [cm ²] Selon ETABS	A _{min} [cm ²] Selon R.P.A 99	Choix des armatures	Section Adoptée (cm ²)
Sous Sol	55x55	30,25	24,20	12T16+4T14	30,28
1 ^{er} et 2 ^{ème}	50x50	25	20,00	12T14+4T16	26,52
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	45x45	20,25	16,20	4T16+8T14	20,36
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	40x40	16	12,80	8T14+4T12	16,84
6 ^{ème}	35x35	12,50	09,80	12T12	13,57

Tableau. V. 5 : Résultats de Ferrailage des poteaux.

• Vérification des contraintes de cisaillement :

❖ Selon BAEL : fissuration est peu préjudiciable $\Rightarrow \tau_{lim} = \min 0,2 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$; 5MPa

$$\Rightarrow \tau_{lim} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{25}{1,5} ; 5MPa \right\}$$

$$\Rightarrow \tau_{lim} = \min \{ 3,33MPa ; 5MPa \}$$

$$\Rightarrow \tau_{lim} = 3,33MPa.$$

V. 2. Calcul des poutres principales et secondaires :

V. 2. 1. Définition :

Les poutres sont des éléments structuraux, qui permettent de transmettre les charges du plancher aux poteaux. Les poutres principales sont plus sollicitées par rapport aux poutres secondaires.

V. 2. 2. Ferrailage des poutres :

Le ferrailage adopté doit respecter les pourcentages extrêmes d'acier prescrits par R.P.A 99.

❖ Les armatures longitudinales :

- Section d'acier minimale : $A_{min} = 0,5\%$ de la section brute du béton en toute section.
- Section d'acier maximale : 4% de la section totale en zone courante.
 6% de la section totale en zone de recouvrement.
- La longueur minimal de recouvrement en zone I est de 40ϕ .

❖ Armatures transversales :

$$\Phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_t; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{450}{35}; 8; \frac{350}{10}\right) \Rightarrow \text{on prend } \Phi_t = 8mm.$$

L'espacement des armatures proposé par le RPA :

- $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \Rightarrow$ En Zone Nodale
- $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow$ En Zone Courante

Avec :

b :Largueur de la poutre.
 S_t :Espace max entre les armatures transversales

- $A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b.$

❖ **Combinaison d'action :**

Les combinaisons d'action à prendre en compte pour le ferrailage des poteaux sont :

- E.L.U: 1,35G + 1,5Q
- E.L.A G + Q + E
- E.L.S : G + Q
- E.L.A 0,8G ± E

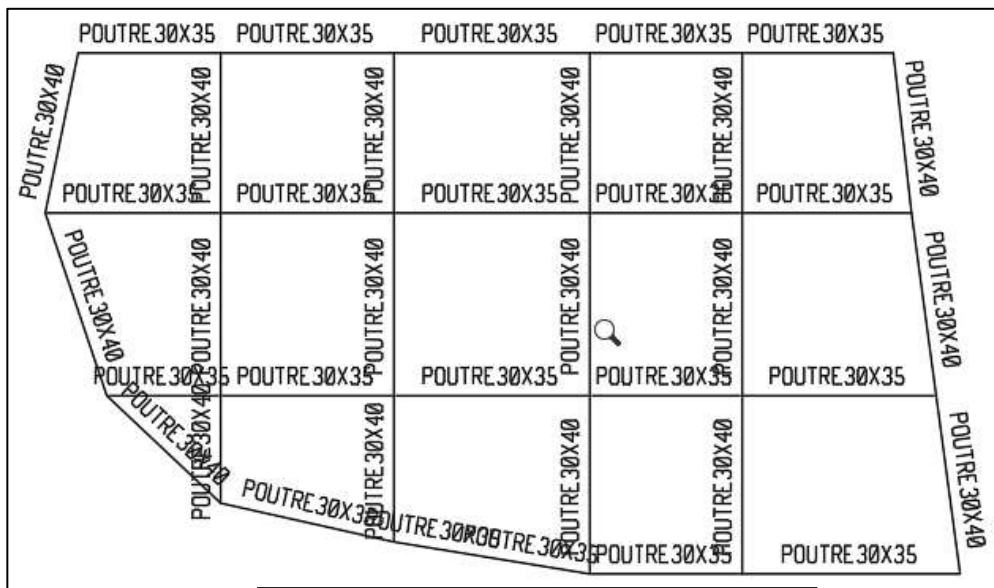


Figure V. 4 : Représentation des axes.

V. 2. 2. 1. Ferrailage des poutres principales :

- **Exemple de calcul de ferrailage :**

On prend comme exemple de calcul d'un chaînage de section (30x40) cm² du plancher H4^{eme} axe 3 cette dernière sera calculée en flexion simple avec les sollicitations suivantes :

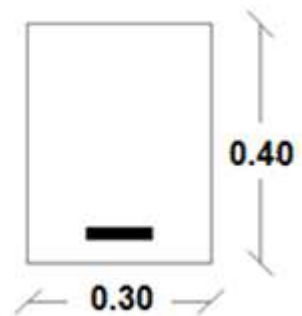


Figure. V. 5 : Section du chaînage

$$M_t \begin{cases} 6,332 \text{ KN.m} \\ M_a = 15,264 \text{ KN.m} \\ V = 20,56 \text{ KN} \end{cases}$$

- **En travée :**

* $M_t = 6,332 \text{ KN.m}$

* $\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b.d^2.f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{6,332 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0,36)^2 \times 14,2} = 0,011 < 0,275$ Méthode simplifiée.

La section d'armature est déterminée à partir de la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} \quad \text{Avec :} \quad * \quad Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 0,36[1 - (0,6 \times 0,011)] = 0,358m.$$

$$* \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa. \Rightarrow A_{st} = \frac{6,332 \times 10^{-3}}{0,358 \times 348} \times 10^4 = 0,51cm^2.$$

En appui :

* $M_x = 15,264KN.m$

* $\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{15,264 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,36)^2 \times 14,2} = 0,028 < 0,275$ Méthode simplifiée.

