

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil

Projet de Fin d'Etudes

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil

Thème

Etude d'un bâtiment (R+10+2 sous-sol) à usage multiple
(habitations, commerces et bureaux)

Réalisé par :

KALLECHE Seif-Eddine

Dirigé par :

M^{me} A.CHIKH

Promotion 2015
Ecole Nationale Polytechnique 10, Avenue Hassen Badi BP182 El -Harrach
16200 Alger « Algérie »

Tel : +213.21.52.53.01/03 – Fax : +213.21.52.29.73

ملخص

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة عمارة سكنية من الخرسانة المسلحة تتكون من عشر طوابق+، تمت بنايتها في ولاية الجزائر التي تعتبر ذات نشاط زلزالي قوي، مقاومة البناية محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط (أعمدة و عارضات + جدران مسلحة) .

تم التصميم وفقا لقوانين و معايير البناء المطبقة في الجزائر (BAEL91 , CBA93 , RPA99version2003) و الدراسة الديناميكية تمت بواسطة برنامج (Autodesk-Robot2010).

كلمات مفتاحية

الخرسانة المسلحة، الدراسة الديناميكية، الزلازل , RDM6.

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure d'un bâtiment R+10+2 sous-sols, d'une hauteur de 41,10 m, à usage multiple, (habitations, commerces et bureaux) en béton armé implanté à Alger qui est classée comme une zone à forte sismicité.

Le système structural de ce bâtiment est de type mixte (portiques + voiles)

La conception a été faite conformément aux règlements de construction appliqués en ALGERIE « RPA99 Version 2003, CBA93, BAEL99 ».

L'étude dynamique a été faite par le logiciel Autodesk-Robot2010.

Mots clés

Béton armé, contreventement, poteaux, poutres voiles, séisme, analyse dynamique, Autodesk-Robot2010, RDM6.

Abstract

The goal of this work is the study of a structure of building, made up of 10 floors and a ground floor, + 2mezzanines.

The building is located at Birkhadem, wilaya of Algiers which belongs to the zone of strong seismicity

The carrying structure is of mixed type walls-columns.

The design was made in accordance with building regulations applied in ALGERIA « RPA99V2003, CBA93, BAEL99 ».

The dynamic study was carried out using software Autodesk-Robot2010, The study of the infrastructure of the building led to a foundation of general raft type due to the importance of the loads transmitted to the ground

Key words

Reinforced concrete, wind-bracing, column, beams, veil, earthquake, dynamic study, earthquake, Autodesk-Robot2010, RDM6.

Remerciements

Tout d'abord je tiens à remercier et en premier lieu Dieu le tout puissant, qui m'a donné la force et le courage de finir ce travail.

Je remercie cordialement ma mère et ma sœur, qui m'ont aidé et soutenu pendant mes études, ainsi que toute ma famille et mes amis.

Je remercie ma promotrice M^{me} A. CHIKH de m'avoir aidé, suivi, et soutenu tout au long de ce travail.

Mes remerciements vont aussi aux membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

Toute ma gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

*A la mémoire de mon père que Dieu lui accorde sa miséricorde et lui réserve
une place dans son vaste paradis.*

A ma chère mère pour son précieux soutien durant toute ma vie.

A ma chère sœur.

A toute ma famille

A tous mes amis et ceux qui me sont chers.

Table des matières

<i>Introduction générale</i>	1
------------------------------------	----------

Chapire I :Présentation du projet

1.1 Introduction	2
-------------------------------	----------

1.2 Présentation du bâtiment	2
---	----------

1.2.1 Dimensions en plan	3
--------------------------------	---

1.2.2 Dimensions en élévation	3
-------------------------------------	---

1.2.3 Système structural	6
--------------------------------	---

1.2.4 Planchers.....	6
----------------------	---

1.2.5 Maçonnerie	6
------------------------	---

1.2.6 Revêtements	6
-------------------------	---

1.2.7 Acrotère	7
----------------------	---

1.2.8 Escaliers	7
-----------------------	---

1.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux	7
--	----------

1.3.1 Béton	7
-------------------	---

1.3.2 Acier	7
-------------------	---

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments résistants

2.1 Introduction	10
-------------------------------	-----------

2.2 Prédimensionnement des poutres	10
---	-----------

2.3 Prédimensionnement des planchers	11
---	-----------

2.3.1 Résistance à la flexion	11
-------------------------------------	----

2.3.2 Résistance au feu	12
-------------------------------	----

2.4 Évaluation des charges et surcharges	12
---	-----------

2.4.1 Charges permanentes.....	12
--------------------------------	----

Table des matières

2.4.1.1	Plancher-terrasse	12
2.4.1.2	Plancher étage courant	13
2.4.1.3	Dalle pleine.....	13
2.4.1.4	Doubles cloisons.....	13
2.4.2	Charges d'exploitations	13
2.5	<i>Prédimensionnement des poteaux.....</i>	14
2.5.1	Calcul de la section de béton des poteaux.....	14
2.5.1.1	Charges permanentes et surcharges d'exploitations revenant au poteau le plus sollicité.....	15
2.5.1.2	Charge d'exploitation revenant au poteau	16
2.6	<i>Prédimensionnement des voiles</i>	17
2.7	<i>conclusion.....</i>	18
 Chapire III : Etudes des éléments secondaire		
3.1	<i>Introduction.....</i>	21
3.2	<i>Étude de l'acrotère.....</i>	21
3.2.1	Dimensions de l'acrotère.....	21
3.2.2	Évaluations des actions et sollicitations de calcul	21
3.2.2.1	Actions.....	21
3.2.2.2	Sollicitations	22
3.2.3	Calcul du ferrailage de l'acrotère	22
3.3	<i>Étude des escaliers</i>	24
3.3.1	Introduction	24
3.3.2	Caractéristiques géométriques de l'escalier	24
3.3.3	Prédimensionnement de la paillasse et du palier	25
3.3.4	Évaluation des charges et surcharges.....	26

Table des matières

3.3.5	Évaluation des sollicitations	27
-------	-------------------------------------	----

Chapitre IV : Planchers

4.1	Introduction.....	32
4.2	Planchers à corps creux	32
4.2.1	Calcul des poutrelles	32
4.2.1.1	Avant coulage.....	32
4.2.1.2	Après coulage.....	34
4.2.2	Ferraillage de la dalle de compression.....	38
4.3	Dalles pleine.....	39
4.3.1	Evaluation des charges.....	39
4.3.2	Sollicitations de Calcul.....	39
4.3.3	Calcul du ferraillage.....	40

Chapitre V : Etude dynamique

5.1	Introduction.....	42
5.2	Objectifs de l'étude dynamique	42
5.3	Modélisation.....	42
5.4	Méthodes de calcul	43
5.5	Méthode d'analyse modale spectrale	43
5.5.1	Principe	43
5.5.2	Spectre de réponse de calcul	43
5.5.3	Nombre de modes à considérer.....	44
5.5.4	Combinaisons des réponses modales	45
5.6	Résultats de la modélisation par le logiciel Autodesk Robot.....	45
5.6.1	Caractéristiques du bâtiment	46

Table des matières

5.7. Vérification	47
5.7.1 Vérification de la période fondamentale de la structure	47
5.7.2 Vérification de la résultante de la force sismique	48
5.7.3 Vérification au renversement	48
5.7.4 Justification vis-à-vis des déformations	49
5.7.5 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	50

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

6.1 Introduction	53
6.2 Ferrailage des poteaux	53
6.2.1 Combinaisons des charges	53
6.2.2 Armatures longitudinales	53
6.2.2.1 Recommandation de l'RPA 99 Version 2003	53
6.2.2.2 Sollicitations (donnés par le robot)	54
6.2.2.3 Section d'armature longitudinale	55
6.2.3 Vérification de la condition de non-fragilité :	55
6.2.4 Armatures transversals	56
6.2.4.1 Recommandation du RPA 99 Version 2003	56
6.2.5 Vérification aux ELS	57
6.3 Ferrailage des poutres	58
6.3.1 Combinaisons des charges	58
6.3.2 Armatures longitudinales	59
6.3.2.1 Recommandation du l'RPA 99 Version 2003	59
6.3.2.2 Vérification de la condition de non-fragilité	59
6.3.3 Armatures transversales	60

Table des matières

6.3.3.1	Vérification de la contrainte de cisaillement	60
6.3.3.2	Vérification aux ELS	60
6.4.	Ferraillage des voiles.....	61
6.4.1	Combinaisons des charges.....	61
6.4.2	Identification des voiles	61
6.4.3	Voiles pleins et trumeaux.....	62
6.4.3.1	Ferraillage vertical.....	62
6.4.3.2	Armatures horizontales.....	65
6.4.4	Exemple de calcul d'un voile avec une file d'ouverture	66
6.4.4.1	Calcul du trumeau	66
6.4.4.2	Calcul du linteau.....	68

Chapitre VII : Etude des fondations

7.1	Introduction.....	71
7.2	Etude des fondations.....	71
7.2.1	Combinaisons de charges	71
7.2.2	Réactions à la base de la structure	71
7.2.3	Choix du type de fondation	71
7.2.4	Etude du radier général.....	72
7.2.4.1	Caractéristique géométrique du radier.....	72
7.2.4.2	Epaisseur du radier.....	72
7.2.5	Vérification des contraintes dans le sol	74
7.2.5.1	Calcul des contraintes sous G+Q+E (vérification des contraintes max)	75
7.2.5.2	Calcul des contraintes sous 0,8G+E (vérification au soulèvement).....	75
7.2.6	Ferraillage du radier	76
7.2.7	Ferraillage des nervures	78

Table des matières

CONCLUSION	81
------------------	----

Chapire I :Présentation du projet

TabI.1 Dimensions en plan	3
TabI.2 Dimensions en élévation	3
TabI.3 Caractéristiques mécaniques du béton	7
TabI.4 Caractéristiques mécaniques de l'acier	8

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments résistants

TabII.1 Dimensions des poutres principales et secondaires	11
TabII.2 Épaisseur du plancher à corps creux	11
TabII.3 Charges permanentes du plancher-terrasse	12
TabII.4 Charges permanentes du plancher étage courant.....	13
TabII.5 Charges permanents de la dalle pleine	13
TabII.6 Charges permanents de doubles cloisons	13
TabII.7 Surcharges d'exploitations	13
TabII.8 Charges permanentes et d'exploitation revenant aux poteaux	17
TabII.9 Dimensions des poteaux.....	17
TabII.10 Epaisseur des voiles	18

Chapire III : Etudes des éléments secondaire

TabIII.1 Sollicitations agissent sur l'acrotère.....	22
TabIII.2 Calcul du ferrailage à l'ELU.....	23
TabIII.3 Vérification à l'ELS de l'acrotère	23
TabIII.4 Charges et surcharges de la pailasse	26
TabIII.5 Charges et surcharges du palier	27
TabIII.6 Sollicitations sur les escaliers.....	28
TabIII.7 Sollicitations agissant sur les escaliers	28
TabIII.8 Section d'armatures longitudinales des escaliers.....	29

Liste des tableaux

TabIII.9 Résultats de la vérification à l'ELS.....	29
--	----

Chapitre IV : Planchers

TabIV.1 Sollicitations agissant sur les poutrelles avant le coulage.....	33
TabIV.2 Charges et surcharges de la poutrelle.....	34
TabIV.3 Sollicitations sur les poutrelles à l'ELU.....	35
TabIV.4 Sollicitations sur les poutrelles à l'ELS.....	36
TabIV.5 Sollicitations sur les poutrelles à l'ELU.....	37
TabIV.6 Vérification au cisaillement.....	38
TabIV.7 Evaluation des charges.....	39
TabIV.8 Sollicitations de Calcul à l'ELU.....	39
TabIV.9 Sollicitations de Calcul à l'ELS.....	40
TabIV.10 ferrailage des dalles pleines.....	40

Chapitre V : Etude dynamique

TabV.1 Valeurs du spectre de réponse.....	44
TabV.2 Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	46
TabV.3 Perodes et participation des masses modales effectives.....	46
TabV.4 Résultante de la force sismique à la base par la méthode statique équivalente.....	48
TabV.5 Vérification de la résultante de force sismique.....	48
TabV.6 Vérification de la stabilité au renversement.....	49
TabV.7 justifications vis a vis des déformations.....	50
TabV.8 Armatures longitudinales des poteaux selon les Recommandation du l'RPA.....	51

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

TabVI.1 Armatures longitudinales des poteaux selon les Recommandation de l'RPA.....	54
TabVI.2 Sollicitations pour le cas de charge $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$	54

Liste des tableaux

TabVI.3 Sollicitations pour le cas de charge $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$	54
TabVI.4 Sollicitations pour le cas de charge $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$	55
TabVI.5 Section d'armature longitudinale	55
TabVI.6 Vérification de la condition de non-fragilité	55
TabVI.7 Vérification de la contrainte de cisaillement	57
TabVI.8 Armatures transversales	57
TabVI.9 Vérification aux ELS	58
TabVI.10 Armatures longitudinales des poutres selon les Recommandation du RPA	59
TabVI.11 Armatures longitudinales des poutres selon les sollicitations de calcul	59
TabVI.12 Vérification de la contrainte de cisaillement	60
TabVI.13 Vérification à l'ELS des poutres.....	60
TabVI.14 Sollicitations dans le trumeau	66
TabVI.15 Caractéristiques et sollicitations de la bande de calcul	67
TabVI.16 Ferrailage vertical du trumeau.....	67
TabVI.17 Sollicitations agissant sur le linteau.....	68

Chapitre VII : Etude des fondations

TabVII.1 Réactions à la base de la structure	71
TabVII.2 Caractéristique géométrique du radier.....	72
TabVII.3 Sollicitations à l'ELU	77
TabVII.4 Sollicitations à l'ELS	77
TabVII.5 Ferrailage du radier	77
TabVII.6 Sollicitations et ferrailage de la nervure	79

Chapire I :Présentation du projet

Figure I.1 Vue 3D du bâtiment.....	2
Figure I.2 Plan de masse	3
Figure I.3 Vue en plan (s.sol1,s.sol2, rez-de-chaussée)	4
Figure I.4 Vue en plan d'étages (1,2,3,4,5,6)	4
Figure I.5 Vue en plan d'étages (7,8)	5
Figure I.6 Vue en plan d'étage (9).....	5
Figure I.7 Vue en plan d'étage (10).....	6

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments résistants

Figure II.1 Surface revenant au poteau le plus sollicité	15
Figure II.2 Conditions de rigidité à l'extrémité des voiles	18

Chapire III : Etudes des éléments secondaire

Figure III.1 Dimensions de l'acrotère	21
Figure III.2 Section d'encastrement pour le calcul du ferrailage de l'acrotère.....	22
Figure III.3 Ferrailage de l'acrotère	24
Figure III.4 Vue en plan de l'escalier	25
Figure III.5 Shémat descriptive de l'escalier.....	26
Figure III.6 Shéma statique de l'escalier	27
Figure III.7 Section du ferrailage de l'escalier	29

Chapitre IV : Planchers

Figure IV.1 Dimensions du planchers à corps creux	32
Figure IV.2 Section de la poutrelle.....	34
Figure IV.3 Schéma du ferrailage des poutrelles.....	38

Chapitre V : Etude dynamique

Liste des figures

Figure V.1 La déformée pour les 3 premier modes	47
---	----

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

Figure VI.1 Shéma de ferrailage des poteaux du sous-sol	58
---	----

Figure VI.2 Ferrailages des poutres principales.....	61
--	----

Figure VI.3 Disposition des voiles	62
--	----

Figure VI.4 Diagramme d'une section partiellement comprimée.....	64
--	----

Figure VI.5 Section du voile partiellement comprimée	65
--	----

Figure VI.6 Caractéristiques géométriques du voile.....	66
---	----

Figure VI.7 Schéma de ferrailage du linteau et du trumeau.....	69
--	----

Chapitre VII : Etude des fondations

Figure VII.1 Dimensions de radier.....	74
--	----

Figure VII.2 Moment fléchissant de la nervure	78
---	----

Figure VII.3 Effort tranchant de la nervure	79
---	----

Introduction générale

Introduction générale

Aujourd'hui, vu le développement rapide de l'urbanisation dans les grandes villes, il y'a un manque d'espace à la surface de terrain, ceci privilégie la construction verticale dans un souci d'économie l'espace, mais il y'a un danger représenté par ce choix à cause des séismes.

Le séisme du 21 Mai 2003 d'Alger et Boumerdes s'est soldé par 2250 morts et 11000 blessés. Il a endommagé 100 bâtiments et 343 maisons individuelles ce qui représente 128000 logements dont 13300 sont complètement détruits, ces dégâts dus à la conception et l'étude non conforme aux exigences parasismiques, il est donc essentiel de prévenir les dommages sismiques graves en construisant des ouvrages résistant aux séismes.

Le travail présenté, est une étude d'un bâtiment (R+10 +2 sous-sol) à usage multiple (habitations, commerces et bureaux) implanté à Birkhadem dans la wilaya d'Alger, zone III (sismicité élevée).

Cette étude sera menée selon les chapitres suivants :

- ❖ Le premier chapitre portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition de ses différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ❖ Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments résistants (tels que poteaux, poutres, voiles et planchers).
- ❖ Le troisième chapitre sera le calcul des éléments non résistants (tels que acrotère, et escalier).
- ❖ Le quatrième chapitre, consiste en l'étude des planchers.
- ❖ Le cinquième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment. Cette étude sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel Robot 2010.
- ❖ Le sixième chapitre est le calcul des ferrailages des éléments résistants
- ❖ Le dernier chapitre, consiste en l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

CHAPITRE I
PRESENTATION DU PROJET

1. Introduction

Le bâtiment étudié fait partie du projet d'une résidence dite « la Nouvelle Vallée » située au lieu-dit DJENANE SEFFARI dans la commune de BIRKHADEM, accès direct sur l'autoroute Alger-Blida. Composée de trois (03) plots, et chaque plot se compose de deux (02) blocs, donc un total de six (06) blocs.

Ce programme résidentiel, composé de 186 appartements de haut standing , de type F3, F4, F5 et F6, en simplex et en duplex, est également doté des espaces destinés aux commerces , bureaux , loisirs et divertissements , ainsi que deux sous-sol pour parking .