La section d'armature est déterminée à partir de la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} \quad \text{Avec :} \quad * \quad Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 0,36[1 - (0,6 \times 0,028)] = 0,354m.$$

$$* \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa.$$

$$\Rightarrow A_{st} = \frac{15,264 \times 10^{-3}}{0,354 \times 348} \times 10^4 = 1,24cm^2.$$

- Condition de non fragilité :

• Selon BAEL :

$$A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \cdot b \cdot d \quad \text{Avec :} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1MPa.$$

$$\Rightarrow A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,3 \times 0,36 \Rightarrow A_{min} = 1,3041cm^2.$$

• Selon RPA :

$$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 6cm^2$$

V. 2. 3. Vérification et calculs élémentaires :

V. 2. 3. 1. Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{u\max} = 20,56KN.$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b.d} = \frac{20,56 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36} = 0,19 \text{ MPa.}$$

* La contrainte limite :

La fissuration est peu préjudiciable $\Rightarrow \tau_{\text{lim}} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$

$$\Rightarrow \tau_{\text{lim}} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\Rightarrow \tau_{\text{lim}} = \min \{ 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\Rightarrow \tau_{\text{lim}} = 3,33 \text{ MPa.}$$

On a : $\tau_u = 0,19 \text{ MPa} < \tau_{\text{lim}} = 3,33 \text{ MPa.}$

V. 2. 4. Calcul des armatures transversales :

V. 2. 4. 1. Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; Q_L ; \frac{b}{10} \right) \text{ Selon le B.A.E.L 91}$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{45}{35} ; 1,4 ; \frac{35}{10} \right) = 1,4 \text{ cm.}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

V. 2. 4. 2. Espacement des armatures transversales :

• En zone nodale :

$$\delta_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times Q_L \right) \text{ Selon le R.P.A 99}$$

$$\delta_t \leq \min \left(\frac{50}{4} ; 12 \times 1,4 \right) = 12,25 \text{ cm. On prend } \delta_t = 10 \text{ cm.}$$

• En zone courante :

$$\delta_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm. Selon le R.P.A 99 } \Rightarrow \text{On prend } \delta_t = 15 \text{ cm.}$$

V. 2. 4. 3. Section des armatures transversales :

$$A_t = 0,003 \cdot \delta_t \cdot b \text{ Selon le R.P.A 99}$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \text{ On prend } A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

VI. 2. 4. 4. Vérification des espacements :

- $\delta_{t_1} \leq \min(0,9 \times h ; 40 \text{ cm})$ Selon le B.A.E.L 91

$$\delta_{t_1} \leq \min(40,5 ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

- $\delta_{t_2} \leq \frac{A_t \times f_e}{b \times \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right)}$ Selon le B.A.E.L 91

$$\delta_{t_2} \leq \frac{2,01 \times 235}{30 \times 0,4525} = 34,79 \text{ cm}$$

- $\delta_{t_3} \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij}^* \cdot k)} \Rightarrow \delta_{t_3} \leq 1 \text{ cm}$ Selon le B.A.E.L 91

Avec :

$$\begin{cases} k = 1 \text{ pour la flexion simple} \\ \alpha = 90^\circ \\ f_{ij}^* = \min(f_{ij} ; 3,3) \text{ MPa} \Rightarrow f_{ij}^* = \min(2,1; 3,3) = 2,1 \text{ MPa} \end{cases}$$

- $\delta_{t_4} \leq \min(\delta_{t_1} , \delta_{t_2} , \delta_{t_3}) = 34,79 \text{ cm}$

- $\delta_t \leq \min(\delta_{t_{RPA}} , \delta_{t_4}) \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$

V. 2. 4. 5. Recouvrement des barres longitudinales:

Pour une barre en acier à haute adhérence FeE400, nous pouvons prendre $L_r = 40 \phi$

$$L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm.}$$

V. 2. 4. 6. Ancrage des armatures tendues :

- Valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en barres

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{ij} \text{ Avec : } \psi_s = 1,5 \text{ Barres à H.A courantes.}$$

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

- Longueur de scellement droit

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,3 \text{ cm.}$$

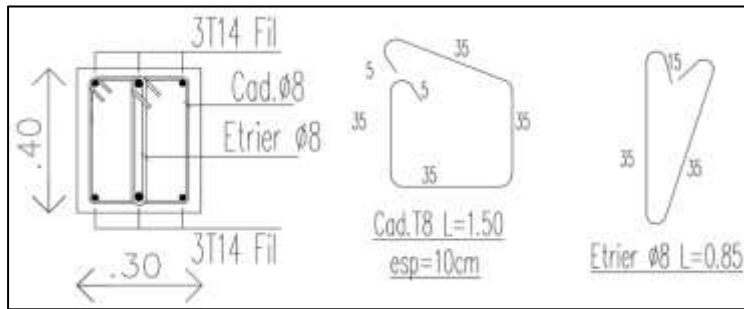


Figure. V. 6 : Détail du Ferrailage

V.3. Calcul des voiles :

V. 3. 1. Définition :

Les voiles sont des éléments verticaux assurant essentiellement la transmission des charges et des surcharges aux fondations et sont chargés de reprendre les efforts horizontaux dus au séisme.