2. Présentation du bâtiment

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment tour de R+10 avec 2 sous-sol à usage multiple (habitations, commerces et bureaux), implanté à Birkhadem dans la wilaya d'Alger.Zone III (sismicité élevée), Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe 2), [selon le RPA99 version 2003 chapitre 3]



Figure I.1 Vue 3D du bâtiment

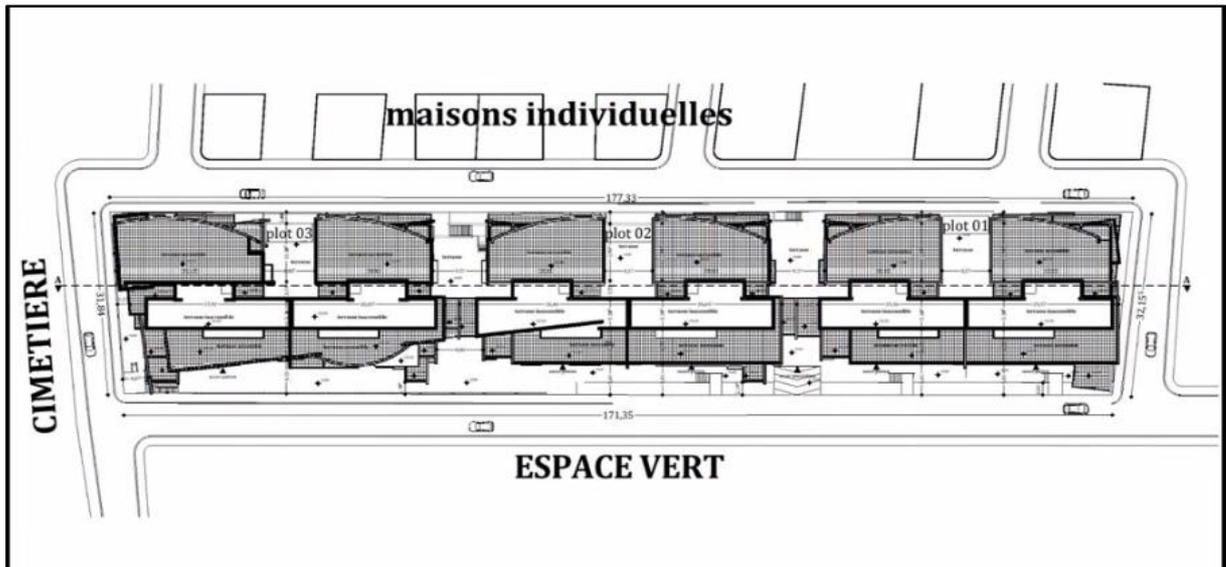


Figure I.2 Plan de masse

2.1 Dimensions en plan

Les plus grandes dimensions en plan sont :

Tabl.1 Dimensions en plan

Largeur [m]	Longueur [m]
27,26	29,10

2.2 Dimensions en élévation

Tabl.2 Dimensions en élévation

La hauteur totale [m]	La hauteur du sous-sol [m]	La hauteur de rez-de chaussée [m]	La hauteur d'étages courants [m]
41,10	2,80	3,50	3,20

Chapitre I : présentation du projet

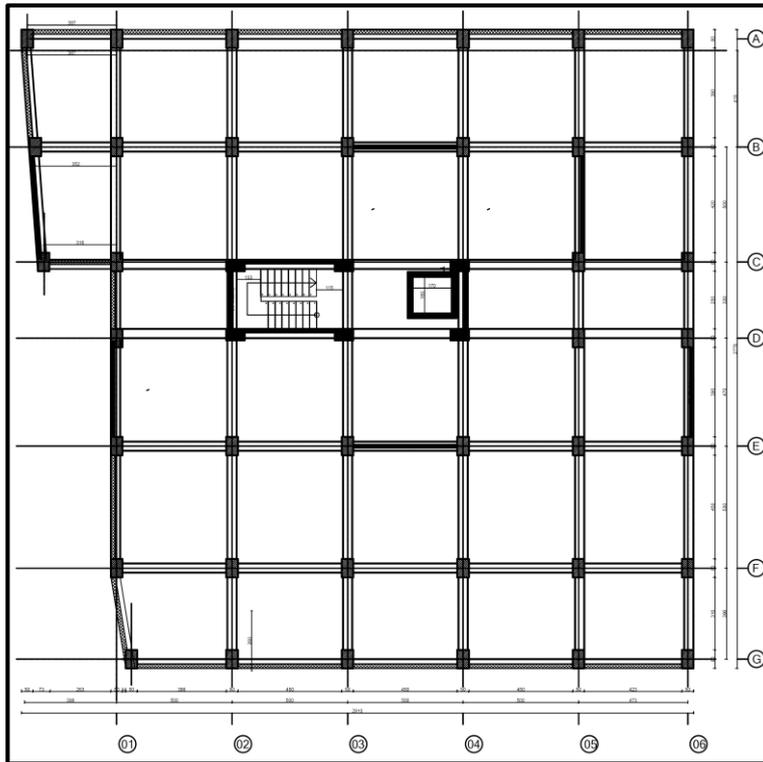


Figure I.3 Vue en plan (s.sol1,s.sol2, rez-de-chaussée)

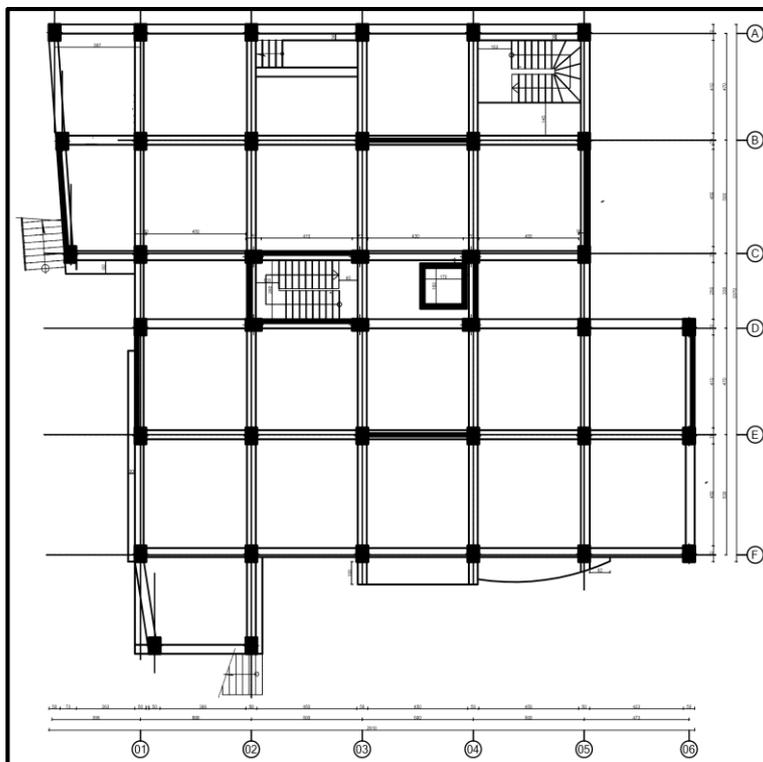


Figure I.4 Vue en plan d'étages (1,2,3,4,5,6)

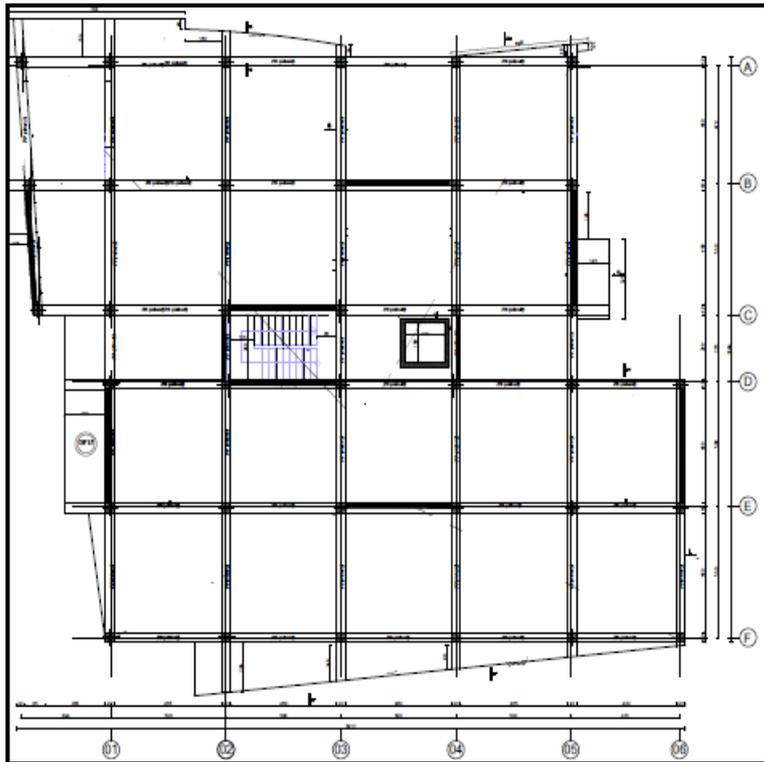


Figure I.5 Vue en plan d'étages (7,8)

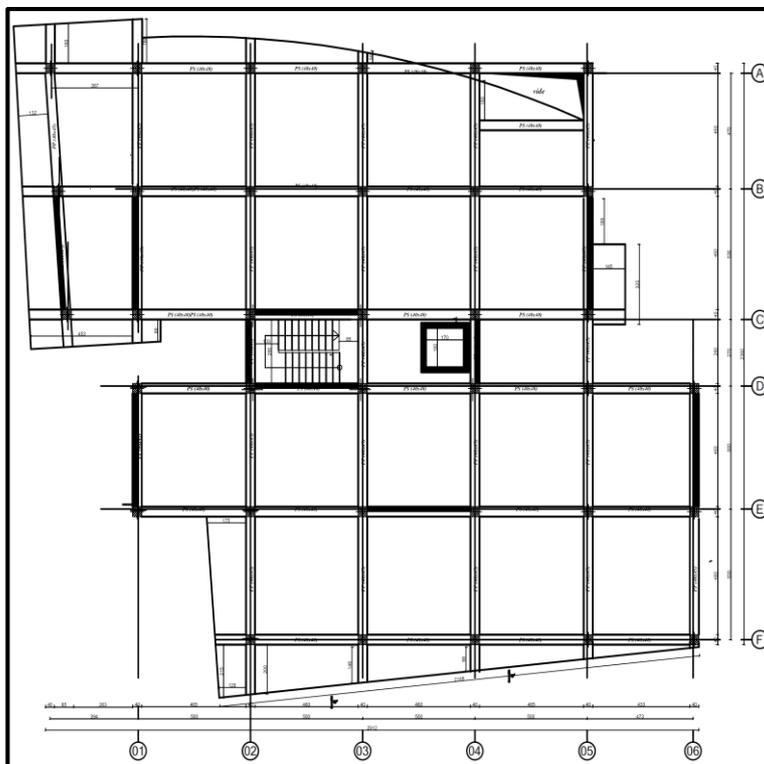


Figure I.6 Vue en plan d'étage (9)

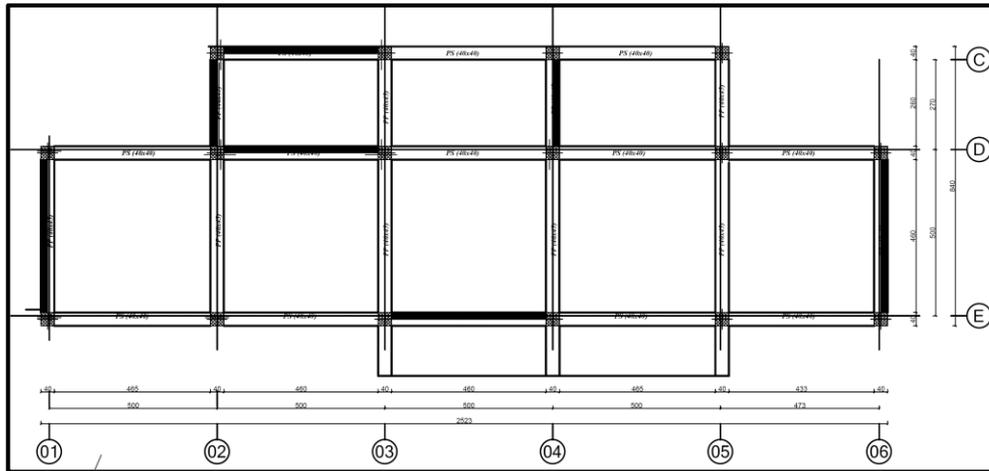


Figure I.7 Vue en plan d'étage (10)

2.3 Système structural

La structure du bâtiment est constituée par une ossature mixte (portiques-voiles), pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales (forces sismiques).

2.4 Planchers

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet 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. Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Le bâtiment étudié comporte deux types de planchers:

- ❖ Planchers à corps creux en partie courante+terrasse
- ❖ Planchers dalle pleine pour les sous-sols, l'accès aux ascenseurs et aux escaliers, les balcons.

2.5 Maçonnerie

Pour cet ouvrage, nous avons deux types de murs en briques:

- **Murs extérieurs**

Une double cloison en briques à 8 trous de 10cm espacées d'une lame d'air de 5cm.

- **Murs intérieurs**

Cloisons de séparation de 10cm d'épaisseur.

2.6 Revêtements

Chapitre I : présentation du projet

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers ;
- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau ;
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds ;
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures.

2.7 Acrotère

La terrasse est inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé de 50 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

2.8 Escaliers

Les escaliers utilisés dans ce bâtiment sont des escaliers droits avec deux volées en retour et palier de repos.

3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les matériaux choisis sont conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93 (chapitre-A.2) :

3.1 Béton

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés.

Tabl.3 Caractéristiques mécaniques du béton

La résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours	$f_{c28} = 25\text{MPa}$
La résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28}$	$f_{t28} = 2,1\text{MPa}$
Contrainte limite de compression à L' E.L.U : $f_{bu} = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	$f_{bu} = 14,20\text{MPa}$
La contrainte admissible en compression à L'E.L.S : $\sigma_b = 0,6 \cdot f_{c28}$	$\sigma_b = 15\text{MPa}$

3.2 Acier

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage. Son rôle est de résister aux efforts de traction, compression, cisaillement et de torsion.

Chapitre I : présentation du projet

Tabl.4 Caractéristiques mécaniques de l'acier

Limite élastique des aciers		$f_e = 500 \text{ MPa}$	
Contraint de calcul à L'E.L.U		$f_{Su} = 434.78 \text{ MPa}$	
Contrainte admissible à L'E.L.S	Fissuration non préjudiciable	Aucune vérification à faire	
	Fissuration préjudiciable	$\sigma_{st} \leq \min\left(\frac{2 \cdot f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$	où $\eta = \begin{cases} 1 \text{ pour RL} \\ 1,6 \text{ pour HA} \end{cases}$
	Fissuration très préjudiciable	$\sigma_{st} \leq \min\left(\frac{f_e}{2}; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$	

CHAPITRE II
PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS
RESISTANTS

1. Introduction

Le prédimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres, planchers, voiles), représente la 1ère étape de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Il sera fait selon les règles DTR (CBA 93 et l'RPA 99 version 2003), et le BAEL 91.

2. Prédimensionnement des poutres

Une poutre est un élément qui assure la transmission, soit à une autre poutre, soit à un élément porteur vertical, des charges qui lui sont appliquées. Elle est soumise à des sollicitations de flexion, compression et d'effort tranchant. Le prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

- ❖ Hauteur (h):

$$\frac{L_{\max}}{12} < h < \frac{L_{\max}}{10}$$

- ❖ Largeur (b) :

$$0,3 \cdot h < b < 0,7 \cdot h$$

- Poutre principale :

L_{\max} (portée maximale) : $L_{\max} = 5 \text{ m}$.

$41,66 < h < 50$; on prend $h = 45 \text{ cm}$.

$13,5 < b < 31,5$; on prend $b = 30 \text{ cm}$.

- Poutre secondaire :

L_{\max} (portée maximale) : $L_{\max} = 4,70 \text{ m}$.

$39,17 \text{ cm} < h < 47 \text{ cm}$; on prend : $h = 40 \text{ cm}$.

$12 \text{ cm} < b < 28 \text{ cm}$; on prend : $b = 25 \text{ cm}$.

Le RPA 99 version 2003 exige les valeurs suivantes pour les dimensions de la poutre en zone III.

- ❖ $b \geq 20 \text{ cm}$
- ❖ $h \geq 30 \text{ cm}$
- ❖ $h/b \leq 4$
- ❖ $b_{\max} \leq 1,5 h + b_1$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants

Les résultats obtenus vérifient par les conditions du RPA donc on retiendra :

TabII.1 Dimensions des poutres principales et secondaires

	L_{max} [m]	Dimensions [cmxcm]
Poutres principales	5	45 x 30
Poutres secondaires	4,70	40 x 25

3. Prédimensionnement des planchers

Deux types de planchers vont être utilisés pour notre cas :

- ❖ Plancher à corps creux (étage courant + terrasse)
- ❖ Dalle pleine (pour les balcons, l'accès aux ascenseurs et certaines parties des planchers).

L'épaisseur des planchers à adopter sera la plus grande des valeurs résultant des conditions suivantes :

3.1 Résistance à la flexion

❖ Plancher à corps creux (étage courant + terrasse)

L'épaisseur du plancher est déterminée par la hauteur des poutrelles. La hauteur des poutrelles est donnée par la formule empirique suivante :

$$\frac{L_{\max}}{25} < h < \frac{L_{\max}}{20}$$

TabII.2 Épaisseur du plancher à corps creux

L_{max}[m]	L_{max}/25 < h < L_{max}/20	h[cm]
5	20 < h < 25	21

Remarque : 21 cm {hourdis (16 cm) ; table de compression (5 cm) }.

❖ Plancher à dalle pleine

Les dalles pleines vont être utilisées pour les balcons, l'accès aux ascenseurs et certaines parties des planchers).

- Les dalles pleines qui sont utilisées pour les balcons (dalle appuyée sur 3 cotés) :

$$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$$

$L_x = 5 \text{ m.}$

Donc : $14.42\text{cm} < e < 16.83\text{cm.}$

- Les dalles pleines qui sont utilisées pour l'accès aux ascenseurs (dalle appuyée sur 4 cotés):

$$\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$$

$L_x = 2,90 \text{ m.}$

Donc : $5,80 \text{ cm} < e < 7,25 \text{ cm} .$

3.2 Résistance au feu

- ❖ $e_1 = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu ;
- ❖ $e_2 = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- ❖ $e_3 = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu

On prend pour les deux cas $e = 15 \text{ cm.}$

4. Évaluation des charges et surcharges

4.1 Charges permanentes

4.1.1 Plancher-terrasse

TabII.3 Charges permanentes du plancher-terrasse

Couches	Épaisseur (cm)	Poids propre(kN/m ²)
Forme de pente	2	2.20
Étanchéité multicouches	2	0.12
Plancher à corps creux (16+5)	21	3.10
Enduits de plâtre	2	0.20
Protection en gravillons	4	0.80
Charge permanente		6.42

4.1.2 Plancher étage courant

TabII.4 Charges permanentes du plancher étage courant

Couches	Épaisseur [cm]	Poids propre [kN/m ²]
Carrelage	2	0,40
Chape en mortier de ciment	2	0,40
Lit de Sable	2	0,36
Plancher à corps creux	21	3,10
Enduits de plâtre	2	0,20
Cloisons de séparation	10	0,90
Charge permanente		5.36

4.1.3 Dalle pleine

TabII.5 Charges permanents de la dalle pleine

Couches	Épaisseur [cm]	Poids propre [kN/m ²]
Carrelage	2	0,40
Chape en mortier de ciment	2	0,40
Lit de Sable	2	0,36
Dalle pleine	15	3,75
Enduits de plâtre	2	0,20
Charge permanente		5.11

4.1.4 Doubles cloisons

TabII.6 Charges permanents de doubles cloisons

Couches	Épaisseur [cm]	Poids propre [kN/m ²]
Enduits de plâtre	2	0,2
Briques creuses	10	0,9
Briques creuses	10	0,9
Enduits de ciment	1,5	0,27
Charge permanente		2,27

4.2 Charges d'exploitations

TabII.7 Surcharges d'exploitations

Nature de local	Q [kN/m ²]
Logements y compris combles aménageables	1,50
Terrasse inaccessible	1,00
Etages des caves	2,50
Bureaux	2,50

Cage d'escalier	2,50
-----------------	------

5. Prédimensionnement des poteaux

Le prédimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armatures de **0,1%** de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal N_u pour le poteau le plus sollicité, déterminé par la descente de charges.

5.1 Calcul de la section de béton des poteaux

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions préconisées par le DTR (CBA 93) qui sont les suivantes :

- ❖ $\text{Min}(b, h) \geq 30\text{cm}$
- ❖ $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$
- ❖ $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

La section des aciers ne doit pas dépasser 1% de la section de béton

- ❖ Effort normal ultime N_u :

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

- ❖ Section réduite du poteau B_r :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_U}{\frac{f_{bu}}{0,9} + \frac{0,85 \cdot f_e \cdot A_s}{\gamma_s \cdot B_r}}$$

- B_r : section de béton réduite calculée à partir des dimensions réelles du poteau $B_r = (a-0,02) \times (b-0,02)$ [m²]
- f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours ($f_{c28}=25$ MPa).
- f_e : contrainte limite élastique des aciers ($f_e = 500$ MPa).
- A_s : section d'armatures dans le poteau égale à 0,1% de la section réelle du poteau.
- γ_b : coefficient de sécurité du béton $\gamma_b = 1,5$
- γ_s : coefficient de sécurité de l'acier $\gamma_s = 1,15$
- α : coefficient qui est fonction de l'élançement mécanique du poteau λ
- β : coefficient de correction qui dépend aussi de l'élançement ($\lambda=1/\alpha$).

On a :

$$\beta = 1 + 0,2 \cdot (\lambda/35)^2 \quad \text{Si } \lambda < 50.$$

$$\beta = 0,85 (\lambda^2 / 1500) \quad \text{Si } 50 < \lambda < 70.$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants

On limite l'élanement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1.2$

Donc on obtient :

$$B_r \geq \frac{1,2 \cdot N_u}{\frac{14,20}{0,9} + \frac{0,85 \cdot 500}{100 \cdot 1,15}} = 0,0062 \cdot N_u$$

$$B_r \geq 0,0062 \cdot N_u$$

Avec : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$

5.1.1 Charges permanentes et surcharges d'exploitations revenant au poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est le poteau (E ; 2)

La surface reprise par ce poteau est : $5 \times 5 = 25 \text{ m}^2$.