V. 3. 2. Le calcul du ferrailage :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le **RPA99v2003**:

- Section minimale d'armatures horizontales et verticales
- 0,15 % de la section globale du voile.
- 0,10 % en zone courante.
- Espacement des aciers horizontaux et verticaux : $St \leq \min(1,5 a ; 30 \text{ cm})$; **a : ep du voile**
- Longueur de recouvrement :

40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V. 3. 3. Plan de repérage des voile :

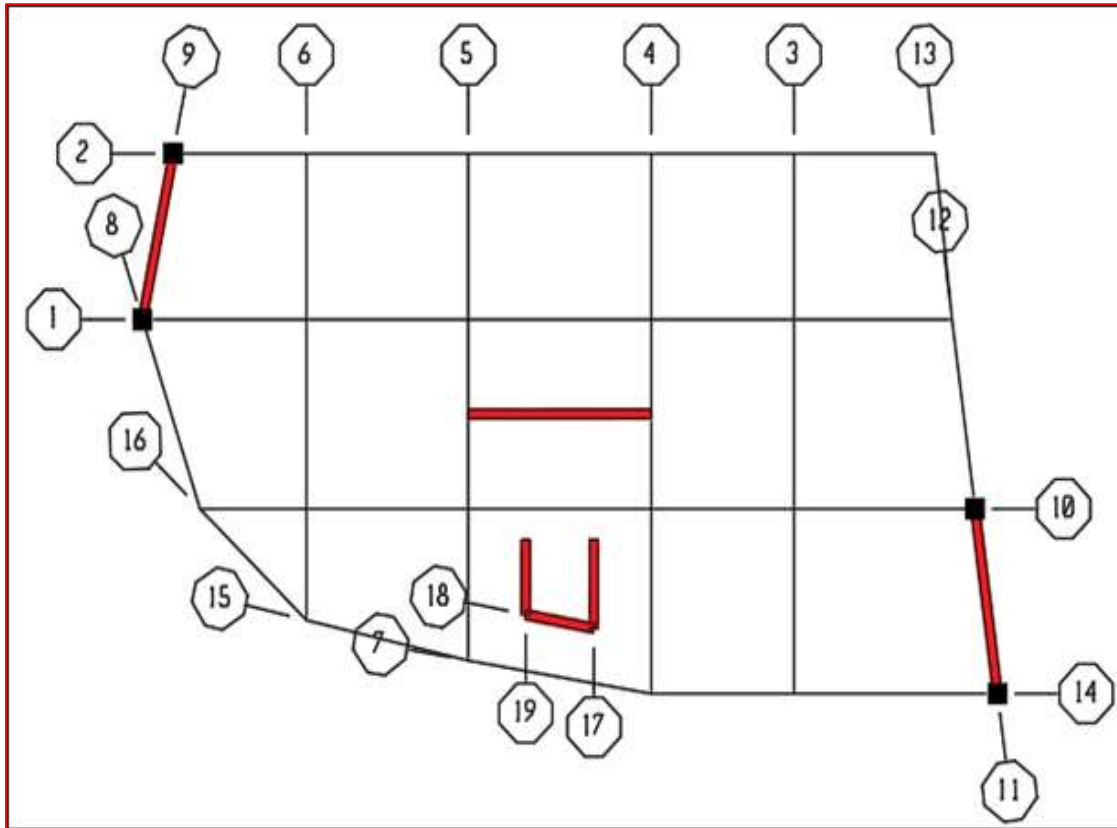


Figure V. 7 :Plan de repérage des voiles

❖ Les combinaisons de calcul :

Les voiles seront calculées dans les deux directions (horizontale et verticale), à la flexion composée sous un effort normale de compression N et un moment fléchissant M , obtenus à partir de "ETABS" sous les combinaisons suivantes :

- E.L.U: $1,35G + 1,5Q$
- E.L.S : $G + Q$
- E.L.A $G + Q + E$
- E.L.A $0,8G \pm E$

V. 3. 4. Exemple de calcul : « voile de P3SS »

- Plan 1-2 : (1^{er} cas $N_{max} / M_{33corr.}$) :

$$\begin{cases} N_{max} = - 5849.89 \text{ KN} .m \\ M_{33cor} = -1901.781 \text{ KN} \end{cases} \quad (\text{sous la combinaison : } \mathbf{ELU})$$

- **Excentricité additionnelle :**

$$e_a = \text{Max} (2\text{cm} ; L/250) = \text{Max} (2\text{cm} ; 393.58/250) = 2\text{cm}$$

- **Excentricité du 1^{er} ordre à l'ELU :**

$$e_1 = (M / N) + e_a = (1901.781 / 5849.89) + 0,02 = 0.345$$

- **Sollicitation ultime corrigée pour le flambement :**

a - Sollicitation ultime corrigée par le flambement

Elancement géométrique :

- $L_f = 0.7l_0 \Rightarrow L_f = 1.904m$
- $\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{1.904}{2.755} = 0.691$
- $\lambda = \frac{L_f}{i}$ avec $i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{3.9358}{\sqrt{12}} = 1,136 \Rightarrow \lambda = \frac{1.904}{1,136} = 1.676m$
- $20 \cdot \frac{e_1}{h} = 20 \times \frac{0,345}{3,9358} = 0,088$
- $\frac{L_f}{h} < \max(15; 0.691) \rightarrow CV$

❖ Calcul en *flexion composée* en tenant compte de l'excentricité du second ordre forfaitairement.

- $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{1028.713}{1028.713 + 342.013} \Rightarrow \alpha = 0,75$
- $e_2 = \frac{3l_f^2}{h \cdot 10^4} (2 + \alpha\phi) \Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.904^2}{3.9358 \times 10^4} \times (2 + 0,75 \times 2) = 0,0009m$ telque : $\phi = 2$

Avec ϕ le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge Considérée, il est pris généralement égal à 2

b- Sollicitation ultime corrigée par le calcul en flexion composée :

$$\begin{cases} M_{uc} = N(e_1 + e_2) = 5849.89 \times (0,345 + 0,0009) = 2023.477m \\ e_0 = e_1 + e_2 = (0,345 + 0,0009) = 0,3459m \end{cases}$$

c- Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,3459 + \left(3.542 - \frac{3.9358}{2}\right) = 1,92m \\ M_{ua} = N \cdot e_a = 1.92 \times 5849.89 = 11233.08KN.m \end{cases}$$