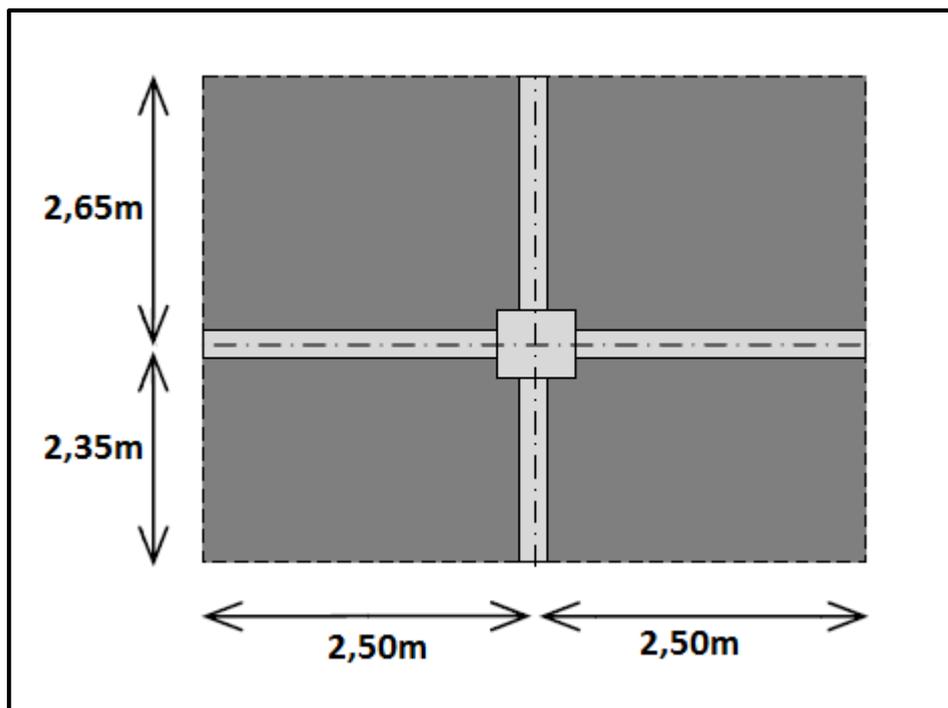


Figure II.1 Surface revenant au poteau le plus sollicité

❖ Sous la terrasse (niveau +35.50) :

- Poutre principale: $0,45 \times 0,30 \times 5 \times 25 = 16,88 \text{ kN}$.
- Poutre secondaire: $0,40 \times 0,25 \times 5 \times 25 = 12,5 \text{ kN}$.
- Plancher : $5 \times 5 \times 6,42 = 160,5 \text{ kN}$.

$G_{\text{TOTAL}} = 189,88 \text{ kN}$.

❖ Sous un étage courant(niveau de +32.30 à 3.50) :

- Poutre principale: $0,45 \times 0,30 \times 5 \times 25 = 16,88$ kN.
- Poutre secondaire: $0,40 \times 0,25 \times 5 \times 25 = 12,5$ kN.
- Plancher : $5 \times 5 \times 5,36 = 134$ kN.
- Poteau: $0,40 \times 0,40 \times 3,20 \times 25 = 12,80$ kN.

G_{TOTAL} = 176,18 kN.

❖ Sous le rez-de chaussée (niveau 0.00m) :

- Poutre principale: $0,45 \times 0,30 \times 4,50 \times 25 = 16,88$ kN.
- Poutre secondaire: $0,40 \times 0,25 \times 5 \times 25 = 12,5$ kN.
- Plancher : $5 \times 4,50 \times 5,36 = 134$ kN.
- Poteau: $0,40 \times 0,40 \times 3,50 \times 25 = 14$ kN.

G_{TOTAL} = 177,38 kN.

❖ Sous le sol(niveau de -2,80 à -5,60) :

- Poutre principale: $0,45 \times 0,30 \times 5 \times 25 = 16,88$ kN.
- Poutre secondaire: $0,40 \times 0,25 \times 5 \times 25 = 12,5$ kN.
- Plancher : $5 \times 5 \times 5,36 = 134$ kN.
- Poteau: $0,40 \times 0,40 \times 2,80 \times 25 = 11,20$ kN.

G_{TOTAL} = 174,58 kN.

5.1.2 Charge d'exploitation revenant au poteau

Les surcharges d'exploitations reprises par le poteau le plus chargé sont calculées en appliquant la de dégression :

Sous la terrasse : Q_0

Sous le 9^{ème} étage: Q_0+Q_1

Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 +0,95 (Q_1 + Q_2)$

Sous le 7^{ème} étage : $Q_0+0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 +0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 +Q_4)$

Sous le 5^{ème} étage : $Q_0+0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3+Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{k=1}^n Q_i$; avec n : numéro de l'étage considéré à partir du sommet du bâtiment.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants

TabII.8 Charges permanentes et d'exploitation revenant aux poteaux

Niveau [m]	Q _i [kN/m ²]	Q _{cumulée} [kN/m ²]	N _Q [kN]	G _i [kN]	N _G [kN]
+35,50	1,00	1,00	20,00	189,88	189,88
+32,30	1,50	2,50	56,25	176,18	366,06
+29,10	1,50	3,85	86,63	176,18	542,24
+25,90	1,50	5,05	113,63	176,18	718,42
+22,70	1,50	6,10	137,25	176,18	894,60
+19,50	1,50	7,00	157,50	176,18	1070,78
+16,30	1,50	7,75	174,38	176,18	1246,96
+13,10	1,50	8,50	191,25	176,18	1423,14
+09,90	1,50	9,25	208,13	176,18	1599,32
+06,70	1,50	10,00	225,00	176,18	1775,50
+03,50	1,50	10,75	241,87	164,55	1940,05
+00,00	2,50	12,14	273,15	161,75	2101,80
-02,80	2,50	13,50	303,75	161,75	2263,55

TabII.9 Dimensions des poteaux

Niveau [m]	N _u [kN]	B _r [cm ²]	axb[cm x cm]
+35.50 à +32.30	286,33	177,52	30x30
+32.30 à +29.10	578,56	358,70	30x30
+29.10 à +25.90	861,97	534,42	40x40
+25.90 à +22.70	1140,31	706,99	40x40
+22.70 à +19.50	1413,58	876,42	40x40
+19.50 à +16.30	1681,80	1042,72	50x50
+16.30 à +13.10	1944,96	1205,87	50x50
+13.10 à +09.90	2208,11	1369,03	50x50
+09.90 à +06.70	2471,28	1532,19	60x60
+06.70 à +03.50	2734,43	1695,35	60x60
+03.50 à +00.00	2981,87	1848,76	60x60
+00.00 à -02.80	3247,16	2013,23	70x70
-02.80 à -05.60	3511,42	2177,08	70x70

6. Prédimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils ont pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement de supporter une partie des charges verticales.

Le RPA99 version 2003 considère que les voiles sont des éléments satisfaisant la condition $l > 4a$, l est la longueur du voile et a son épaisseur calculée en fonction de la

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants

hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité à l'extrémité, cette épaisseur a a une valeur minimale de 15 cm.

les conditions de rigidité à l'extrémité sont :

- Voiles avec deux abouts sur des poteaux : $a \geq \max \left\{ \frac{h_e}{25} ; 15 \text{ cm} \right\}$
- Voiles avec un seul about sur un poteau : $a \geq \max \left\{ \frac{h_e}{22} ; 15 \text{ cm} \right\}$
- Voiles à abouts libres : $a \geq \max \left\{ \frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right\}$

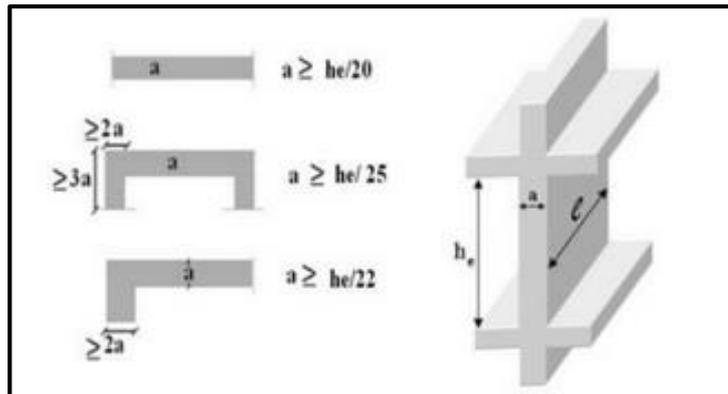


Figure II.2 Conditions de rigidité à l'extrémité des voiles

Avec :

a : épaisseur du voile

L : longueur du voile

h_e : hauteur du voile

Pour l'étage le plus sollicité on a :

TabII.10 Epaisseur des voiles

h_e [cm]	Conditions de rigidité à l'extrémité	a [cm]
350	Voile avec deux abouts sur des poteaux $a \geq \max \left\{ \frac{350}{25} \text{ cm} ; 15 \text{ cm} \right\} = 15 \text{ cm}$	20

7. conclusion

Les résultats du prédimensionnement des élément structuraux (poutres, poteaux, voiles) sont résumés comme suit :

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants

- Poutres $\begin{cases} \text{poutres principales} \rightarrow 45 \times 30 \\ \text{poutres secondaires} \rightarrow 40 \times 25 \end{cases}$

- Poteaux $\begin{cases} 1^{\text{er}} \text{ et } 2^{\text{ème}} \text{ sous-sol} \rightarrow 70 \times 70 \\ \text{rez de chaussée} + 1^{\text{er}} \text{ et } 2^{\text{ème}} \text{ étages} \rightarrow 60 \times 60 \\ 3^{\text{ème}} + 4^{\text{ème}} + 5^{\text{ème}} \text{ étages} \rightarrow 50 \times 50 \\ 6^{\text{ème}} + 7^{\text{ème}} + 8^{\text{ème}} \text{ étages} \rightarrow 40 \times 40 \\ 9^{\text{ème}} + 10^{\text{ème}} \rightarrow 30 \times 30 \end{cases}$

- voiles $\rightarrow 20 \text{ cm}$

CHAPITRE III
DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS
SECONDAIRES

1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement.

Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique.

Les éléments non structuraux sont les suivants :

- L'acrotère
- Les escaliers

2. Étude de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité entourant la terrasse. Il est réalisé en béton armé, et considéré comme une console encastrée à sa base soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main.

2.1 Dimensions de l'acrotère

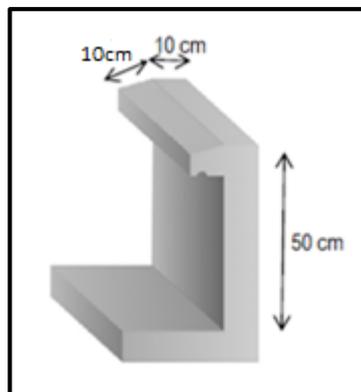


Figure III.1 Dimensions de l'acrotère

2.2 Évaluations des actions et sollicitations de calcul

2.2.1 Actions

- Poids propre de l'acrotère:

$$G = (0,50 \times 0,10 + (0,10 + 0,070/2) \times 0,10) \times 25 = 1,46 \text{ kN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation :

$Q = 1 \text{ kN/ml}$ (selon DTR B.C 2.2)

2.2.2 Sollicitations

- à L'ELU :

$$N = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,46 = 1,97 \text{ kN/ml}$$

$$M = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,50 = 0,75 \text{ kN.m/ml}$$

$$V = 1,5 \times Q = 1,5 \text{ kN/ml}$$

- à L'ELS :

$$N = 1 \times G = 1 \times 1,46 = 1,46 \text{ kN/ml}$$

$$M = 1 \times Q \times h = 1 \times 1 \times 0,50 = 0,50 \text{ kN.m/ml}$$

$$V = 1 \times Q = 1 \text{ kN/ml}$$

TabIII.1 Sollicitations agissent sur l'acrotère

	N(kN/ml)	M(kN.m/ml)	V(kN/ml)
ELU	1,97	0,75	1,50
ELS	1,46	0,50	1,00

2.3 Calcul du ferrailage de l'acrotère

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement, qui se trouve à la base pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable

$$a = (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot d') = 0,337 \cdot 10 - 0,81 \cdot 2 = 1,75$$

$$b = N_u \cdot (d - d') - M_{ua} = -0,63$$

$a > b \rightarrow$ La section est partiellement comprimée on se ramène à un calcul en flexion simple

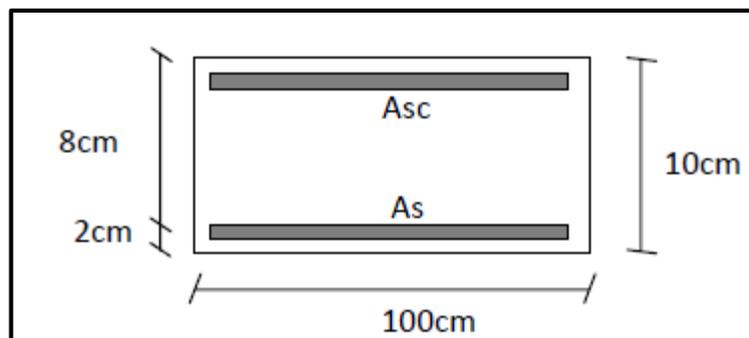


Figure III.2 Section d'encastrement pour le calcul du ferrailage de l'acrotère

TabIII.2 Calcul du ferrailage à l'ELU

ELU	μ	α	pivot	σ_s [MPa]	A_s [cm ²]	A_{sc} [cm ²]
	0,0083	0,0104	A	434,78	0,272	0

❖ **condition de non fragilité :**

$$A_{s,min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0,773 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s = 0,773 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est considérée préjudiciable :

$$\sigma_{s,adm} = \min\left(\frac{2 \cdot f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) = \min(333,33 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

TabIII.3 Vérification à l'ELS de l'acrotère

ELS	Axe neutre[cm]	σ_{bc} [MPa]	$\sigma_{b,adm}$ [MPa]	σ_{st} [MPa]	$\sigma_{s,adm}$ [MPa]
	4,2	0,25	15	132,08	201,63

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5}{1 \times 0,08} = 0,0188 \text{ MPa}$$

La contrainte tangente τ_u doit être limitée par une contrainte admissible donnée par:

$$\tau_{adm} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \tau_{adm}$$

Donc le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.

❖ **Vérification à la Composante horizontale de la charge sismique:**

Selon le RPA99 version 2003 l'acrotère doit être calculée sous l'action des forces horizontales de la charge sismique suivant la formule suivante :

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

Avec:

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- C_p : Facteur de force horizontale.
- W_p : Poids de l'acrotère
- A = 0,25 (zone III groupe 2)
- $C_p = 0,8$
- $W_p = 1,463 \text{ kN}$
- $F_p = 1,17 \text{ kN} < 1,5 \times Q = 1,5 \text{ kN}$

Donc le ferrailage obtenu sous l'action des surcharges d'exploitation et des charges permanentes est suffisant

❖ Choix des armatures :

- Armatures verticales : $A_v = 4 \text{ HA}\Phi 8/\text{m} = 2 \text{ cm}^2$;
- Armatures de répartition : $A_r = \frac{A_v}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$. On prend : $A_r = 2 \text{ HA } \Phi 6/\text{m}$;
- Espacement = 15cm.

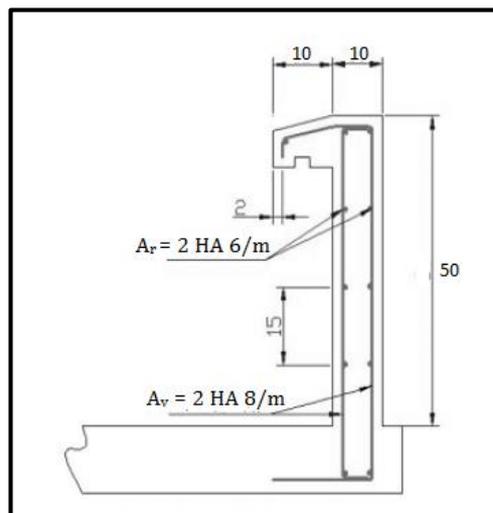


Figure III.3 Ferrailage de l'acrotère

3 Étude des escaliers

3.1 Introduction

Les escaliers sont des éléments non structuraux constitués d'une suite de gradins, dalles inclinées (volées), dalles horizontales (paliers), permettant le passage d'un niveau à un autre, dans notre cas on a des escaliers droits à deux volées en retour.

3.2 Caractéristiques géométriques de l'escalier

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

La marche et la contre marche de l'escalier doivent satisfaire la formule de BLONDEL :

$$60 < 2h+g < 65 \quad [\text{cm}]$$

avec :

h : hauteur de la contre-marche (en centimètre).

g : (giron) largeur de la marche (en centimètre).

En se fixant la hauteur de contre marche h à 16cm, on trouve le nombre de contre marches correspondant :

$$n = 160 / 16 = 10 \text{ contre marches.}$$

$$g = \frac{l}{n-1} = \frac{270}{9} = 30 \text{ cm .}$$

$$2xh+g = 2x16+30 = 62 \text{ cm donc la condition de blondel est vérifiée.}$$

❖ Largeur des escaliers :

la largeur est 120 cm .

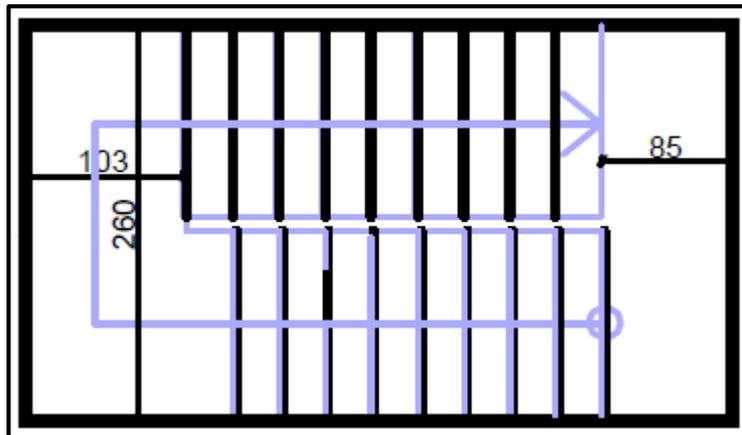


Figure III.4 Vue en plan de l'escalier

3.3 Prédimensionnement de la pailasse et du palier

L'épaisseur de la pailasse est donnée par la formule suivante, qui a pour but la limitation de la flèche :

$$e \geq \max \{ \text{Portée}/30 ; 10 \text{ cm} \}$$

❖ L'inclinaison de la pailasse est :

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

$$\alpha = \arctan(1,60 / 2,70) = 30,65^\circ$$

La portée de la paillasse est

$$l = \frac{3,20}{30} = 3,14 \text{ m.}$$

Donc $e \geq \max \{314/30 ; 10 \text{ cm}\} = 10,47 \text{ cm.}$

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

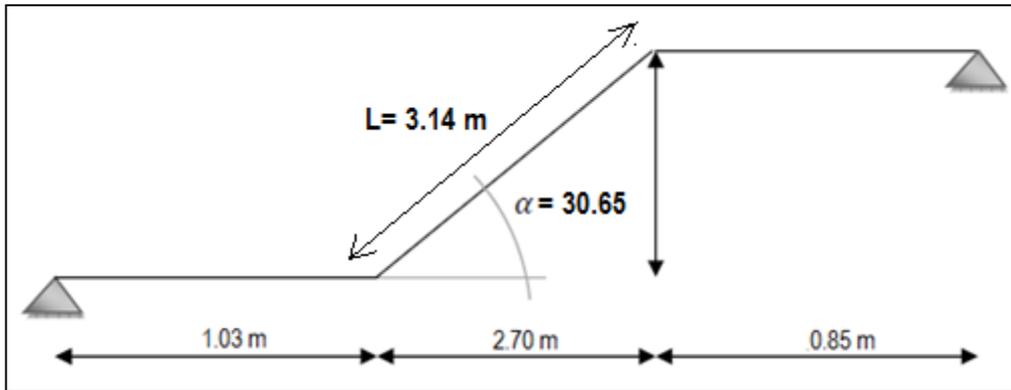


Figure III.5 Schémat descriptive de l'escalier

3.4 Évaluation des charges et surcharges

a. Paillasse

TabIII.4 Charges et surcharges de la paillasse

Couches	Poids volumique[kN/m ³]	Épaisseur[cm]	G[kN/m ²]
Carrelage	20	2	0.4
Mortier de pose	20	2	0.4
Marche	25	$h/2 = 8$	2
Paillasse	25	$e/\cos\alpha = 17,44$	4.36
Enduit de ciment	18	1.5	0.27
Charge permanente : 7.43 [kN/m²]			
Charge d'exploitation : 2.5 [kN/m²]			

b. Palier

TabIII.5 Charges et surcharges du palier

Couches	Poids volumique[kN/m ³]	Épaisseur[cm]	G[kN/ m ²]
Carrelage	20	2	0,4
Mortier de pose	20	2	0,4
Dalle en béton armé	25	15	3,75
Enduit de ciment	18	1,5	0,27
Charge permanente : 4,82 [kN/m²]			
Charge d'exploitation : 2.5 [kN/m²]			

3.5 Évaluation des sollicitations

l'escalier est considéré comme une poutre encastrée sur deux cotés comme représenté sur la figure suivante :

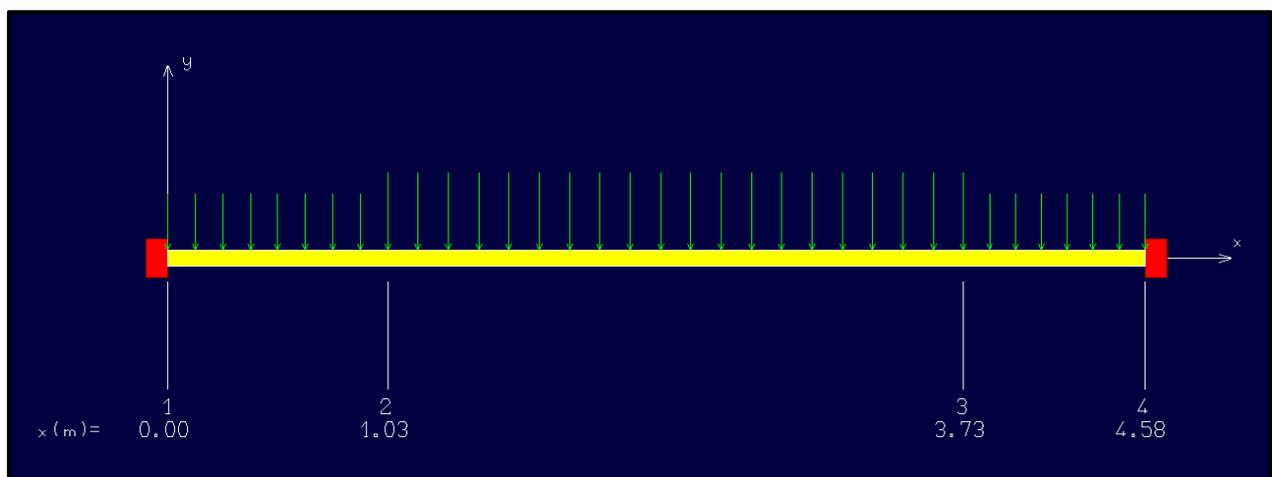


Figure III.6 Shéma statique de l'escalier

❖ Combinaisons de charges

- ELU : $P_{ELU} = 1.35G + 1.5Q.$
- ELS : $P_{ELS} = G + Q.$

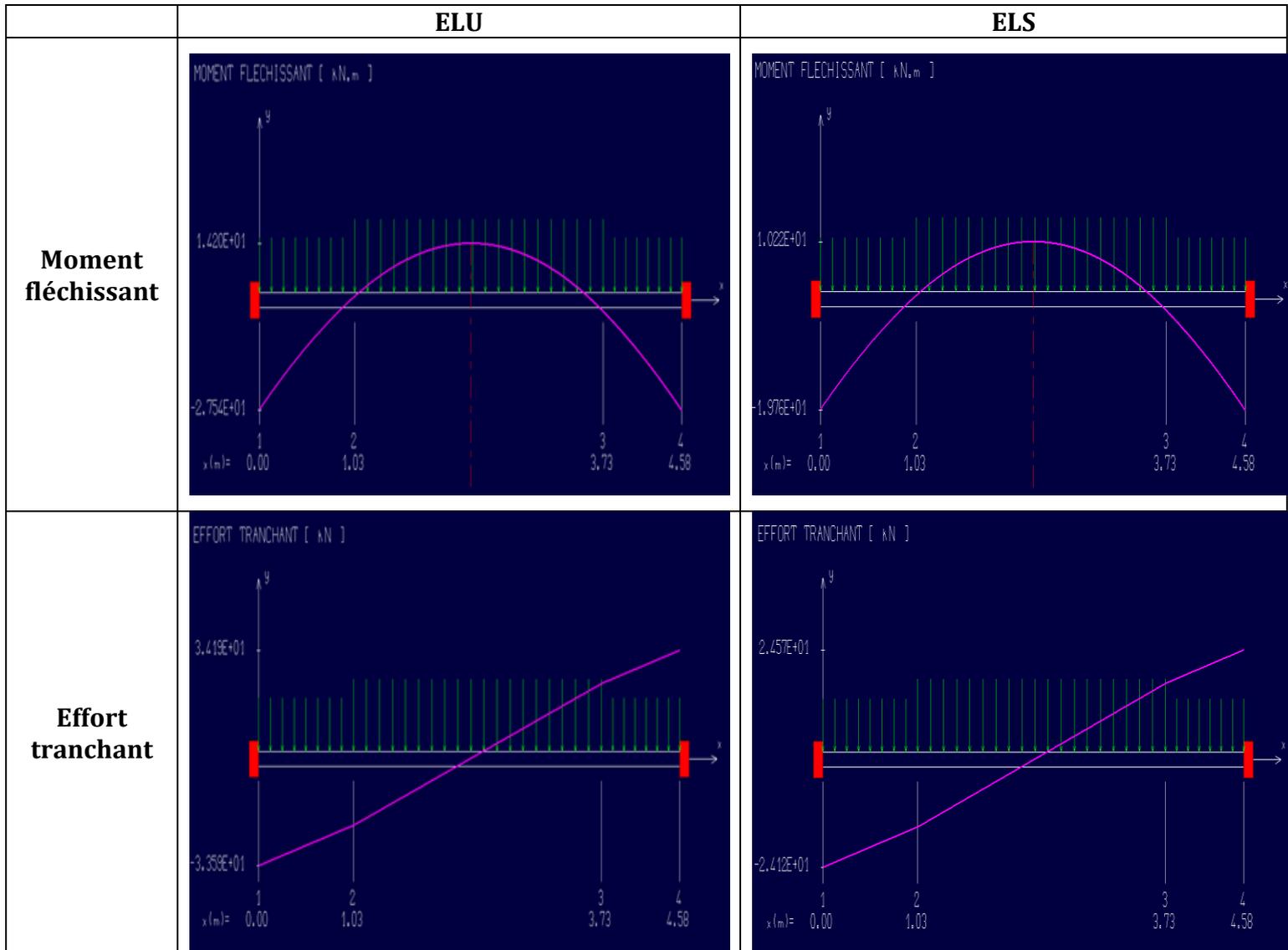
❖ Les charges

$$P_{palier} = \begin{cases} \text{à ELU : } (1,35 \times 4,82 + 1,5 \times 2,5) \times 1,2 = 112,30 \text{ kN/m} \\ \text{à ELS } (4,82 + 2,5) \times 1,2 = 8,78 \text{ kN/m} \end{cases}$$

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

$$P_{volée} = \begin{cases} \text{à ELU : } (1,35 \times 7,43 + 1,5 \times 2,5) \times 1,2 = 16,54 \text{ kN/m} \\ \text{à ELS : } (7,43 + 2,5) \times 1,2 = 11,92 \text{ kN/m} \end{cases}$$

TabIII.6 Sollicitations sur les escaliers



TabIII.7 Sollicitations agissant sur les escaliers

	ELU		ELS	
	A l'encastrement	En travée	A l'encastrement	En travée
Moment max[kN.m]	-27,54	14,20	-19,76	10,22
Effort tranchant[kN]	34,40			

❖ **Ferraillage à l'ELU :**

Les dimensions de la poutre considérée sont :

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

- $b = 120 \text{ cm}$.
- $h = 15 \text{ cm}$.
- $C = 2 \text{ cm}$.

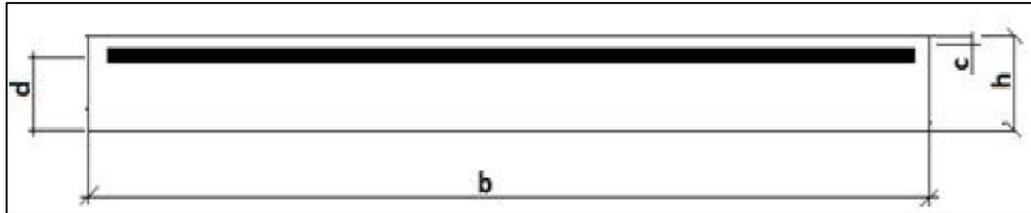


Figure III.7 Section du ferrailage de l'escalier

TabIII.8 Section d'armatures longitudinales des escaliers

	$A_{sc} [\text{cm}^2]$	$A_{st} [\text{cm}^2]$	Armatures verticales	Armatures de répartition
A l'encastrement	5,19	0	6HA12	4HA8
En travée	0	2,59	4HA12	4HA8

❖ Condition de non-fragilité

$$A_{s,min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 1,26 \text{ cm}^2 < 2,59 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée non préjudiciable

TabIII.9 Résultats de la vérification à l'ELS

ELS	Axe neutre[cm]	σ_{bc} [MPa]	$\sigma_{b,adm}$ [MPa]
	2,84	5,98	15

❖ Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{34,40}{1 \times 0,13} = 0,265 \text{ MPa}$$

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

$$\tau_{adm} = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{Mpa} \right) = 4 \text{Mpa}$$

$$\tau_u < \tau_{adm}$$

Donc Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.

CHAPITRE IV
PLANCHERS

1. Introduction

Les planchers constituent l'élément plan horizontal qui délimite les différents niveaux d'une construction. Ils sont formés de 3 parties essentielles qui sont le revêtement, la partie portante et le plafond.

Ils ont deux rôles principaux :

Ils supportent les charges et les surcharges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs.

Ils assurent l'isolation acoustique et thermique qui peut être améliorée par un plafond ou un revêtement.

2. Planchers à corps creux

Le bâtiment étudié comporte des planchers à corps creux constitués par :

- Des éléments porteurs (poutrelle) [12 x 21] cm.
- Des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions [16 x 20 x 60] cm.
- Une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

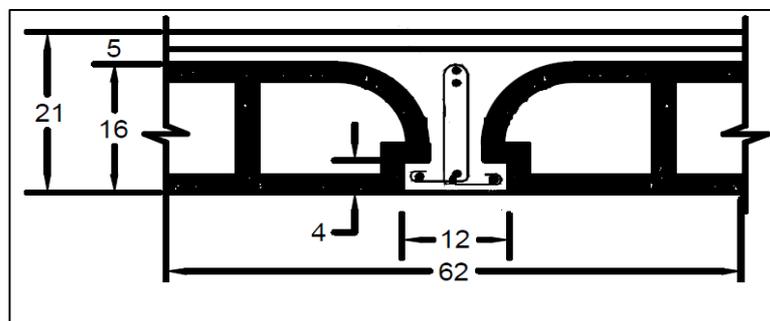


Figure IV.1 Dimensions du plancher à corps creux

2.1 Calcul des poutrelles

Le rôle des poutrelles dans le plancher est d'assurer la transmission des charges verticales directement appliquées sur ce dernier aux poutres principales.

Le dimensionnement s'effectue selon deux étapes :

2.1.1 Avant coulage

La poutrelle se calcule comme une poutre isostatique soumise à son poids propre et au poids du corps creux, ainsi qu'à la charge d'exploitation due à la présence d'un ouvrier sur le plancher.

a) Évaluation des charges et surcharges

❖ Charges permanentes

Poids propre de la poutrelle : $G_{\text{poutrelle}} = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/m}$.

Poids du corps creux : $G_{\text{corps-creux}} = 0,6 \times 1 = 0.60 \text{ kN/m}$.

$G = 0.12 + 0.60 = 0.72 \text{ KN /m}$.

❖ Charges d'exploitations

$Q = \text{Max} (1 [\text{kN}] \text{ (au milieu de la poutrelle)}; 0.5 L_{\text{portée}} [\text{kN/m}])$

$Q = \text{Max} (1 ; 2.32) = 2.32 \text{ kN/m}$.

b) Combinaisons de charges :

A ELU : $1.35G + 1.5Q = 4.45 \text{ kN/m}$

A ELS : $G + Q = 3.04 \text{ kN/m}$

c) Évaluation des sollicitations :

TabIV.1 Sollicitations agissant sur les poutrelles avant le coulage

	M _{max} [kN/m]	T _{max} [kN]
ELU	12.03	10.35
ELS	8.22	7.07

d) Calcul des étaielements :

Comme la section a une très faible hauteur (4 cm), il est impossible d'introduire des armatures de compression. La seule solution est de diminuer le moment par une diminution de la portée,

Pour ce faire, on doit prévoir un étayement.

L'espacement L_{max} des étais est calculé comme suit :

$$\frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \leq \mu_{\text{limite}} = 0.39 \rightarrow M_u = b \cdot d^2 \cdot f_{bu} \cdot \mu_{\text{limite}} = 1,06 \text{ kN.m .}$$

$$M_U = \frac{p \cdot L^2}{8} ; L = \sqrt{\left(8 \cdot \frac{M_u}{p} \right)} = 1,38 \text{ m .}$$

Donc, pour une travée, 4 étaielements sont nécessaires.

2.1.2 Après coulage

Après le bétonnage, la poutrelle est considérée comme une poutre continue. La section transversale des poutrelles devient une section en T avec talon, la surface du plancher qui revient à chaque poutrelle est une bande de 0,65m.

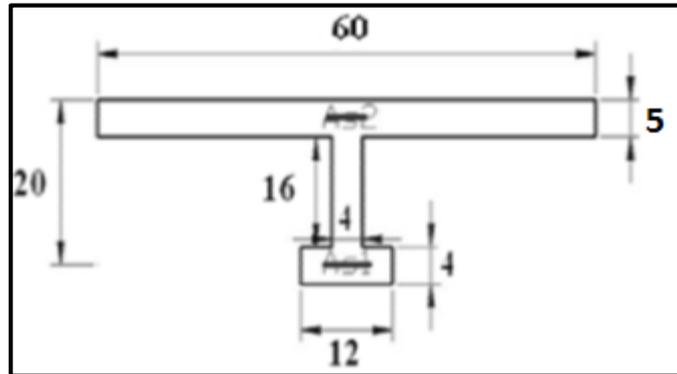


Figure IV.2 Section de la poutrelle

a) Évaluation des charges et surcharges

TabIV.2 Charges et surcharges de la poutrelle

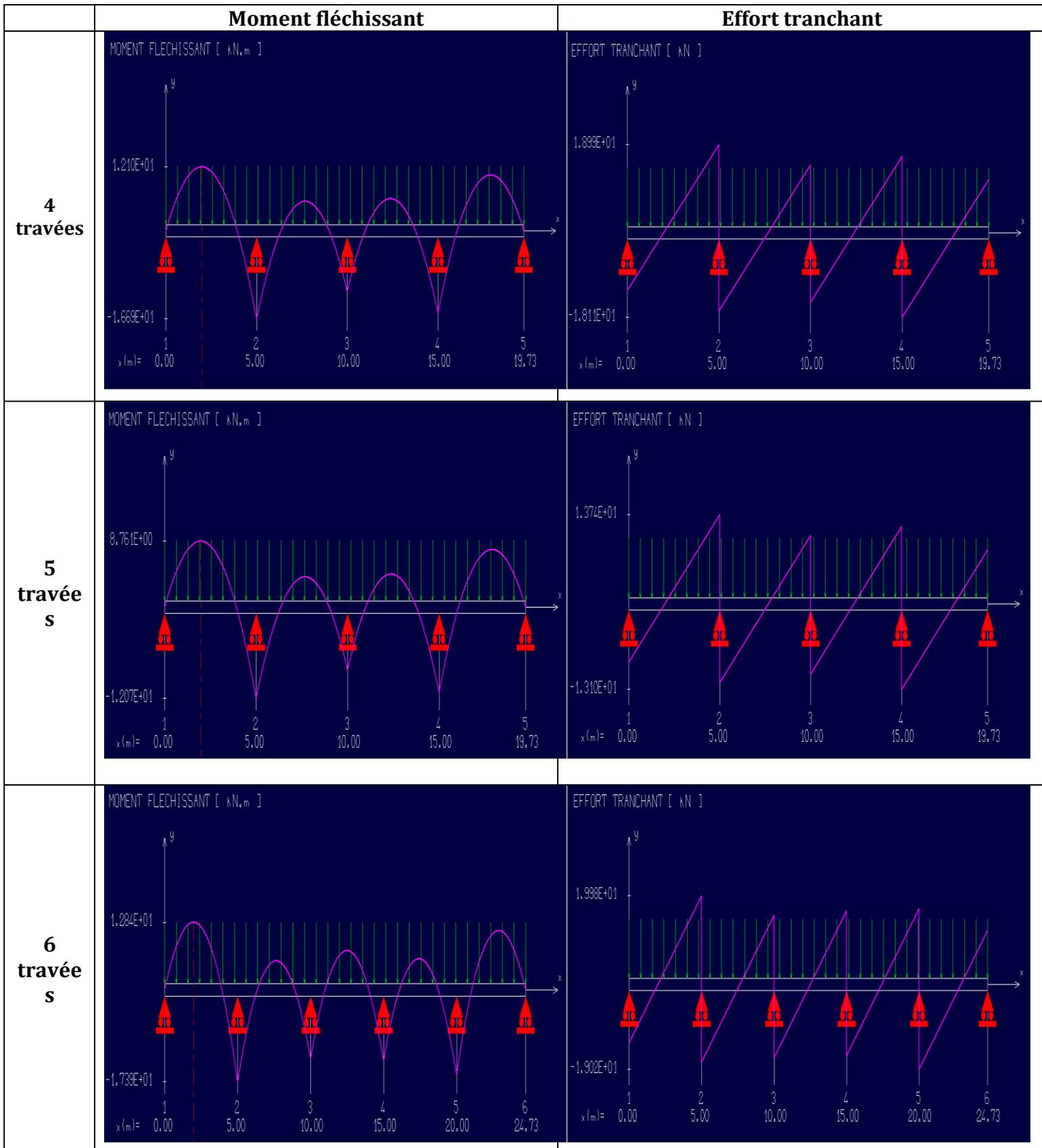
Niveau	G[kN/m]	Q[kN/m]	ELU	ELS
Terrasse	4.17	0.65	6.60	4.82
Niveau courant	3.55	0.98	6.26	4.53
Rez-de-chaussée+sous-sol	3.55	1.63	7.24	5.18

b) Évaluation des sollicitations

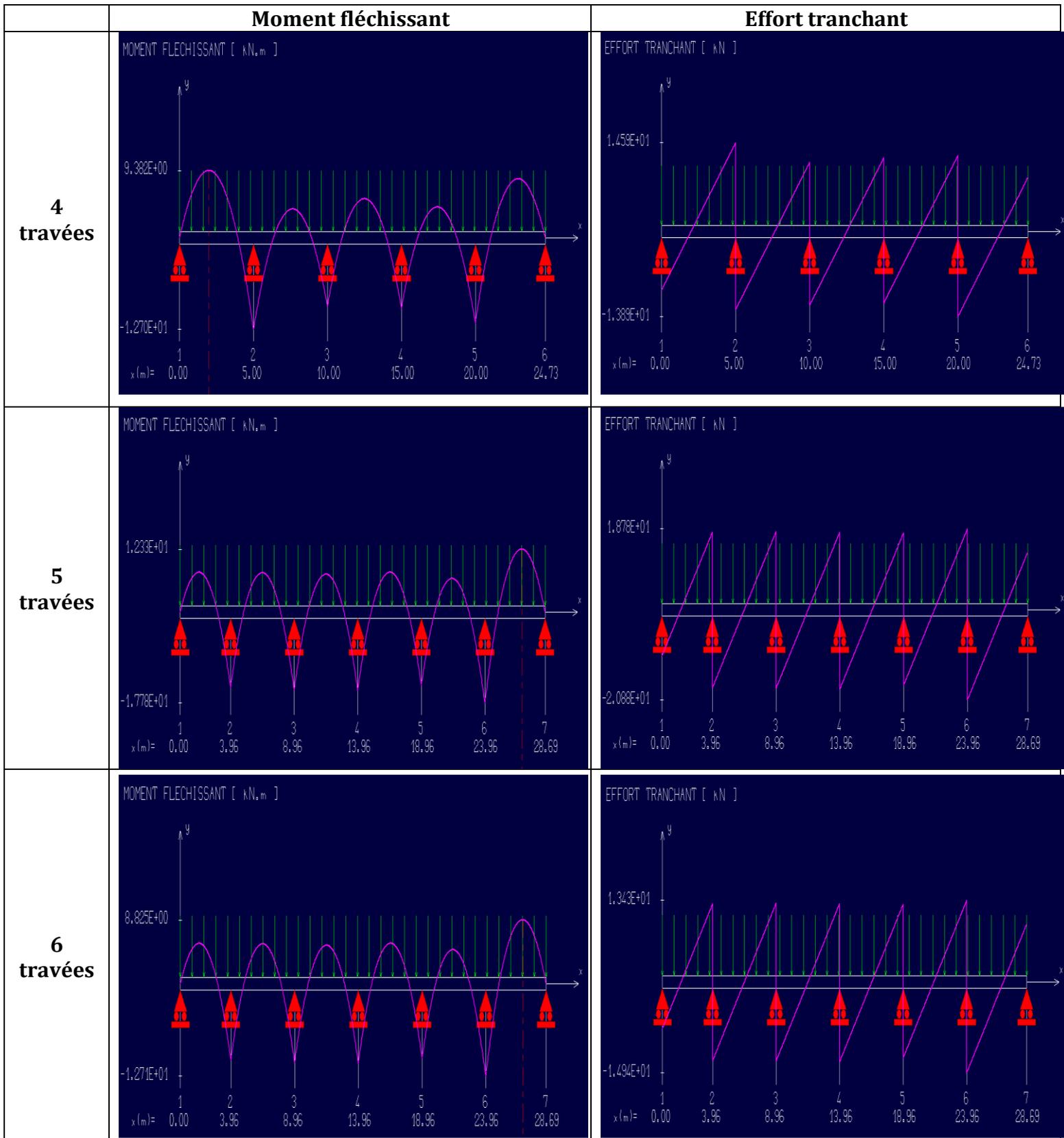
Les sollicitations de calcul sont évaluées par le logiciel RDM6.