• **Ferraillage :**

$$\mu_{bc} = \left(0,8 \frac{h}{d}\right) \left(1 - \frac{0,4h}{d}\right) = \left(0,8 \frac{3,9358}{3,542}\right) \left(1 - \frac{0,4 \times 3,9358}{3,542}\right) = 0,49 \quad \square$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11233,08 \times 10^{-3}}{0,30 \times (3,542)^2 \times 14,20} = 0,21 \quad \square$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$ La section est partiellement tendue, donc le calcul se fait à la flexion simple

d- Excentricité a ELS :

$$e_{0ser} = (M_{ser} / N_{ser}) = (1370,726/4268,07) = 0,321m \quad \square$$

e- Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_a = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,321 + \left(3,542 - \frac{3,9358}{2}\right) = 1,895m \\ M_{sera} = N_{ser} \cdot e_a = 1,895 \times 4268,07 = 8089,36KN.m \end{cases}$$

❖ **Calcul des aciers en flexion simple :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{11233,08}{8089,36} = 1,38$$

$$* \mu_{lu} = \left[3440 \times \gamma + 49 \cdot \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050\right] \times 10^{-4} \Rightarrow \mu_{lu} = \left[3440 \times 1,38 + 49 \times 25 - 3050\right] \times 10^{-4} = 0,29 \quad \square$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0. \quad \longleftrightarrow$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} \quad \text{Avec :} \quad * \quad Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu})$$

$$Z_b = 3,542[1 - (0,6 \times 0,21)] = 3,096m.$$

$$* \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa.$$

$$\Rightarrow A_{st} = \frac{11233,08 \times 10^{-3}}{3,096 \times 348} \times 10^4 = 104,26cm^2.$$

● **Armature en flexion composée :**

$$\begin{cases} A' = 0 \\ A = A - \frac{N_u}{\sigma_{se}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ A = 104,26 - \left(\frac{5849,89}{348} \times 10\right) = -63,84 cm^2 \end{cases}$$

La section d'acier est négative donc on adopte la section minimale.

• Section minimale :

• Selon le BAEL :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \times 25 \times 354,2$$

$$A_{\min} = 10,69 \text{ cm}^2$$

• Selon RPA :

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot b \cdot h$$

$$A_{\min} = 0,0015 \times 25 \times 393,58$$

$$A_{\min} = 14,76 \text{ cm}^2$$

choix des armatures : T16 espacement de 15cm

T20 espacement de 10cm dans les raidisseurs .

V. 3. 5. Calcul des armatures horizontales résistant à l'effort tranchant :

D'après B.A.E.L 91(chap. 7 Art 3-1) la section A_t des armatures est donnée par :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} K}{0.8 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

☐ τ_u : Contrainte tangente conventionnelle Avec : $\tau_u = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$

☐ S_t : Espacement d'armatures.

☐ f_{tj} : Résistance à la traction.

☐ f_e : Limite élastique.

☐ $k=0$: (Dans notre cas, nous n'avons pas de reprise de bétonnage).

Selon le RPA : (Art 7.2.2 du RPA99 V2003) :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

D'Où : $\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} \bar{\tau}_b = 0.2 \times 25 = 5 \text{ KN/m}^2$

☐ $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$ Avec : $\bar{V} = 1.4 \times V_{u \text{ calcul}}$

☐ b_0 : Épaisseur du voile.

☐ d : Hauteur utile = $0.9 \times h$ Avec : h : Hauteur totale de la section brute.

D'autre part le RPA 99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de

l'ordre de :

☐ $A_{\min} = 0.15\%$ Globalement dans la section du voile

☐ $A_{\min} = 0.10\%$ En zone courante

V. 3. 5. 1. Exemple de calcul :

* $V=718.86 \text{ KN}$

• $\tau_u = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} = \frac{1,4 \times 718.86 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,9 \times 3,9358} = 0,947 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,947 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$

● **Selon le BAEL :**

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\frac{A}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \times f_t \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$S_t \leq \min(1,5 \times a ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

$$A \geq \frac{0,2 \times 0,15 \times 0,947 \times 10^4}{0,8 \times 400 \times 1}$$

$A \geq 0,887 \text{ cm}^2 \text{ pour un esp} = 20 \text{ cm}$

● **Selon RPA :**

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot b \cdot h$$

$$A_{\min} = 0,0015 \times 25 \times 393,58$$

$$A_{\min} = 14,76 \text{ cm}^2$$

choix des armatures : T10 espacement de 20 cm

Remarque :

D'après le RPA 99v2003 le ferrailage sera fait en double nappes qui doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré et dans

chaque nappe les barres horizontales doivent être disposés vers l'extérieure.

Chapitre VI :
Etude de l'infrastructure

VI. 1. Etude des fondations :

VI. 1. 1. Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission et la répartition des charges de la superstructure vers le sol sur lequel elle repose. Elle sert à :

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- La bonne répartition des charges.
- Limiter les tassements des sols.

VI. 1. 2. Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 1,6 bars pour un ancrage de 3.91 m à partir du terrain naturel, la première approche de semelle filante et filante croisées nous conduit à des dimensions très importantes (largeur de semelle) favorisant ainsi le chevauchement des bulbes de pression sous semelles voisines engendrant inévitablement l'instabilité de l'ouvrage. Notre choix portera sur un radier nervuré, qui est un système de fondation composé d'une dalle occupant la totalité de la surface de l'emprise de la structure et des nervures, il présente les avantages suivants :

- Une bonne répartition des charges.
- Evite les tassements différentiels importants.
- Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

VI. 1. 3. Justification pour le choix des fondations :

Le choix de type de fondations est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques du sol. • Les charges transmises au sol.
- Le type de la structure. • L'aspect économique.

❖ **Confirmation du choix :**

Si nous proposons en premier lieu des semelles filantes, la surface minimale nécessaire pour que celles-ci transmettent au sol une contrainte inférieure à la contrainte admissible :

$$S_s \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s}$$

Avec : ● S_s : la surface des semelles. ● σ_{sol} : contrainte admissible du sol

• **Calcul de la surface S_s :**

La somme des efforts normaux apportés par poteaux et voiles à la base à l'ELS « N_{ser} ».

$$N_{ser} = 25938.71 \quad , \quad \sigma_{sol} = 250 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow S_s = \frac{25938.71}{250} = 103.75 \text{ m}^2$$

Le rapport entre S_s et S_t (Surface total du bâtiment) est déterminant pour le choix du type de fondation:

$$\frac{S_s}{S_t} \geq 50\% \Rightarrow \frac{S_s}{S_t} = \frac{103.75}{198.416} \times 100 = 52.29\%$$

Donc, il serait plus intéressant d'orienter notre choix sur un radier nervuré.