Chapitre IV : Planchers

TabIV.3 Sollicitations sur les poutrelles à l'ELU



TabIV.4 Sollicitations sur les poutrelles à l'ELS



c) Ferrailage longitudinal

TabIV.5 Sollicitations sur les poutrelles à l'ELU

type	position	Moment [kN.m]	Effort tranchant[kN]	Armatures supérieures	Armatures inférieures	Armatures adoptées
4 travées	en appui	-16,69	18,90	2,41	0	2HA14
	en travée	12,01		0	1,63	3HA10
5 travées	en appui	-17,39	19,98	2,54	0	2HA14
	en travée	12,84		0	1,76	3HA10
6 travées	en appui	-17,78	20,88	2,61	0	2HA14
	en travée	12,33		0	1,68	3HA8

d) Ferrailage transversal

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{l,min}; \frac{b}{10}\right) = 6 \text{ mm.}$$

Donc $A_{s,t} = 2\phi 6 = 0,565 \text{ cm}^2$.

L'espacement est :

$$S_t \leq \frac{0,9 \cdot A_{s,t} \cdot f_{su}}{(\tau_b - \tau_0) \cdot b}$$

Avec :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{20,88}{0,04 \cdot 0,19} = 2,75 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_0 = 0,3 \cdot f_{t28} \cdot k = 0,3 \cdot 2,1 \cdot 1 = 0,63 \text{ Mpa}$$

$$S_t \leq 20,9 \text{ cm.}$$

On prend un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

e) Vérification au cisaillement.

La vérification de la contrainte de cisaillement pour une fissuration préjudiciable

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,13 \cdot f_{c28}; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

TabIV.6 Vérification au cisaillement

Type	V_u [kN]	τ_b [Mpa]	$\bar{\tau}$ [Mpa]	vérifications
4 travées	18,90	2,49	3,25	vérifiée
5 travées	19,98	2,63	3,25	vérifiée
6 travées	20,88	2,75	3,25	vérifiée

f) Vérification de la condition de non fragilité.

$$A_s = 1,63 \text{ cm}^2 > A_{s,min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0,073 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

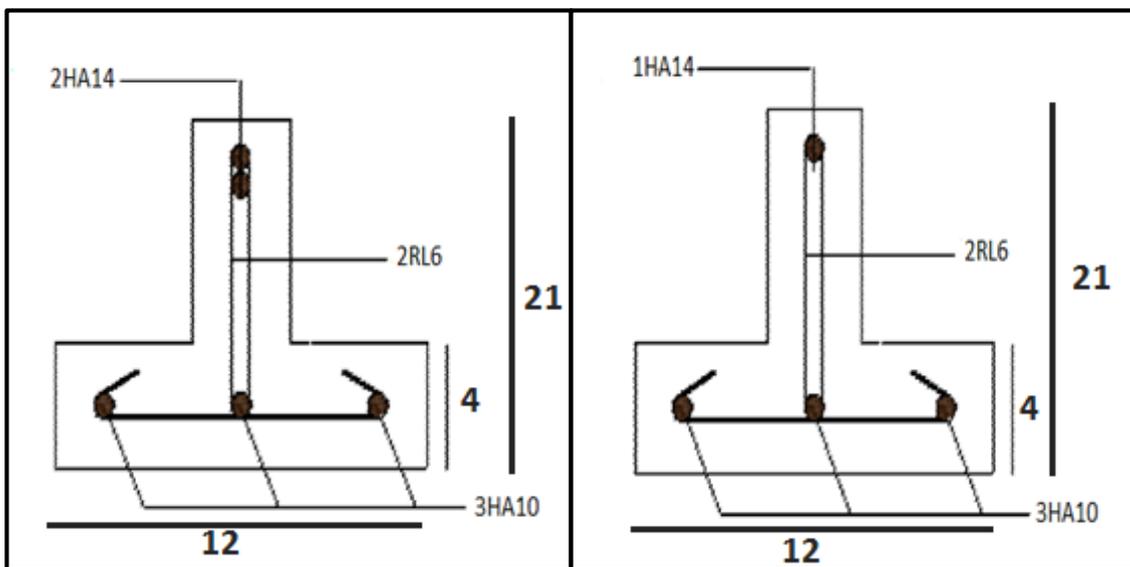


Figure IV.3 Schéma du ferrailage des poutrelles

2.2 Ferrailage de la dalle de compression

D'après le règlement du CBA :

La dalle de compression a une épaisseur de 5 cm, elle est armée par treillis soudé d'un diamètre qui doit respecter les conditions suivantes :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Pour les armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A_s \geq \frac{4 \cdot L}{f_e}$$

Avec :

Chapitre IV : Planchers

L : espacement entre les poutrelles 60cm;

f_e : contrainte limite des aciers 240 MPa.

$A_s \geq 1 \text{ cm}^2$.

On adopte un treillis soudés $\Phi 5$, de nuance FeE240, dont la dimension des mailles est égale à (20 cm x 20 cm).

3. Dalles pleine

Les dalles sont des pièces minces et planes, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan. Dans notre bâtiment on distingue deux types des dalles :

- Dalles appuyées sur 03 cotés ($l_x = 150\text{cm}$; $l_y = 450\text{cm}$) pour balcons.
- Dalles appuyées sur 03 cotés ($l_x = 270 \text{ cm}$; $l_y = 275 \text{ cm}$) pour l'accès à l'ascenseur

3.1 Evaluation des charges

TabIV.7 Evaluation des charges

	Eléments	G[kN/m ²]	Q[kN/m ²]	Combinaisons de Charges à l'ELU	Combinaisons de Charges à l'ELS
Dalle pour balcon	Dalle pleine 15 cm et revêtement	5,36	3,50	12,5	9,10
	Garde-corps	2,50	-	3,40	2,50
Dalle pour l'accès à l'ascenseur	Dalle pleine 15 cm et revêtement	5,36	2,50	11	7,86

3.2 Sollicitations de Calcul

TabIV.8 Sollicitations de Calcul à l'ELU

type	α	μ_x	μ_y	M_{0x}	M_{0y}	M En travée		M En appui[kN]	V[kN]
						M_x [kN.m]	M_y [kN.m]		
Dalle pour balcon	0,33	/	/	/	/	13,45		-9,41	8,04
Dalle pour l'accès à l'ascenseur	0,98	0,039	0,940	8,60	8,08	7,31	6,87	-4,30	9,96

TabIV.9 Sollicitations de Calcul à l'ELS

type	α	μ_x	μ_y	M_{0x}	M_{0y}	M En travée		M En appui[kN]	V[kN]
						M_x [kN.m]	M_y [kN.m]		
Dalle pour balcon	0,33	/	/	/	/	9,78		-5,75	8,04
Dalle pour l'accès à l'ascenseur	0,98	0,044	0,970	2,52	2,45	2,14	2,07	-1,26	9,96

3.3 Calcul du ferrailage

Pour le calcul des armatures, on considère une section rectangulaire de 1m de largeur et de 0,15m de hauteur avec un enrobage d'acier de 2cm.

TabIV.10 ferrailage des dalles pleines

Type de dalle	As en travée		As en appui
	Sens X	Sens Y	
Dalle pour balcon	1,13(5HA6)	4,50(4HA12)	2,66(4HA10)
Dalle pour l'accès à l'ascenseur	1,31(5HA6)	1,23(5HA6)	0,77(4HA6)

CHAPITRE V
ANALYSE DYNAMIQUE

1. Introduction

L'actualité montre que les tremblements de terre entraînent des pertes en vies humaines, la destruction du patrimoine immobilier et des moyens de production. Ils affectent l'activité économique de la région touchée.

Ces effets sont dus principalement à l'effondrement des constructions. Il est donc essentiel de prévenir les dommages sismiques graves en construisant des ouvrages résistant aux séismes.

Et pour cela le **DTR BC2.48** (règles algériennes parasismiques RPA99 version 2003) fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques.

Ces règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques.

Pour les ouvrages courants :

- D'une rigidité et d'une résistance suffisantes pour limiter les dommages non-structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Pour certains ouvrages importants, la protection visée est encore plus sévère puisqu'il faudra que l'ouvrage puisse demeurer opérationnel immédiatement après un séisme majeur.

2. Objectifs de l'étude dynamique

L'objectif de cette étude est la détermination des caractéristiques dynamiques propres, cette étude est très complexe, pour cela on fait appel à des modélisations qui permettent de simplifier le problème pour pouvoir l'analyser.

3. Modélisation

La modélisation est la représentation d'un problème physique possédant un nombre de degrés de liberté infini par un modèle ayant un degré de liberté fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement), donc on cherche le rapprochement le plus possible du comportement réel de la structure.

L'étude de ce bâtiment est basée sur les résultats d'une modélisation en trois dimensions à l'aide du logiciel « Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012 ».

4. Méthodes de calcul

L'analyse dynamique d'une structure se fait à l'aide de trois méthodes :

- Méthode statique équivalente
- Méthode d'analyse modale spectrale
- Analyse dynamique par accélérographes

Pour notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable (la hauteur de notre bâtiment qui est de 41.10m, dépasse la limite des 23m fixée par le RPA), et pour la méthode d'analyse dynamique par accélérographes n'est pas utilisée, car elle nécessite l'intervention d'un personnel qualifié et spécialisé dans ce domaine, donc on opte pour l'utilisation de la méthode spectrale modale.

5. Méthode d'analyse modale spectrale

5.1 Principe

Le principe de cette méthode 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.

5.2 Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_1 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5 (1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \end{cases}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (zone III, groupe d'usage 2 (A = 0,25))

R : coefficient de comportement de la structure. (voiles porteur, R = 3,5)

Chapitre V : Analyse dynamique

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (site meuble, S3). ($T_1 = 0,15, T_2 = 0,50$).

Q : facteur de qualité de la structure. ($Q = 1,10$)

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique. ($\xi = 10\%$)

η : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule ($\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0,58$)

TabV.1 Valeurs du spectre de réponse

T[s]	$\frac{S_a}{g}$	T[s]	$\frac{S_a}{g}$	T[s]	$\frac{S_a}{g}$
0	0.313	1.7	0.130	3.4	0.073
0.1	0.261	1.8	0.126	3.5	0.069
0.2	0.278	1.9	0.121	3.6	0.066
0.3	0.278	2.0	0.117	3.7	0.063
0.4	0.278	2.1	0.113	3.8	0.060
0.5	0.278	2.2	0.110	3.9	0.058
0.6	0.278	2.3	0.107	4.0	0.055
0.7	0.278	2.4	0.104	4.1	0.053
0.8	0.216	2.5	0.101	4.2	0.051
0.9	0.199	2.6	0.098	4.3	0.049
1.0	0.186	2.7	0.096	4.4	0.047
1.1	0.174	2.8	0.094	4.5	0.045
1.2	0.165	2.9	0.091	4.6	0.044
1.3	0.156	3.0	0.089	4.7	0.042
1.4	0.148	3.1	0.085	4.8	0.041
1.5	0.142	3.2	0.082	4.9	0.039
1.6	0.136	3.3	0.076	5.0	0.038

5.3 Nombre de modes à considérer

Le nombre de modes de vibration à considérer doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit au moins égale à 90% de la masse totale de la structure ;
- Ou que toutes les modes retenues aient une masse modale effective supérieure à 5% de la masse total.

Le minimum de modes à retenir est de 3 ;

Dans le cas où les conditions citées ci-dessus ne sont pas observées, le nombre de modes à considérer est donné par l'inégalité suivante :

$$K \geq 3\sqrt{N} ; \text{ et } T_K \leq 0,20s$$

Avec :

N : nombre de niveaux au-dessus du sol.

T_K : Période du mode K.

Pour notre structure de 10 niveaux au-dessus du sol le nombre de modes de vibrations à considérer doit être au moins de **10 modes**.

5.4 Combinaisons des réponses modales

❖ Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j et d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport :

$$r = \frac{T_i}{T_j} ; \text{ avec } T_i \leq T_j \text{ Vérifie la relation : } r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i + \xi_j}}$$

- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

❖ Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=1}^k E_i^2}$$

Avec :

E : Effet de l'action sismique considérée ;

E_i : Valeur modale de E selon le mode i ;

K : Nombre de modes retenus.

6. Résultats de la modélisation par le logiciel Autodesk Robot

L'analyse modale de la structure par le logiciel Autodesk Robot nous fournit les résultats suivants :

6.1 Caractéristiques du bâtiment

TabV.2 Caractéristiques géométriques du bâtiment

Niveau	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité accidentelle		Excentricité théorique	
	X _M [m]	Y _M [m]	X _T [m]	Y _T [m]	e _x [m]	e _y [m]	e _{xt} [m]	e _{yt} [m]
-5,60 à -2,80	14,69	13,85	12,27	13,63	2,42	0,22	1,42	1,35
-2,80 à 0,00	14,66	13,85	12,27	13,63	2,39	0,22	1,42	1,35
0,00 à +3,50	13,77	14,97	14,77	15,78	1,00	0,81	1,42	1,35
+3,50 à +6,70	13,77	14,96	14,77	15,78	1,00	0,82	1,42	1,35
+6,70 à +9,90	13,77	14,96	14,77	15,78	1,00	0,82	1,42	1,35
+9,90 à +13,10	13,80	14,97	14,78	15,78	0,98	0,81	1,42	1,35
+13,10 à +16,30	13,80	14,97	14,78	15,78	0,98	0,81	1,42	1,35
+16,30 à +19,50	13,80	14,97	14,78	15,78	0,98	0,81	1,42	1,35
+19,50 à +22,70	13,83	15,04	14,79	15,79	0,95	0,75	1,42	1,35
+22,70 à +25,90	13,93	15,54	14,79	15,79	0,86	0,25	1,42	1,15
+25,90 à +29,10	14,09	15,60	14,79	15,79	0,70	0,19	1,42	1,15
+29,10 à +32,30	14,50	14,50	14,79	13,63	0,29	1,29	1,42	1,15
+32,30 à +35,50	15,32	12,98	15,46	13,49	0,15	0,51	1,22	0,40

TabV.3 Périodes et participation des masses modales effectives

Modes	Périodes [s]	% de la masse modale suivant X	% de la masse modale suivant Y	% Cumulé de la masse modale suivant X	% Cumulé de la masse modale suivant Y
1	0,83	53,27	1,97	53,27	1,97
2	0,75	2,02	54,25	55,29	56,22
3	0,55	0,11	0,73	55,39	56,95
4	0,21	8,96	9,35	64,36	66,31
5	0,20	9,01	9,41	73,37	75,72
6	0,14	0,17	0,01	73,54	75,72
7	0,12	0,00	0,08	73,54	75,81
8	0,12	0,15	6,25	73,69	82,06
9	0,11	0,02	0,17	73,71	82,23
10	0,11	0,00	0,39	73,71	82,62
11	0,11	0,00	0,01	73,71	82,62
12	0,10	1,52	0,02	75,23	82,64
13	0,10	4,50	0,06	79,74	82,70
14	0,10	0,47	0,00	80,21	82,70
15	0,10	0,41	0,01	80,61	82,71

Remarque :

- La période fondamentale est : 0,83 s
- Le premier mode est une translation selon xx, le 2^{ème} est une translation selon yy, et le 3^{ème} est une rotation selon z.



Figure V.1 La déformée pour les 3 premier modes

7. Vérification

7.1 Vérification de la période fondamentale de la structure

D'après le RPA99 version 2003, la période numérique doit être vérifiée la relation suivante :

$$T_{\text{numérique}} \leq 1,30 \cdot T_{\text{empirique}}$$

- ❖ $T_{\text{numérique}} = 0,83 \text{ sec.}$
- ❖ $T_{\text{empirique}} = \min \left\{ C_T \cdot h_N^{3/4} ; \frac{0,09 \cdot h_N}{\sqrt{D}} \right\}$

Avec :

- h_N : hauteur mesurée en metre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. ($h_N = 41.10 \text{ m}$)
- C_T : Coefficient, fonction du type de contreventement, du type de remplissage [Tab4.6 RPA99/2003]. (0,050)
- D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. ($D_x = 28,35\text{m}$; $D_y = 26,96\text{m}$)

Donc on a : $T_{\text{empirique}} = \min \{0,81; 0,70 ; 0,71\} = 0,70 \text{ s.}$

1,30. $T_{\text{empirique}} = 0,91 \text{ sec.}$

Donc la condition est vérifiée.

7.2 Vérification de la résultante de la force sismique

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

Si non, on doit augmenter tous les paramètres de réponse (force, déplacements, moments,...) dans le rapport de $0,8 \cdot \frac{V}{V_t}$. [Article 4.3.6 du RPA99version2003]

Calcul de la résultante des forces sismiques V par la méthode statique équivalente :

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

TabV.4 Résultante de la force sismique à la base par la méthode statique équivalente

A	Q	T[s]	D	R	W [kN]	V_{xt} [kN]	V_{yt} [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]
0,25	1,10	0,83	1,57	3,5	114315,48	13584,97	11451,05	14101,63	14137,10

TabV.5 Vérification de la résultante de force sismique

Sens	V [kN]	V_t [kN]	$\frac{V_t}{V}$	Vérifications
X	14101,63	13584,97	0,96	Vérifiée
Y	14137,10	11451,05	0,81	Vérifiée

7.3 Vérification au renversement

Pour que le bâtiment soit stable au renversement, on doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,50$$

Avec :

- M_S : Moment stabilisant ; $M_S = W \cdot \frac{L}{2}$
- M_R : Moment de renversement obtenu à partir des résultats de l'analyse avec le logiciel robot.

TabV.6 Vérification de la stabilité au renversement

Sens	$\frac{L}{2}$	M_S [MN.m]	M_R [MN.m]	$\frac{M_S}{M_R}$	Vérifications
X	14,18	1620,99	458,20	3,54	Vérifiée
Y	13,48	1655,29	399,10	4,15	Vérifiée

7.4 Justification vis-à-vis des déformations

D'après le RPA99 version 2003, article 5.10 les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres étages adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage au plus.

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

Avec :

- R : Coefficient de comportement (R = 3,5)
- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i

Déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égale a :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

TabV.7 justifications vis a vis des déformations

Niveau	δ_x	δ_y	Δ_x	Δ_y	1%.h _e [cm]	Vérifications
+35,50	15,11	13,18	1,75	1,52	3,20	Vérifiée
+32,30	13,36	11,67	1,52	1,34	3,20	Vérifiée
+29,10	11,84	10,33	1,55	1,32	3,20	Vérifiée
+25,90	10,30	9,01	1,53	1,34	3,20	Vérifiée
+22,70	8,77	7,67	1,54	1,30	3,20	Vérifiée
+19,50	7,22	6,36	1,47	1,24	3,20	Vérifiée
+16,30	5,75	5,13	1,40	1,18	3,20	Vérifiée
+13,10	4,35	3,95	1,27	1,09	3,20	Vérifiée
+09,90	3,08	2,86	1,10	0,95	3,20	Vérifiée
+06,70	1,99	1,90	0,92	0,81	3,20	Vérifiée
+03,50	1,07	1,09	0,75	0,65	3,50	Vérifiée
+00,00	0,33	0,44	0,23	0,29	2,80	Vérifiée
-02,80	0,10	0,14	0,10	0,14	2,80	Vérifiée

7.5 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Selon le RPA 99 version 2003 les effets (P-Δ) peuvent être négligés dans les cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.
- Si $\theta_k > 0,2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Chapitre V : Analyse dynamique

TabV.8 Armatures longitudinales des poteaux selon les Recommandation du l'RPA

Niveau	h_k [cm]	P_k [MN]	Sens X			Sens Y		
			Δ_k	V_k	θ_k	Δ_k	V_k	θ_k
+35,50	320	2,98	1,75	1,00	0,016	1,52	1	0,014
+32,30	320	9,84	1,52	2,69	0,017	1,34	2,79	0,015
+29,10	320	17,77	1,55	4,25	0,020	1,32	4,45	0,016
+25,90	320	25,84	1,53	5,67	0,021	1,34	5,95	0,018
+22,70	320	34,17	1,54	7,06	0,023	1,30	7,04	0,019
+19,50	320	43,08	1,47	8,43	0,021	1,24	8,84	0,018
+16,30	320	51,99	1,40	9,74	0,023	1,18	10,20	0,019
+13,10	320	60,89	1,27	11,04	0,022	1,09	11,53	0,018
+09,90	320	70,47	1,10	12,36	0,019	0,95	12,90	0,016
+06,70	320	80,04	0,92	13,53	0,017	0,81	14,13	0,014
+03,50	350	89,34	0,75	14,38	0,013	0,65	15,05	0,011
+00,00	280	100,78	0,23	14,83	0,005	0,29	15,64	0,007
-02,80	280	112,58	0,10	14,99	0,002	0,14	15,82	0,003

Remarque : d'après les résultats obtenus l'effets (P- Δ) est négligé.

CHAPITRE VI
FERRAILAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

1. Introduction

Après avoir calculé les sollicitations auxquelles sont soumis les différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles) de notre ouvrage, nous pouvons calculer le ferrailage de ses éléments pour assurer leur résistance, ductilité, et la stabilité.

Le calcul de ferrailage s'effectuera selon les règles de calcul du béton armé CBA 93, RPA 99 versions 2003, et le BAEL 91.

2. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Le ferrailage des poteaux sera calculé sous l'effet des sollicitations les plus défavorable suivantes :

$$\begin{cases} N_{max} \rightarrow M_{correspondant} \\ M_{max} \rightarrow N_{correspondant} \\ N_{min} \rightarrow M_{correspondant} \end{cases}$$

2.1 Combinaisons des charges

- Selon le BAEL 91 : $\begin{cases} \text{ELU: } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS: } G + Q \end{cases}$
- Selon le R.P.A 99 version 2003 : $\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$

2.2 Armatures longitudinales

2.2.1 Recommandation de l'RPA 99 Version 2003

Selon l'RPA99 version 2003 (article 7.4.2.1), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

- $A_{max} = b. h. 4\%$ (en zone courante).
- $A_{max} = b. h. 6\%$ (en zone recouvrement).
- $A_{min} = b. h. 0,9\%$.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50 \Phi_L$.
- La distance maximale entre les barres dans une surface du poteau est de 20cm.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

TabVI.1 Armatures longitudinales des poteaux selon les Recommandation de l'RPA

Poteaux	$A_{s,max}$ [cm ²]		$A_{s,min}$ [cm ²]
	Zone courante	Zone recouvrement	
70x70	196	294	44,10
60x60	144	216	32,40
50x50	100	150	22,50
40x40	64	96	14,40
30x30	36	54	8,10

2.2.2 Sollicitations (donnés par le robot)

TabVI.2 Sollicitations pour le cas de charge $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$

Niveau	Poteaux	N_{max} [kN]	$M_{correspondant}$ [kN.m]	V_{max} [kN]
Sous-sol1+2	70x70	6439,99	376,43	21,77
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	60x60	4674,32	143,45	22,29
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	50x50	2275,03	38,66	22,99
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	40x40	896,61	63,12	58,73
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étages	30x30	369,21	56,57	28,72

TabVI.3 Sollicitations pour le cas de charge $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$

Niveau	Poteaux	M_{max} [kN.m]	$N_{correspondant}$ [kN]	V_{max} [kN]
Sous-sol1+2	70x70	376,43	6439,99	21,77
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	60x60	219,85	3364,25	13,15
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	50x50	209,56	882,93	60,06
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	40x40	169,59	430,09	51,71
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étages	30x30	70,61	290,48	23,92

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

TabVI.4 Sollicitations pour le cas de charge $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$

Niveau	Poteaux	N_{min} [kN]	$M_{correspondant}$ [kN.m]	V_{max} [kN]
Sous-sol (1+2)	70x70	75,55	43,26	77,51
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	60x60	602,75	59,70	16,40
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	50x50	246,71	65,09	35,95
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	40x40	66,26	11,35	26,02
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étages	30x30	19,13	3,80	20,21

2.2.3 Section d'armature longitudinale

TabVI.5 Section d'armature longitudinale

Poteaux	N	M	A_s [cm ²]	A_{sc} [cm ²]	A_{min}	Choix des armatures	A adopté
70x70	6439,99	376,43	10,13	0	44,10	8HA25 + 4HA20	51,81
	6439,99	376,43	10,13	0			
	75,55	43,26	1,80	0			
60x60	4674,32	143,45	2,48	0	32,40	8HA20 + 4HA16	33,16
	3364,25	219,85	0	0			
	602,75	59,70	0	0			
50x50	2275,03	38,66	0	0	22,50	12HA16	24,11
	882,93	209,56	3,15	0			
	246,71	65,09	0,42	0			
40x40	896,61	63,12	0	0	14,40	8HA16	16,09
	430,09	169,59	9	0			
	66,96	11,35	0	0			
30x30	369,24	56,57	2,42	0	8,10	4HA14+4HA12	10,67
	290,48	70,61	4,93	0			
	19,13	3,08	0,02	0			

2.3 Vérification de la condition de non-fragilité :

$$A_{s,min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

TabVI.6 Vérification de la condition de non-fragilité

Niveau	Poteaux	$A_{s,min}$ [cm ²]	A_s [cm ²]	Vérifications
Sous-sol (1+2)	70x70	4,53	44,10	Vérifiée
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	60x60	3,30	32,40	Vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	50x50	2,27	22,50	Vérifiée
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	40x40	1,42	14,40	Vérifiée

9 ^{ème} et 10 ^{ème} étages	30x30	0,78	8,10	Vérifiée
--	-------	------	------	----------

2.4 Armatures transversals

2.4.1 Recommandation du RPA 99 Version 2003

Selon l'RPA99 version 2003 (article 7.4.2.2), les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_i \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_i : Hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de d'armatures transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

t : Espacement des armatures transversales.

$$t = \begin{cases} 10 & \text{en zone nodale} \\ 15 & \text{en zone courante} \end{cases}$$

$$\rho_a = \begin{cases} 2,50 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

l_f : longueur de flambement du poteau.

a, b : dimensions de la section droite du poteau.

3. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Les Conditions à vérifiées sont :

$$\begin{cases} \tau < \tau_{bu} \\ \tau < \bar{\tau} \end{cases}$$

- $\tau = \frac{V_u}{b \cdot d}$
- $\tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$
- $\bar{\tau} = \min(0,13f_{c28}; 4Mpa)$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g > 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

❖ La quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suit:

$$A_{min} = \begin{cases} 0,3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpoler entre les valeurs limites précédentes} & \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

TabVI.7 Vérification de la contrainte de cisaillement

Niveau	poteaux	V _u [kN]	λ _g	ρ _d	T [Mpa]	τ _{bu} [Mpa]	τ̄ [Mpa]	vérification s
Sous-sol (1+2)	70x70	77,51	4	0,040	0,165	1	3,25	Vérifiée
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	60x60	22,29	5,83	0,075	0,065	1,875	3,25	Vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	50x50	60,06	6,40	0,075	0,225	1,875	3,25	Vérifiée
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	40x40	58,73	8	0,075	0,397	1,875	3,25	Vérifiée
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étages	30x30	28,72	10,67	0,075	0,354	1,875	3,25	Vérifiée

TabVI.8 Armatures transversales

poteaux	V _u [kN]	P _a	h [cm]	f _e [Mpa]	A _t x10 ⁻³ [cm ²]		A _{t,min} [cm ²]		A _{t,adoptée}
					Zone nodale	Zone courante	Zone nodale	Zone courante	
70x70	77,51	3,75	70	500	0,080	0,120	3,85	5,77	8HA10 (3 cadres HA10)
60x60	22,29	2,50	60		0,018	0,030	1,80	2,70	4HA10 (2 cadres HA10)
50x50	60,06	2,50	50		0,060	0,040	1,50	2,25	4HA10 (2 cadres HA10)
40x40	58,73	2,50	40		0,073	0,049	1,20	1,80	4HA8 (2 cadres HA8)
30x30	28,72	2,50	30		0,048	0,032	0,90	1,35	4HA8 (2 cadres HA8)

2.5 Vérification aux ELS

Les résultats obtenus sont répertoriés dans le tableau suivant :

TabVI.9 Vérification aux ELS

Poteaux	N_{ser} [kN]	M_{ser} [kN.m]	σ_b [Mpa]	σ_s [Mpa]	$\sigma_{b,adm}$ [Mpa]	$\sigma_{s,adm}$ [Mpa]	Vérification
70x70	2025,05	3,71	4,30	58	15	333,33	Vérifiée
60x60	1608,19	3,23	3,42	46			Vérifiée
50x50	1098,11	5,32	2,39	30,70			Vérifiée
40x40	650,48	3,61	1,42	18,10			Vérifiée
30x30	248,54	4,41	0,60	6,22			Vérifiée

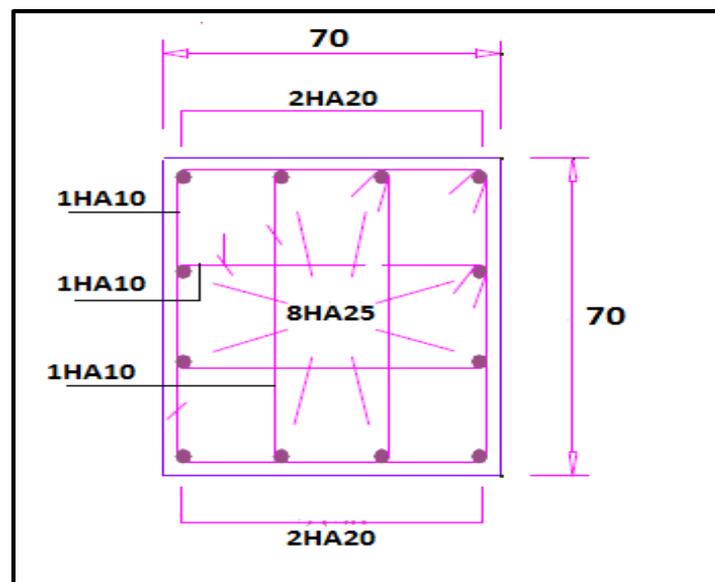


Figure VI.1 Schéma de ferrailage des poteaux du sous-sol

3 Ferrailage des poutres

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

3.1 Combinaisons des charges

- Selon le BAEL 91 : $\begin{cases} \text{ELU: } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS: } G + Q \end{cases}$
- Selon le R.P.A 99 version 2003 : $\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$

3.2 Armatures longitudinales

3.2.1 Recommandation du l'RPA 99 Version 2003

Selon le RPA99 version 2003 (article 7.5.2.1), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre est de 0,5% en tout section.
 - Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
 - La longueur minimal de recouvrement est de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres /nœuds.
- La longueur minimal de recouvrement est de $50\Phi_L$ (zone III).
 - Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

TabVI.10 Armatures longitudinales des poutres selon les Recommandation du RPA

Section de la poutre	$A_{s,max}[cm^2]$		$A_{s,min}[cm^2]$
	Zone courante	Zone de recouvrement	
45x30	54	81	6,75
40x25	40	60	5

TabVI.11 Armatures longitudinales des poutres selon les sollicitations de calcul

Dimensions de la section	En travée		Sur appuis		$A_{s,min}[cm^2]$	$A_{s,adoptée}[cm^2]$
	M [kN.m]	$A_s [cm^2]$	M [kN.m]	$A_s [cm^2]$		
45x30	202,48	14,23	-241,70	18,08	6,75	6HA20
40x25	153,82	14,70	-161,20	15,31	5	4HA20+2HA16

3.2.2 Vérification de la condition de non-fragilité

- Poutres 45x30 : $A_{s,min} \geq \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = 1,30 cm^2 \rightarrow$ vérifiée

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

- Poutres 40x25 : $A_{s,min} \geq \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = 0,97 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$

3.3 Armatures transversales

D'après l'article 7.5.2.2 du RPA99/2003, les armatures transversales des poutres sont calculées avec la relation suivante :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

Avec l'espacement maximal entre les armatures transversales est :

- $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l,min}\right)$ en zone nodale.
- $S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement.

TabVI.13 Armatures transversales des poutres

La section de la poutre	S _t [cm]		A _t [cm ²]		A _{t,adoptée} [cm ²]
	Zone nodale	Zone courante	Zone nodale	Zone courante	
45x30	10	20	0,9	1,8	4HA10
40x25	10	20	0,75	1,5	4HA10

3.3.1 Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau = \frac{V_{max}}{b \cdot d} < \min(0,13x f_{c28} ; 4MPa)$$

TabVI.12 Vérification de la contrainte de cisaillement

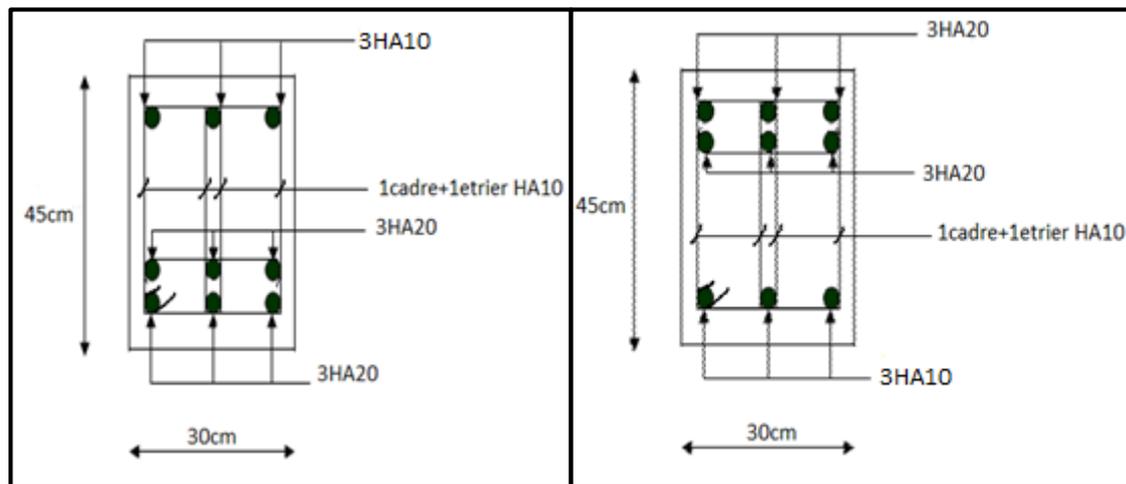
poutres	V _u	τ	τ̄	vérifications
45x30	180,77	0,92	3,25	vérifiée
40x25	58,58	0,63	3,25	vérifiée

3.3.2 Vérification aux ELS

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée non préjudiciable, alors On doit juste faire une vérification à l'état limite de déformation du béton en compression.

TabVI.13 Vérification à l'ELS des poutres

Dimensions des poutres [cm ²]	En travée		Sur appuis		σ̄ _{bc} [MPa]
	M _{ser} [kN.m]	σ _{bc} [MPa]	M _{ser} [kN.m]	σ _{bc} [MPa]	
45x30	47,43	2,77	-87,95	5,13	15
40x25	37,54	3,75	-67,58	6,54	



En travée

En appui

Figure VI.2 Ferrailages des poutres principales

4. Ferrailage des voiles

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et des forces horizontales dues au séisme. Les voiles sont soumis à un moment fléchissant et un effort tranchant provoqués par l'action du séisme, ainsi qu'un effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, et d'exploitations.

4.1 Combinaisons des charges

Selon le BAEL 91 :

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G + Q$

Selon le RPA 99 révisé 2003 :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

4.2 Identification des voiles

Notre structure comporte des voiles pleins et des voiles avec une seule file d'ouverture

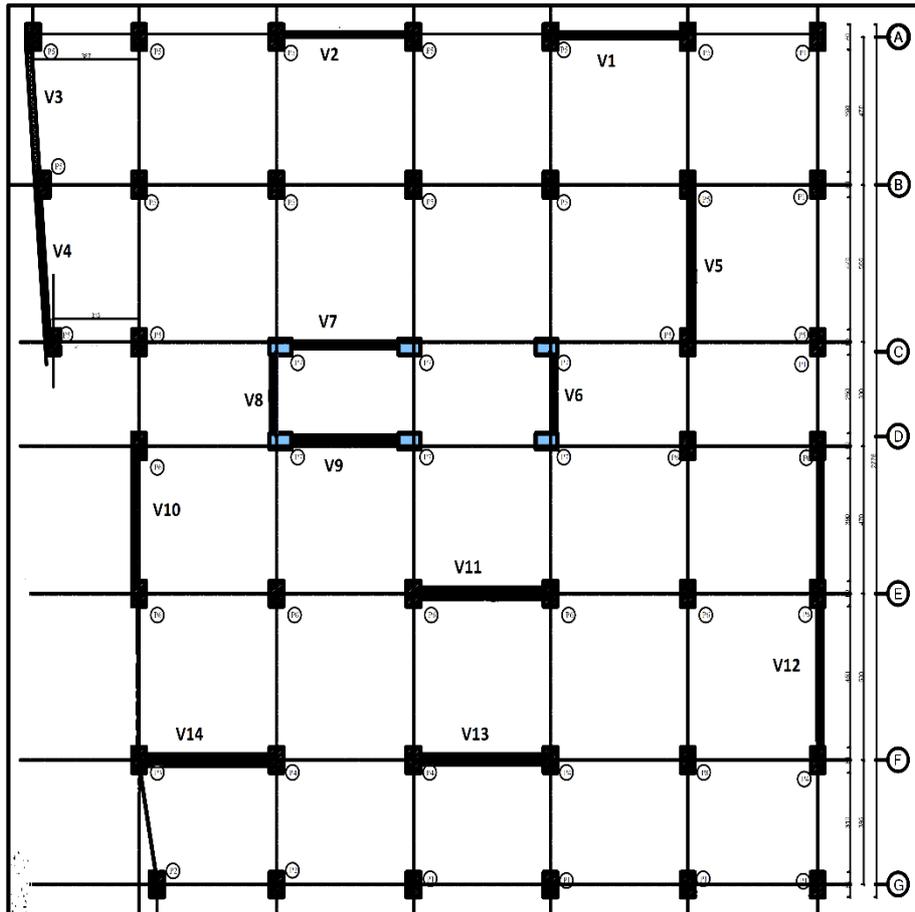


Figure VI.3 Disposition des voiles

4.3 Voiles pleins et trumeaux

Le calcul des armatures se fait par la méthode des contraintes avec une vérification suivant le (RPA99 version 2003) sous les efforts (N, M) les plus défavorables.