VI. 1. 4. Etude du radier nervuré :

❖ **Combinaison d'action**

Les combinaisons d'action à prendre en compte pour le ferrailage des poteaux sont :

- **E.L.U** : 1,35G + 1,5Q
- **E.L.A** G + Q + E
- **E.L.S** : G + Q
- **E.L.A** 0,8G ± E

VI. 1. 4. 1. Pré dimensionnement du radier :

VI. 1. 4. 1. 1. La hauteur du radier :

a) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{min} \geq 25cm$)

b) Selon les conditions forfaitaires :

- $\left(\frac{L_{max}}{8} \right) \leq h_t \leq \left(\frac{L_{max}}{5} \right)$
- $L_{max} = 4,2217m \Rightarrow \frac{422.17}{8} = 52.77cm \leq h_t \leq \frac{422.17}{5} = 84.434cm$

c) Selon la condition de vérification de la longueur élastique : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} . L_e \Rightarrow \text{ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} . L_{max}\right) . \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

- $I = \frac{b.h^3}{12}$: Inertie du radier
- K = module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ Mpa pour un sol moyen.
- E : module de déformation longitudinale différée $\Rightarrow E = 3700 . \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 MPa$
- L_{max} : Distance maximale entre deux nervures successives.
- L_e : Longueur élastique.

$$\text{Donc : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} . 4,2217\right) . \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0,31m$$

- **Alors : D'après a , b et c On prend : $h = 70cm$**

VI. 1. 4. 1. 2. La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

- $h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$ Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{422.17}{20} = 21.1085cm \Rightarrow \text{On prend } h_d = 25cm$$

VI. 1. 4. 1. 3. La nervure :

la nervure du radier doit avoir une hauteur :

- $h_n \geq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{422.17}{10} = 42.217cm$ On prend : $h_n = 45cm$

VI. 1. 4. 1. 4. Le débord :

le débord doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\bullet D \geq \max \left\{ \frac{h}{2} , 30cm \right\} = \max \left\{ \frac{70}{2} , 30cm \right\} \Rightarrow \text{On adopte un débord de } 35cm$$

D'où la surface totale du radier sera : $S_{rad} = S_{bat} + S_{Deb} = 208,5062 m^2$

Conclusion: On choisit un radier de dimensions suivantes:

$h_t = 70 \text{ cm}$	Hauteur totale du radier
$h_n = 45 \text{ cm}$	Hauteur de la nervure
$h_d = 25 \text{ cm}$	Hauteur de la dalle
$b_n = b_{poteau} = 55 \text{ cm}$	Largeur de la nervure
$D = 35 \text{ cm}$	Le débord

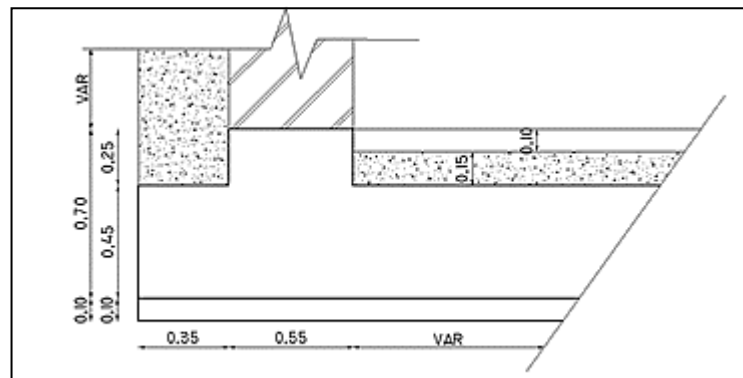


Figure VI.1 : Coupe Présentation du Radier

VI. 1. 4. 2. Vérification de l'effet de sous-pression :

On doit vérifier que sous l'effet de sous-pression hydrostatique, le bâtiment ne soulève pas.

$$P \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

Avec :

P : Poids du bâtiment	Z : encreage du bâtiment
γ : Poids volumique de l'eau	S : la surface du radier

$$1,5 \times S \times \gamma \times Z = 1,5 \times 208,5062 \times 10 \times 3,52 = 11009,127 \text{ KN}$$

$P = 23933 \text{ KN} > 11009,127 \text{ KN}$ Donc il n'y a aucun risque de soulèvement du bâtiment.

VI. 1. 4. 3. Contrainte admissible du sol :

La capacité portante du sol n'est pas une caractéristique intrinsèque du sol, elle dépend aussi des dimensions en plan et de la profondeur d'ancrage de la fondation, donc il faut recalculer la contrainte admissible suivant les caractéristiques en plan et en profondeur de notre projet.

$$q_{adm} = \gamma D + \frac{1}{F} \left(\left(1 - 0,2 \frac{B}{L} \right) \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + \gamma D (N_q - 1) + \left(1 + 0,2 \frac{B}{L} \right) C \cdot N_c \right)$$

Avec :

- $D = 3,52m$ (l'encastrement du radier).
- $\gamma = 18 KN/m^3$ (poids volumique du sol).
- $\varphi = 30^\circ$ (angle de frottement du sol).
- $C = 0$ (cohésion du sol).
- $F = 3$ (coefficient de sécurité).
- $B = 18,25 m$ (largeur du radier).
- $L = 11,85 m$ (longueur du radier).

$$\varphi = 30^\circ \xrightarrow{\text{Tableau Caspout - Kérisel}} \begin{cases} N_\gamma = 21,8 \\ N_q = 18,4 \\ N_c = 30,1 \end{cases}$$

On obtien donc :

$$q_{adm} = 0,018 \times 3,91 + \frac{1}{3} \left((1 - 0,2 \times \frac{18,25}{11,85}) \times 0,018 \times \frac{18,25}{2} \times 21,8 + 0,018 \times 3,52 \times (18,4 - 1) \right)$$

$$q_{adm} = 1,264 MPa .$$

On doit vérifier les contraintes à l'ELS par rapport à la contrainte admissible du sol $\overline{\sigma}_{sol}$:

$$\text{On vérifie donc : } \sigma_{sol} = k \times \Delta_{max} \leq \overline{\sigma}_{sol} = 250 KN / m^2$$

Sachant que : Coefficient de Ballast : $K = 50 MN/m^3$

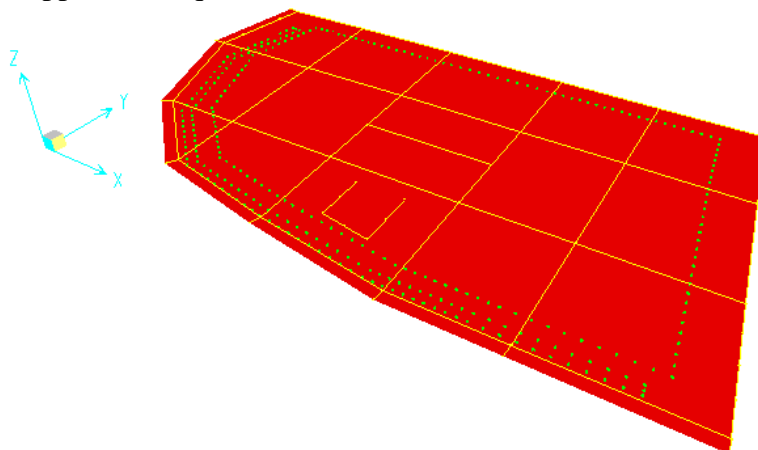
VI. 1. 4. 3. 1. Déplacement maximum :

$\Delta_{max} = 0,0168m$ (Tiré de la cartographie des déplacements à ELS)

$$\text{On a : } \sigma = K \times \Delta_{max} = 50 \times 0,0168 = 0,84 MPa \leq 1,264 MPa \Rightarrow CV$$

VI. 1. 4. 4. Modélisation :

Le calcul des efforts sollicitant le radier est obtenu en modélisant celui-ci en éléments plaques chargées par les efforts ramenés par la superstructure au moyen des poteaux, le tout est appuyé sur des appuis élastiques.



VI. 1. 4. 5. F Figure VI. 2:Cartographie du radier avec logiciel SAFE.

VI. 1. 4. 5. 1.Exemple de calcul :

$$M_{Tu} = 405,274 \text{ KN.m} \quad M_{Au} = 272,611 \text{ KN.m} \quad T = 448,09 \text{ KN.m}$$

- **En travée :** Calcul d'une section rectangulaire $(55 \times 75) \text{ cm}^2$ à la flexion simple.

à L'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa.} \quad \mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{405,274 \times 10^{-3}}{0,55 \times (0,63)^2 \times 14,2} = 0,131$$

$$\mu_{bu} < 0,275 \quad \longleftrightarrow \quad \text{Méthode simplifiée.}$$

La section d'armature est déterminée à partir de la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} \quad \text{Avec :} \quad * \quad Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 0,63[1 - (0,6 \times 0,131)] = 0,58 \text{ m.}$$

$$* \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow A_{st} = \frac{405,274 \times 10^{-3}}{0,58 \times 348} \times 10^4 = 20,073 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité :**

- **SelonBAEL :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \cdot b \cdot d \quad \text{Avec :} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,55 \times 0,63 \quad \Rightarrow A_{\min} = 4,184 \text{ cm}^2.$$

- **Selon RPA :**

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 19,25 \text{ cm}^2$$

- **En appui :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = \frac{272,611 \times 10^{-3}}{0,55 \times (0,63)^2 \times 14,2} = 0,088$$

$\mu_{bu} < 0,275$ \longleftrightarrow Méthode simplifiée.

La section d'armature est déterminée à partir de la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}}$$

Avec : * $Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 0,63[1 - (0,6 \times 0,088)] = 0,597m.$

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

$$\Rightarrow A_{st} = \frac{272,611 \times 10^{-3}}{0,597 \times 348} \times 10^4 = 13,135 \text{ cm}^2.$$

- Condition de non fragilité :

• Selon BAEL :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \cdot b \cdot d \quad \text{Avec} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,55 \times 0,63 \quad \Rightarrow A_{\min} = 4,184 \text{ cm}^2.$$

• Selon RPA :

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 19,25 \text{ cm}^2$$

On a donc : $A > A_{\min} \Rightarrow$ (On adoptera A)

choix des armatures : En Appuis : 5T16 fil + 3T14chap = 14,67 cm²

En Travée : 5T16 fil + 6T16chap = 22,12 cm²

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{u\max} = 448,09 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} = \frac{448,09 \times 10^{-3}}{0,55 \times 0,63} = 1,293 \text{ MPa.}$$

* La contrainte limite :

La fissuration est peu préjudiciable $\Rightarrow \tau_{\lim} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$

{ }

$$\Rightarrow \tau_{lim} = \min \left\{ 2 \cdot \frac{25}{1,5} ; 5 MPa \right\} \Rightarrow \tau_{lim} = \min 3,33 MPa ; 5 MPa$$

$$\Rightarrow \tau_{lim} = 3,33 MPa.$$

$$\text{On a : } \tau_u = 1,293 MPa < \tau_{lim} = 3,33 MPa.$$

VI. 1. 4. 5. 2. Diamètre et espacement des armatures transversales :

- Diamètre minimale :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l, \frac{h}{35}, \frac{b_o}{10} \right\} = \left\{ 20mm, \frac{750}{35}, \frac{550}{10} \right\} = 20mm.$$

On choisie : $\phi = 10mm$

D'où pour brins d'armature transversale (2 cadre) : $4T10 \rightarrow At=3,14 cm^2$.