- Pour le ferrailage : $0.8 G \pm E$.
- Pour la vérification : $G + Q \pm E$

4.3.1 Ferrailage vertical

On utilisé la méthode de Navier :

$$\sigma_{min,max} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.v}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section transversale du voile.

v : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée, ($v=l/2$).

I : moment d'inertie.

On distingue trois cas :

❖ **1^{er} cas** : La section du voile est entièrement comprimée ($\sigma_1, \sigma_2) > 0$

La zone courante du voile est ferrillée avec le minimum préconisé par le RPA99/2003 ($A_{v,min} = 0,20\% \times e \times L$).

❖ **2^{ème} cas** : La section est partiellement

comprimée (σ_1, σ_2) *sont de signes opposés*

Le calcul sera effectué par la méthode des bandes, cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) pour des bandes de largeur d. Si les charges varient le long d'un mur, les calculs s'effectuent par bandes de mur en prenant pour effort normal N la valeur moyenne dans chaque bande considérée. La largeur d de chaque bande est alors choisie en sorte que : (d) est déterminée par : $d = \min\left(\frac{h}{2}; \frac{2l_c}{3}\right)$

Avec :

l_c : longueur de la zone comprimée.

h : Hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

l_t : longueur de la zone tendue

$$l_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} l$$

$$l_t = l - l_c$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min} \cdot (l_t - d)}{l_t}$$

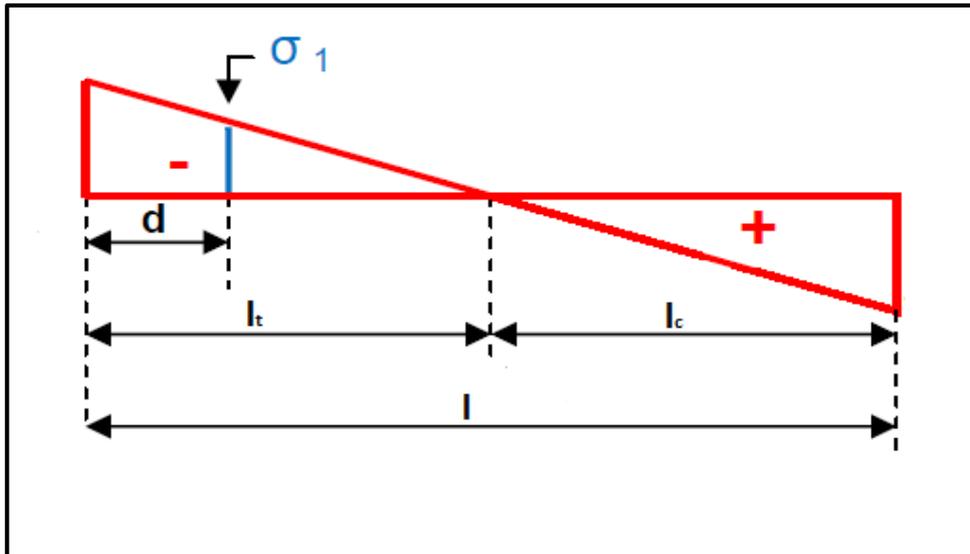


Figure VI.4 Diagramme d'une section partiellement comprimée

❖ Sollicitations de la bande :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_1}{A_1} \pm \frac{M_1}{I_1} \cdot V_1 \quad \text{avec:} \quad \begin{cases} A_1 = a \cdot d \\ I_1 = \frac{a \cdot d^3}{12} \\ V_1 = \frac{d}{2} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} N_1 = (\sigma_1 + \sigma_{\min}) \cdot a \cdot \frac{d}{2} \\ M_1 = (\sigma_1 - \sigma_{\min}) \cdot \frac{I_1}{2 \cdot V_1} \end{cases}$$

❖ Ferrailage de la bande :

$$A_v = A_1 + A_2 \quad \text{avec:} \quad \begin{cases} A_1 = \frac{N_1 \cdot e_2}{(e_1 + e_2) \cdot f_e} \\ A_2 = \frac{N_1 \cdot e_1}{(e_1 + e_2) \cdot f_e} \end{cases}$$

$$\text{Avec:} \quad \begin{cases} e_0 = \frac{M_1}{N_1} \\ e_1 = v_1 - d_1 - e_0 \\ e_2 = v_2 - d_2 + e_0 \end{cases}$$

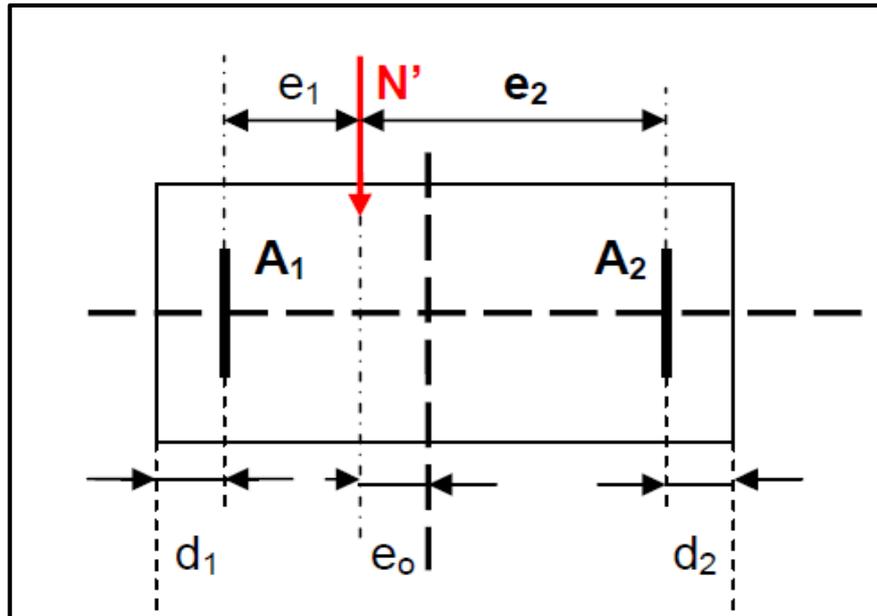


Figure VI.5 Section du voile partiellement comprimée

❖ 3^{ème} cas : La section du voile est entièrement tendue ($\sigma_1, \sigma_2 < 0$)

Le voile est ferrailé avec la section d'armatures verticales : $A_v = \frac{F_t}{f_e}$

Avec : $F_t = \frac{(\sigma_1 + \sigma_{max}) \cdot d \cdot a}{2}$

4.3.2 Armatures horizontales

D'après le RPA99 version 2003, Les armatures horizontales doivent reprendre les efforts de cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot V_{u,calcul}}{b_0 \cdot d}$$

- b_0 : épaisseur du voile. $b_0 = 20$ cm
- d = hauteur utile (0,9.h).
- h : hauteur totale de la section brute. Tel que $h = 3,50$ m.
- τ_b : contrainte admissible du béton.

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales minimal recommandé par le RPA99 version 2003 est :

- $A_{min} = 0,15\% \cdot e \cdot l \rightarrow$ globalement dans la section du voile

- $A_{min} = 0,10\% . e . l \rightarrow$ En zone courante

❖ **Espacement :**

D'après l'article 7.7.4.3, le RPA99 version 2003 :

- En zone courante $S_t \leq \min(1,5 . e; 30cm)$
- En zone d'about $\left(\frac{l}{10}\right) : S_t = \frac{S_t}{2}$

4.4 Exemple de calcul d'un voile avec une file d'ouverture

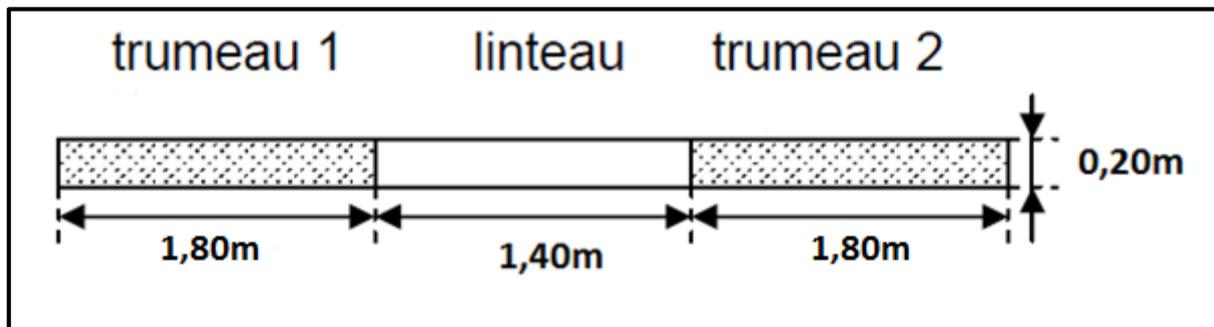


Figure VI.6 Caractéristiques géométriques du voile

4.4.1 Calcul du trumeau

Compte tenu de la symétrie du voile, on dimensionnera le trumeau 1, et le ferrailage obtenu sera utilisé pour le trumeau 2.

❖ **Sollicitations de calcul :**

TabVI.14 Sollicitations dans le trumeau

L[m]	a[m]	I[m ⁴]	A[m ²]	v[m]	N[kN]	M[N.m]	σ_{min} [Mpa]	σ_{max} [Mpa]
1,80	0,20	0,097	0,36	0,90	498,82	588,66	6,83	-4,07

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

Remarque : $(\sigma_{max}, \sigma_{min})$ sont de signes opposés donc La section est partiellement comprimée

TabVI.15 Caractéristiques et sollicitations de la bande de calcul

l_c [m]	l_t [m]	d [m]	V_1 [m]	I_1 [m ⁴]	d_1 [cm]	d_2 [cm]	A_1 [m ²]	σ_1 [Mpa]	N_1 [kN]	M_1 [kN.m]
1,24	0,56	0,83	0,415	0,009	3	3	0,166	-1,96	500,49	22,78

❖ **Armatures verticales :**

TabVI.16 Ferrailage vertical du trumeau

e_0 [m]	e_1 [m]	e_2 [m]	A_1 [cm ²]	A_2 [cm ²]	A_v [cm ²]	$A_{v,min}$ [cm ²]	A_v [cm ² /face/ml]	$A_{v,adoptée}$
0,045	0,34	0,43	5,58	4,41	10	5,4	6,02	6HA12

❖ **Armatures horizontales :**

L'effort tranchant sollicitant le trumeau est : $V = 469,99$ kN.

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot V}{b \cdot d} = \frac{657,98}{1,8 \cdot 1,62} = 0,225 \text{ Mpa} < 0,2 \cdot 25 = 5 \text{ Mpa}$$

→ Le béton peut reprendre l'effort de cisaillement

$$A_{h,min} > 0,15\% \cdot e \cdot l = 20 \times 180 \times 0,0015 = 5,40 \text{ cm}^2 \rightarrow A_h = 1,50 \text{ cm}^2 / \text{face/ml.}$$

$$A_{adoptée} = 4HA8 / \text{face/ml.}$$

❖ **Espacement :**

- En zone courante : $S_t \leq \min(1,5 \cdot e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$
- En zone d'about $\left(\frac{180}{10} = 18 \text{ cm}\right) : S_t = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm.}$

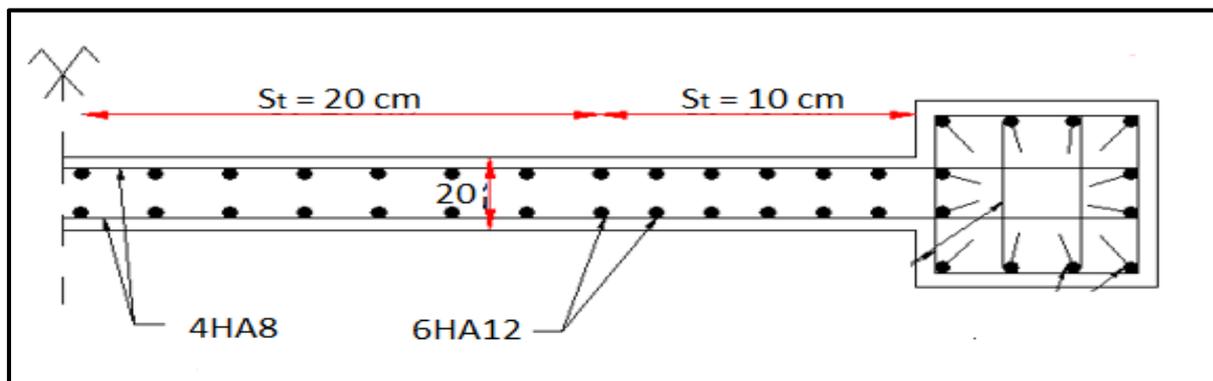


Figure VI.7 Schéma de ferrailage du trumeau

4.4.2 Calcul du linteau

a) Premier cas : $\tau_b \leq 0,06x f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V) On devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
- des aciers transversaux (A_t)
- des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c)

b) Deuxième cas : $\tau_b \geq 0,06x f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

❖ Sollicitations de calcul

Les linteaux sont calculés sous la combinaison d'action ($G + Q + E$).

TabVI.17 Sollicitations agissant sur le linteau

b_0 [cm]	h [cm]	l [cm]	d_1 [cm]	d_2 [cm]	M [kN.m]	V [kN]
20	100	140	3	3	550,76	528,42

❖ Contrainte de cisaillement dans le linteau

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot V}{b_0 \cdot d} = \frac{739,79}{0,2 \cdot 1,26} = 2,93 \text{ Mpa} > 0,06 \cdot f_{c28} = 1,5 \text{ Mpa.}$$

Donc en est dans le deuxième cas.

❖ Armatures longitudinales

$$A_l = A'_l \geq 0,15\% \cdot b \cdot h = 0,15\% \cdot 20 \cdot 100 = 3 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } 2HA14$$

❖ Armatures transversales

$$\tau_b > 0,025 \cdot f_{c28} = 0,625 \text{ Mpa} \rightarrow A_t = 0,25\% \cdot b \cdot t$$

Esacement minimal, $t = \frac{h}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

$$A_t = 0,25\% \cdot b \cdot t = 0,0025 \cdot 20 \cdot 25 = 1,25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } 2\text{HA}10 \text{ (1cadre } \varnothing 10)$$

❖ Armatures diagonales

Le calcul des armatures diagonales A_D se fait suivant la formule suivante :

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \sin \alpha} \text{ avec: } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{100 - 2 \cdot 3}{140} = 0,235 \rightarrow \alpha = 33,88^\circ$$

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \sin \alpha} = \frac{0,528}{2 \cdot 500 \cdot 0,557} = 9,5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } 8\text{HA}14$$

❖ Armatures de peau

$$A_c \geq 0,0020 \cdot b \cdot h = 0,0020 \cdot 20 \cdot 100 = 4 \text{ cm}^2 / \text{face} \rightarrow \text{on prend } 4\text{HA}12 / \text{face}$$

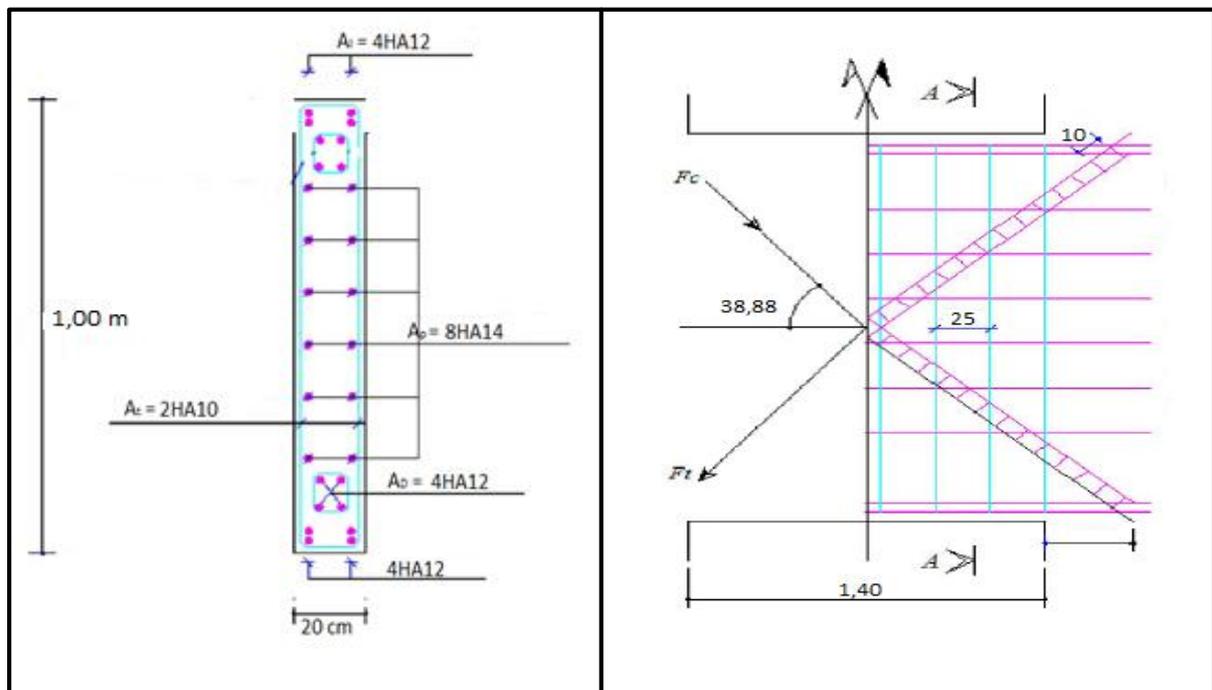


Figure VI.8 Schéma de ferrailage du linteau

CHAPITRE VII
ETUDE DES FONDATIONS

1. Introduction

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, poutres murs, voiles). Cette transmission peut-être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieu).

2. Etude des fondations

2.1 Combinaisons de charges

Selon le RPA99 version 2003, les combinaisons de charges qu'il faut considérer pour le dimensionnement des fondations sont :

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

2.2 Réactions à la base de la structure

TabVII.1 Réactions à la base de la structure

Combinaisons	Effort Normal [kN]	Moment M_x [kN.m]	Moment M_y [kN.m]
G + Q + E	78429,50	458201,30	333155,38
0,8G ± E	57096,44	436445,98	399102,62

2.3 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend :

- Du type d'ouvrage construire.
- De La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Le sol d'assise a une bonne capacité portante à **4m** de profondeur, (après les 5,60 m de sous sol), on va donc choisir des fondations superficielles, on aura donc les possibilités suivantes :

- Semelles filantes.
- Radier général.

Pour choisir le type de fondation approprié on doit vérifier la surface totale nécessaire pour la semelle.

La surface totale nécessaire est :

$$S_{néc} = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{78429,50}{200} = 392,15 \text{ m}^2.$$

La surface à la base du bâtiment : $S_{bat} = 692,78 \text{ m}^2$.

$$\frac{S_{néc}}{S_{bat}} = \frac{392,15}{692,78} = 0,57 > 0,50$$

Donc le choix des semelles isolées comme type de fondation n'est pas justifié. Pour cela on opte pour l'utilisation du radier général.