- Espacement maximal

- En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35cm$$

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi_t \right\} = \left\{ \frac{70}{4}, 12 \cdot 10 \right\} = 12cm$$

- Armatures de peau :

Choix : $2T12 \text{ avec } A=2,26cm^2$

$$S_t = 20cm.$$

$$S_t = 15cm.$$

VI. 1. 4. 6. Ferrailage de l'hourdis : Le ferrailage se fait en flexion simple

- Moment dans les panneaux

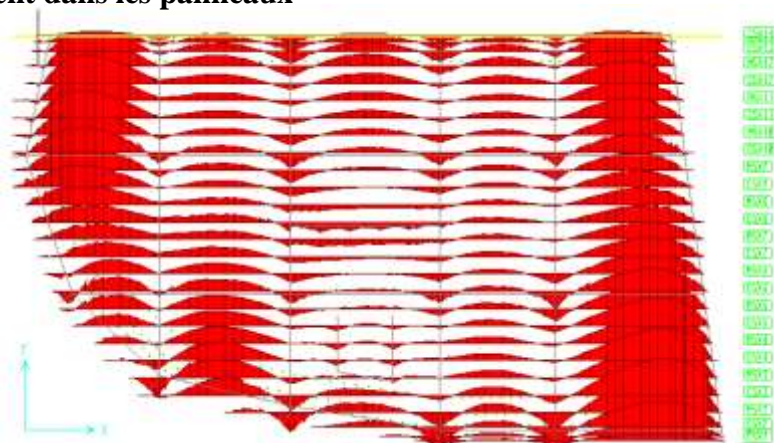


Figure.VI.3: Diagramme des moments fléchissant (sens X).

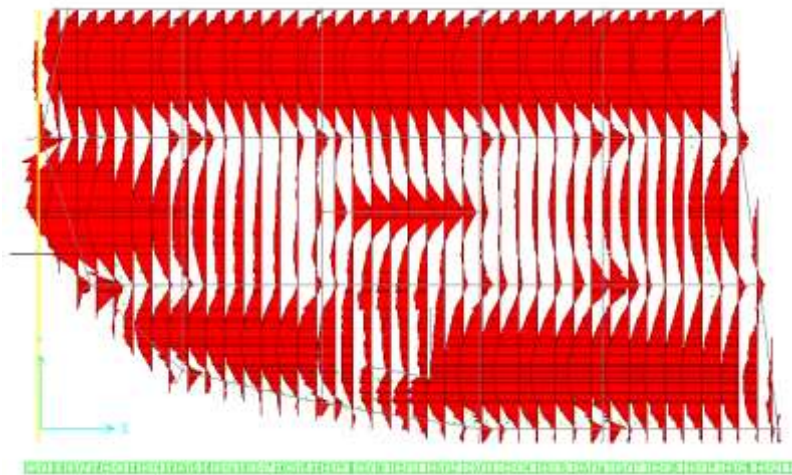


Figure.VI.4 : Diagramme des moments fléchissant (sens Y).

Le logiciel **SAFE** a un avantage pour le calcul de l'hourdis, qui consiste à visualiser les sollicitations et le ferrailage de l'ourdis suivant la théorie du portique fictif.

- **Exemple de calcul :** Le ferrailage est calculé en flexion simple peu préjudiciable selon le règlement **BAEL.91**.

On prend comme exemple une bande MSX2 suivant X et P2 suivant la direction Y, ces dernières seront calculées en flexion simple.

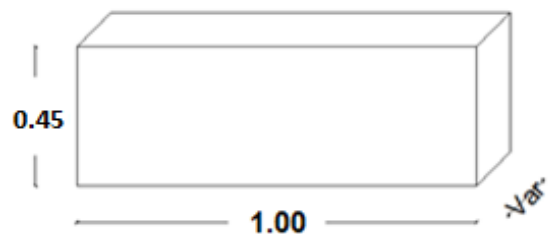
VI. 1. 4. 6. 1. Exemple de Calcul : Sens X

Sollicitations de calcul :

$$M_{Tu} = 180,942 \text{ KN.m}$$

$$M_{Au} = 82,76 \text{ KN.m}$$

$$T = 159,42 \text{ KN.m}$$



- **En travée : à L'ELU :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa. } \mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{180,942 \times 10^{-3}}{1 \times (0,405)^2 \times 14,2} = 0,078$$

$\mu_{bu} < 0,275$ \longleftrightarrow Méthode simplifiée.

La section d'armature est déterminée à partir de la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} \quad \text{Avec :} \quad * \quad Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 0,405[1 - (0,6 \times 0,078)] = 0,386m.$$

$$* \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa.$$

$$\Rightarrow A_{st} = \frac{180,942 \times 10^{-3}}{0,386 \times 348} \times 10^4 = 13,474 \text{ cm}^2.$$

• **En appui :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 MPa. \quad \mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{82,76 \times 10^{-3}}{1 \times (0,405)^2 \times 14,2} = 0,036$$

$\mu_{bu} < 0,275$ \longleftrightarrow Méthode simplifiée.

La section d'armature est déterminée à partir de la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} \quad \text{Avec :} \quad * \quad Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 0,405[1 - (0,6 \times 0,036)] = 0,396m.$$

$$* \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa.$$

$$\Rightarrow A_{st} = \frac{82,76 \times 10^{-3}}{0,396 \times 348} \times 10^4 = 6,003 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité :**

• **Selon BAEL :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{ij}}{f_e} \cdot b \cdot d \quad \text{Avec :} \quad f_{i28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 MPa.$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 1 \times 0,405$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 4,89 \text{ cm}^2.$$

On a donc : $A > A_{\min} \Rightarrow$ (On adoptera A)

choix des armatures : **En Appuis :** T16 Avec un esp=15cm + *des chapeaux à leur endroit*
En Travée : T16 Avec un esp=15cm + *des chapeaux à leur endroit*

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

$$T_{u_{max}} = 159,42 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u_{max}}}{b.d} = \frac{159,42 \times 10^{-3}}{1 \times 0,405} = 0,394 \text{ MPa.}$$

* La contrainte limite :

La fissuration est peu préjudiciable $\Rightarrow \tau_{lim} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$

$$\Rightarrow \tau_{lim} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \tau_{lim} = \min \left\{ 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\Rightarrow \tau_{lim} = 3,33 \text{ MPa.}$$

On a : $\tau_u = 0,394 \text{ MPa} < \tau_{lim} = 3,33 \text{ MPa.}$

- **Remarque :** Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI. 2. Etude du voile périphérique :

VI. 2. 1. Introduction :

Afin de donner plus de rigidité à la partie entrée de la construction (sous-sol) et une capacité de reprendre les efforts de poussées des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé, il est armé d'un double quadrillage d'armature.

- Epaisseur $ep \geq 15 \text{ cm}$. Pour notre voile, On a Opté une épaisseur de 20cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens

VI. 2. 2. Détermination des sollicitations :

Le voile est calculé comme une console bi-encastée à sa base (dans le radier) et au sommet (dalle HSS) .Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

Q : Surcharge d'exploitation = 2,5 KN/m²

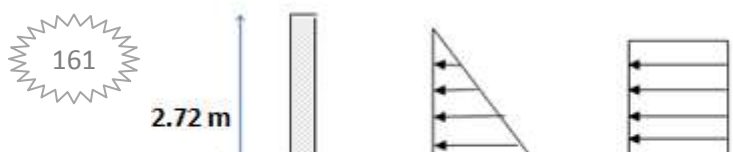
γ : Poids spécifique du sol = 18 KN/m³

φ : Angle de frottement interne du sol = 30°

K_a : Coefficient de poussée des terres $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,33$

$$K_a = \frac{k_a}{\cos^2(\beta - \lambda)} = \frac{k_a}{\cos^2(0 - 0)} = k_a = 0,33$$

VI. 2. 3. Calcul des forces de poussée sur le voile :



- poussée due au poids propre du sol:

$$P = \frac{1}{2} \gamma \times h^2 \times K_a$$

$$P = \frac{1}{2} 20 \times 2.72^2 \times 0,33 = 24.41 \text{KN} / \text{ml}$$

- Poussée due à la surcharge :

$$P_s = Q.Kq.h = 2.5 \times 0.33 \times 2,72 = 2.244 \text{KN} / \text{ml}$$

Figure.VI.5: Voiles périphériques

- Charge à E.L.U :

$$M_{\max} = (1.35P \cdot h / 3 + 1.5P_s \cdot h / 2) = (32.95 \cdot 2.72 / 3) + (3.366 \cdot 2.72 / 2) = 34.452 \text{KN.m}$$

VI. 2. 4. Calcul des armatures :

Le ferrailage se fera en flexion simple avec fissuration peut préjudiciable (le calcul se fera à l'ELU)

Le ferrailage sera fait pour une bande de section (100 x 20) cm².

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{34.452 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,075$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 0,18 \times (1 - 0,6 \times 0,075) = 0,171 \text{m}$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{34.452 \times 10}{0,171 \times 348} = 5.759 \text{cm}^2$$



Section minimale d'armature :

- ❖ Condition exigée par le

RPA99/version 2003.

Le RPA99/version2003 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux senset sera disposée en deux nappes.

$$A_{\min} = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{cm}^2$$

- Choix des barres :

$A_{ut} = 5.759 \text{cm}^2 > A_{\min}$ donc :on adopte un ferrailage de 6T12=6.79cm² avec un espacement 15cm

VI. 2. 5. Calcul du ferrailage horizontale (armatures de repartions) :

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.6975 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.6975 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

donc : on adopte un ferrailage de **6T10 = 4.71 cm²**

avec un espacement **15cm**

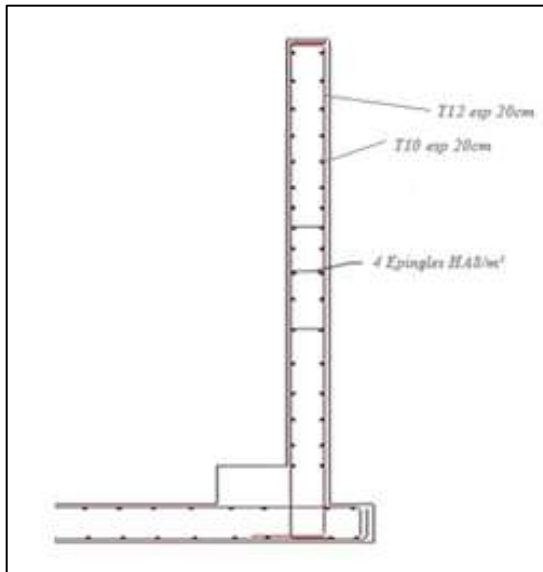


Figure.VI.6: Ferrailage des voiles périphériques

➤ Vérification des contraintes :

- Il faut que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$$\bullet \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{Ser}} = 1,398 \qquad \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

$$\bullet \quad \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,075}) = 0,0975$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,398 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,449$$

On a donc : $\alpha = 0,0975 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,449 \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Toute structure nécessite avant sa réalisation un calcul dont le but est de pouvoir déterminer son comportement sous des charges pour les quelles elle est soumise.

Nous avons trouvé un très grand intérêt à la réalisation de ce projet de fin d'étude, du fait qu'il nous a permis d'apprendre toute la démarche à mettre en place sur un projet concret de la lecture des plans d'architectes à la création des plans de coffrage et ferrailage par l'Autocad en passant par la modélisation sous ETABS et Safe. Ce projet nous a donné la chance d'entrer dans le monde professionnel ou nous avons appris comment résister et faire face à des situations et des problèmes rencontrés dans les chantiers. Ce projet nous à permis aussi de profiter à faireélargir nos expériences en englobant nos connaissances théoriques et pratiques acquises durant les années dernières et de les mettre en œuvre.

Finalement, nous espérons que cette étude sera une aide pour nos collègues étudiants en Génie Civil, et pourra être à la hauteur des responsabilités que nous assumerons à l'exécution de ce projet.

Merci à tous...