2.4 Etude du radier général

2.4.1 Caractéristique géométrique du radier

La surface du radier est composée de la surface totale du bâtiment plus un débord de 1 m choisi de façon à rapprocher le centre de masses du radier du centre de masses du bâtiment (point d'application de l'effort normal) pour éviter les tassements différentiels.

$$S_{radier} = S_{batiment} + 1 \times l_{périphérique}$$

TabVII.2 Caractéristique géométrique du radier

l _{périphérique} [m]	S _{batiment} [m ²]	S _{radier} [m ²]	Centre de gravité		Moments d'inertie	
			X _G [m]	Y _G [m]	I _x [m ⁴]	I _y [m ⁴]
109,98	421,45	802,76	15,69	14,85	54647,59	45175,98

2.4.2 Epaisseur du radier

Epaisseur du radier (Hauteur de la nervure et Epaisseur de la table) est déterminée par les conditions suivantes :

A) Condition de déformation

L'épaisseur de la nervure et de la dalle doit satisfaire les conditions suivantes :

- la nervure : $h_n \geq \frac{l_{max}}{10}$
- la dalle : $h_d \geq \frac{l_{max}}{20}$

$$\text{Avec } L_{\max} = 500 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} h_n \geq 50 \text{ cm} \\ h_d \geq 25 \text{ cm} \end{cases}$$

B) Condition de non-cisaillement

La contrainte de cisaillement maximale pour une bande de largeur 1m et une épaisseur d ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \leq \tau_{\text{admissible}} = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$L_{\max} = 5 \text{ m}$$

$$S_{\text{radier}} = 802,76 \text{ m}^2$$

$$N = 78429,50 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \cdot \frac{l_{\max}}{2} = 244,25 \text{ kN}$$

$$d \geq \frac{T_{\max}}{b \cdot \tau_{\text{admissible}}} = \frac{244,25}{1 \cdot 1,250} = 123 \text{ cm.} \rightarrow \text{on prend } d = 123 \text{ cm.}$$

$$\text{Avec : } d = \frac{h}{0,9} \rightarrow h \geq 111 \text{ cm.}$$

c) Condition de rigidité

Pour avoir un radier rigide, il faut satisfaire la condition suivante :

$$\frac{\pi}{2} \cdot l_e \geq l_{\max}$$

$$\text{Avec : } l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \cdot k}{E} \left(\frac{2}{\pi} l_{\max}\right)^4}$$

- l_e : Longueur élastique ;
- $E = 32164,195 \text{ MPa}$: Module d'élasticité du béton ;
- K : Coefficient de réaction mécanique du sol. ($K=40 \text{ MN/m}^3$) ;
- $I = \frac{bh^3}{12}$: Inertie de la section du radier ;
- $b = 1 \text{ m}$ (bande unitaire).

Donc : $h \geq 72,67 \text{ cm}$.

Donc la disposition des nervures est une solution obligatoire pour rendre le radier rigide.

D) Vérification au poinçonnement

Le poinçonnement d'une dalle (radier) se manifeste au niveau des charges concentrées, la résistance au poinçonnement est satisfaite si la condition suivante :

$$N_u \leq \frac{0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité ; ($N_u=2,80$ MN)

μ_c : Périmètre du contour cisailé, $2 \times (0,7+0,7+2h)=2,8m+4h$.

h : hauteur totale du radier .

$h \geq 1,10$ m.

On prend :

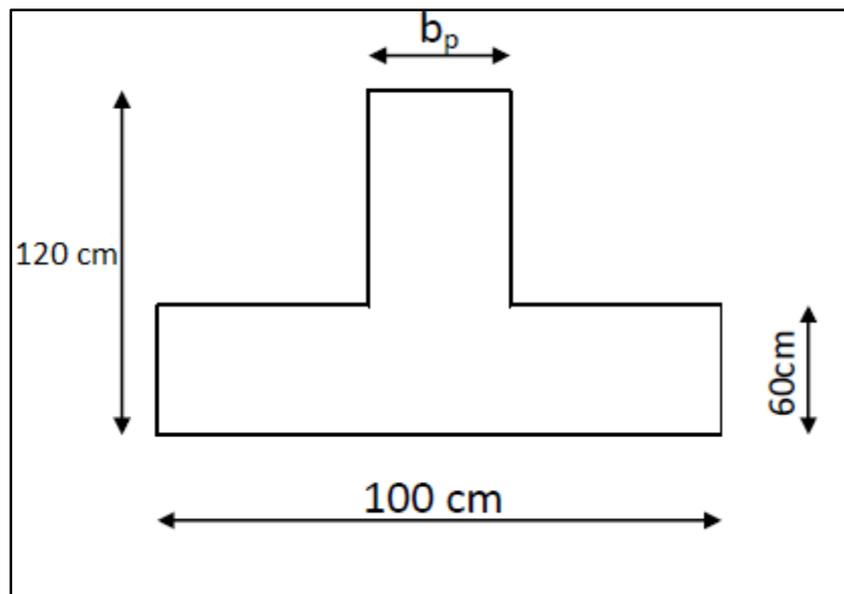


Figure VII.1 Dimensions de radier

2.5 Vérification des contraintes dans le sol

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.

- (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

La contrainte maximale exercée sur le sol ne doit pas dépasser la valeur suivante :

$$q_m = \frac{3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol,admissible} = 0,2 \text{ Mpa}$$

Les efforts transmis au sol sont :

$$\begin{cases} N_{bat} = 78429,50 \text{ kN} \\ Q_{bat} = 10837,26 \text{ kN} \\ N_{rad} = 12041,40 \text{ kN} \\ N = 601308,16 \text{ kN} \end{cases}$$

2.5.1 Calcul des contraintes sous G+Q+E (vérification des contraintes max)

Sens X-X :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{XG}} \cdot X_{max} = \frac{78,43}{802,76} + \frac{458,20}{54647,59} \cdot 15,69 = 0,229 \text{ Mpa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{XG}} \cdot X_{max} = \frac{78,43}{802,76} - \frac{458,20}{54647,59} \cdot 15,69 = -0,003 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\frac{4 \cdot 0,229 - 0,003}{4} = 0,171 \text{ Mpa} \leq \sigma_{sol,admissible}$$

Sens Y-Y :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{XG}} \cdot Y_{max} = \frac{78,43}{802,76} + \frac{33,32}{45175,98} \cdot 14,85 = 0,119 \text{ Mpa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{XG}} \cdot Y_{max} = \frac{78,43}{802,76} - \frac{33,32}{45175,98} \cdot 14,85 = 0,086 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\frac{3 \cdot 0,119 + 0,086}{4} = 0,110 \text{ Mpa} \leq \sigma_{sol,admissible}$$

2.5.2 Calcul des contraintes sous 0,8G+E (vérification au soulèvement)

Sens X-X :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{XG}} \cdot X_{max} = \frac{57,10}{802,76} + \frac{436,45}{54647,59} \cdot 15,69 = 0,196Mpa \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{XG}} \cdot X_{max} = \frac{57,10}{802,76} - \frac{436,45}{54647,59} \cdot 15,69 = -0,054Mpa \end{cases}$$

$$\frac{3,0,196 - 0,054}{4} = 0,133Mpa \leq \sigma_{sol,admissible}$$

Sens Y-Y :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{XG}} \cdot Y_{max} = \frac{57,10}{802,76} + \frac{39,91}{45175,98} \cdot 14,85 = 0,084Mpa \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{XG}} \cdot Y_{max} = \frac{57,10}{802,76} - \frac{39,91}{45175,98} \cdot 14,85 = 0,058Mpa \end{cases}$$

$$\frac{3,0,084 + 0,058}{4} = 0,077Mpa \leq \sigma_{sol,admissible}$$

2.6 Ferrailage du radier

Le radier se calcule comme une dalle renversée, en flexion simple, la fissuration étant considérée comme très préjudiciable, et les calculs seront menés selon les prescriptions du BAEL, dont le ferrailage est calculé à ELS.

Le panneau du radier le plus défavorable est (5,00 x 4,70).

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,70}{5,00} = 0,94 \rightarrow$ Les panneaux travaillent dans les deux sens avec les moments de flexion suivants :

$$\begin{cases} M_{0X} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 & \text{avec } \mu_x = 0,041 \\ M_{0Y} = \mu_y \cdot M_{0X} & \text{avec } \mu_y = 0,887 \end{cases}$$

- Pour un panneau intermédiaire $\begin{cases} M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0x} \\ M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0y} \\ M_{ay,x} = -0,50 \cdot M_{0x} \end{cases}$

Chapitre VII : Etude des fondations

- Pour un panneau de rive $\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \cdot M_{0x} \\ M_{ty} = 0,85 \cdot M_{0y} \\ M_{ay,x} = -0,30 \cdot M_{0x} \end{cases}$

Les efforts tranchants maximaux au milieu des bords de la dalle sont donnés par :

$$T_{max} = \begin{cases} \frac{q \cdot l_x \cdot l_y}{2 \cdot l_y + l_x} & \text{Au milieu du } l_y \\ \frac{q \cdot l_x}{3} & \text{Au milieu du } l_x \end{cases}$$

TabVII.3 Sollicitations à l'ELU

Sens	μ	q_u [Mpa]	M_0 [kN.m]	M en travée[kN.m]	M en appui[kN.m]	T[kN]	1,15.T[kN]
X	0,040	0,229	202,34	171,99	101,17	358,76	412,58
Y	0,865		175,03	148,77	87,52	366,09	421,00

TabVII.4 Sollicitations à l'ELS

Sens	μ	q_u [Mpa]	M_0 [kN.m]	M en travée[kN.m]	M en appui[kN.m]	T[kN]	1,15.T[kN]
X	0,041	0,229	207,40	176,29	103,70	358,76	412,58
Y	0,907		188,11	159,89	94,05	366,09	421,00

Pour le calcul on va considérer une bande de largeur **1m** et de **0,6 m** de hauteur, les résultats de ferrailage sont donnés dans le tableau suivant (enrobage de 5cm)

TabVII.5 Ferrailage du radier

	En travée		En appui	
	A_{st} [cm ²]	$A_{s,Adoptée}$	A_{sc} [cm ²]	$A_{s,Adoptée}$
Suivant X	19,64	4HA20+4HA16	11,56	8HA14
Suivant Y	17,82	4HA20+4HA16	10,48	8HA14

❖ **Condition de non-fragilité :**

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot h} = > \rho_{min} = 0,08\% \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{1,15 \cdot T_{max}}{b \cdot d} = \frac{0,421}{1,0,54} = 0,779 \text{ Mpa} \leq \tau_{admissible} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa}$$

2.7 Ferrailage des nervures

La charge uniformément répartie équivalente à la charge triangulaire appliquée est donnée par :

$$p_m = q_0 \cdot \frac{l_x}{3} = 0,229 \cdot \frac{4,5}{3} = 343,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ pour le calcul de moment}$$

$$p_v = q_0 \cdot \frac{l_x}{4} = 0,229 \cdot \frac{4,5}{4} = 257,62 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ pour le calcul de l'effort tranchant}$$

Les nervures sont des sections en T, ferrillées à la flexion simple, les sollicitations sont calculer par le logiciel RDM6

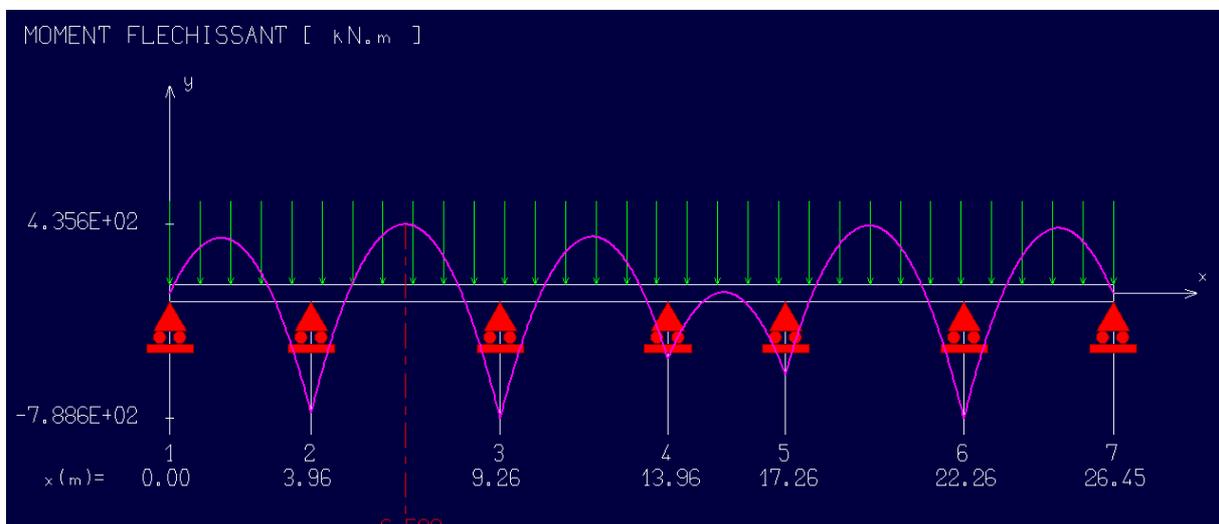


Figure VII.2 Moment fléchissant de la nervure

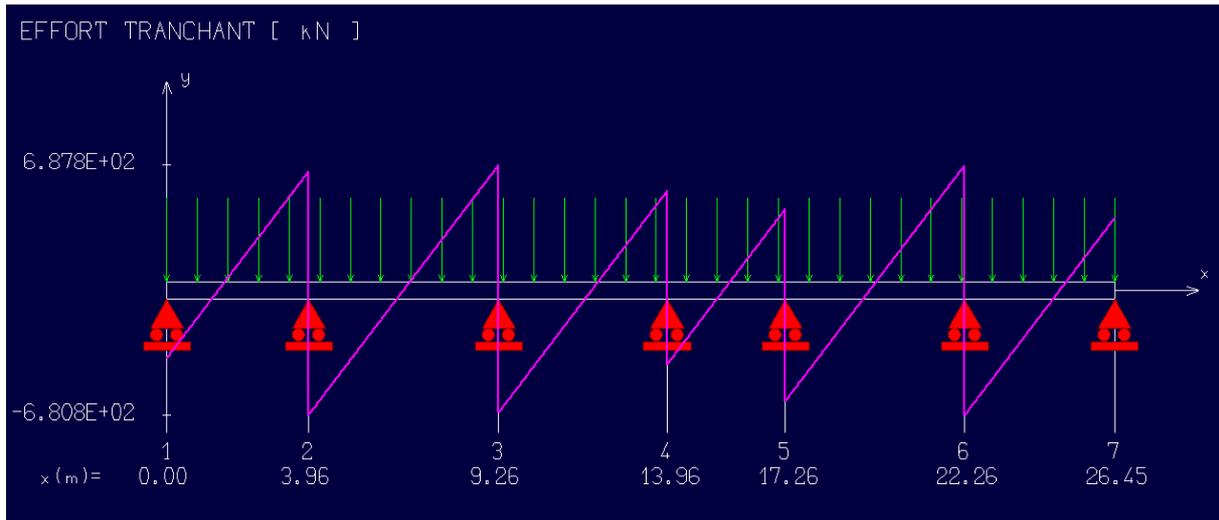


Figure VII.3 Effort tranchant de la nervure

TabVII.6 Sollicitations et ferrailage de la nervure

	M[kN.m]	A _s [cm ²]	A _{s,Adoptée}
En trvée	435,6	22,79	8HA20
En appui	687,8	35,9	12HA20

❖ **Vérification de l'effort tranchant.**

Pour une fissuration préjudiciable la contrainte tangente admissible est :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \cdot d} = \frac{0,687}{0,50 \cdot 1,15} = 1,195 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = \min \left(f_{c28} \cdot \frac{0,15}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa}.$$

❖ **Armatures transversales :**

Le diamètre des aciers transversaux est :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{l,min} ; \frac{b_0}{10} \right) = 20 \text{ mm}.$$

❖ **Espacement :**

$$S_t \leq \min(0,9.d ; 40cm) = 40cm \rightarrow S_t = 40 \text{ cm.}$$

CONCLUSION

CONCLUSION

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Cette étude nous a permis aussi de faire les constatations suivantes :

- ❖ L'analyse sismique est une étape déterminante dans la conception parasismique des structures.
- ❖ Dans l'étude dynamique, plusieurs dispositions de voiles ont été essayés. La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes de période, déplacements et efforts.
- ❖ Les poteaux sont ferrailés avec les valeurs minimales des RPA.
- ❖ Les résultats déduits de l'étape de pré dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul de la structure.

BIBLIOGRAPHIE

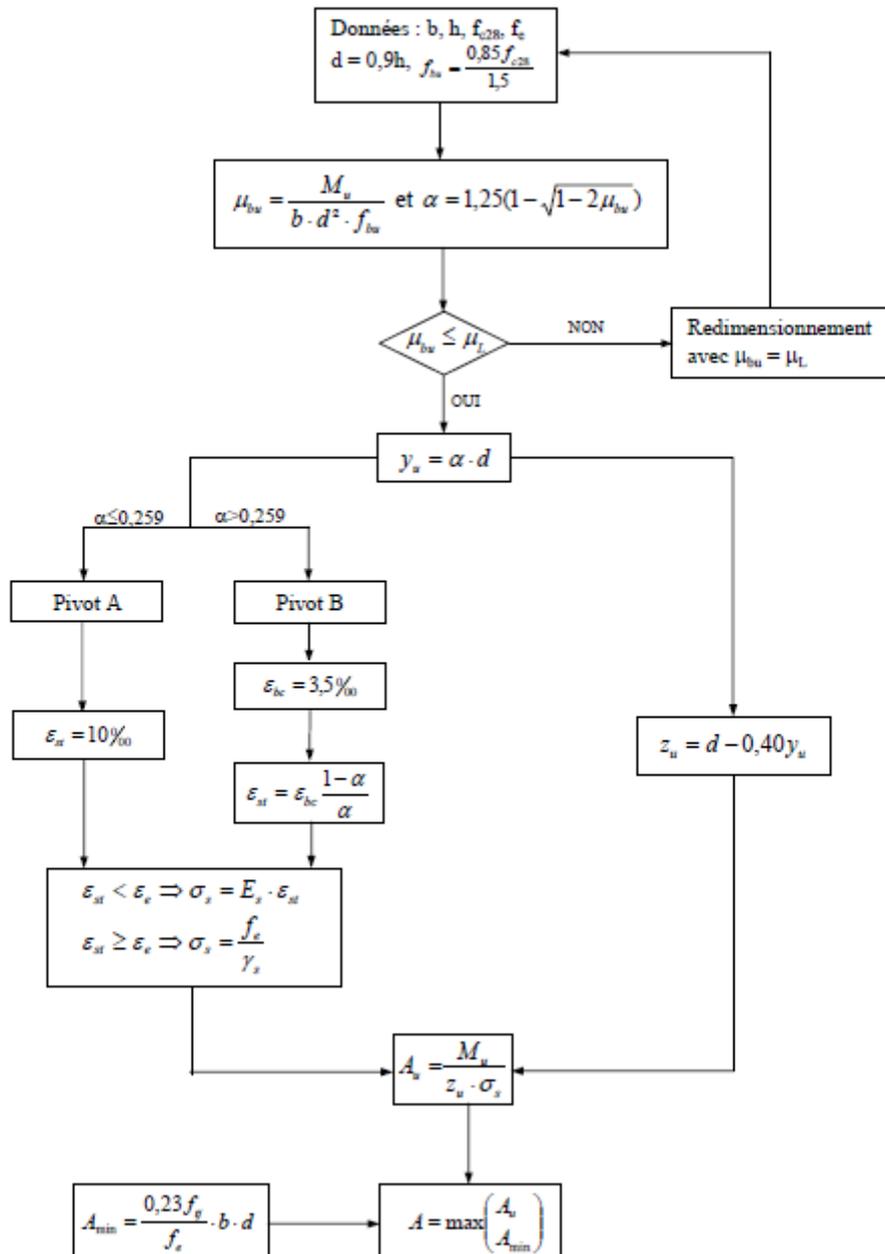
BIBLIOGRAPHIE

- [1] CGS : D.T.R-BC 2.48 « Règles parasismique algériennes (RPA99/ Version 2003) », CGS, 2004.
- [2] CGS : D.T.R-BC 2.48 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) », CGS, 1993.
- [3] CGS : D.T.R-BC 2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitation », CGS, 1989.
- [4] CGS : D.T.R-BC 2.331 « Règles de calcul des fondations superficielles », CGS, 1991.
- [5] CCTG : Fascicule 62 titre V « Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil», CCTG, 1993.
- [6] CCTG : Fascicule 62 titre 1, section I « règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (Règles BAEL 91 révisées 99) », CCTG, 2000.
- [7] Davidovici.V « Formulaire de béton armé, tome 1 et 2 », Le moniteur, 1995.
- [8] Perchat.J. Roux.J « Pratique du BAEL 91 », Eyrolles, 1998.
- [9] Perchat.J, Roux. J « Maîtrise du BAEL 91et des D.T.U. associés », Eyrolles, 2003.
- [10] Thonier.H, « Conception et calcul des structures de bâtiment- tome 1 à 6- »Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et chaussées, 1996.

ANNEXE A
ORGANIGRAMME DE DIMENSIONNEMENT

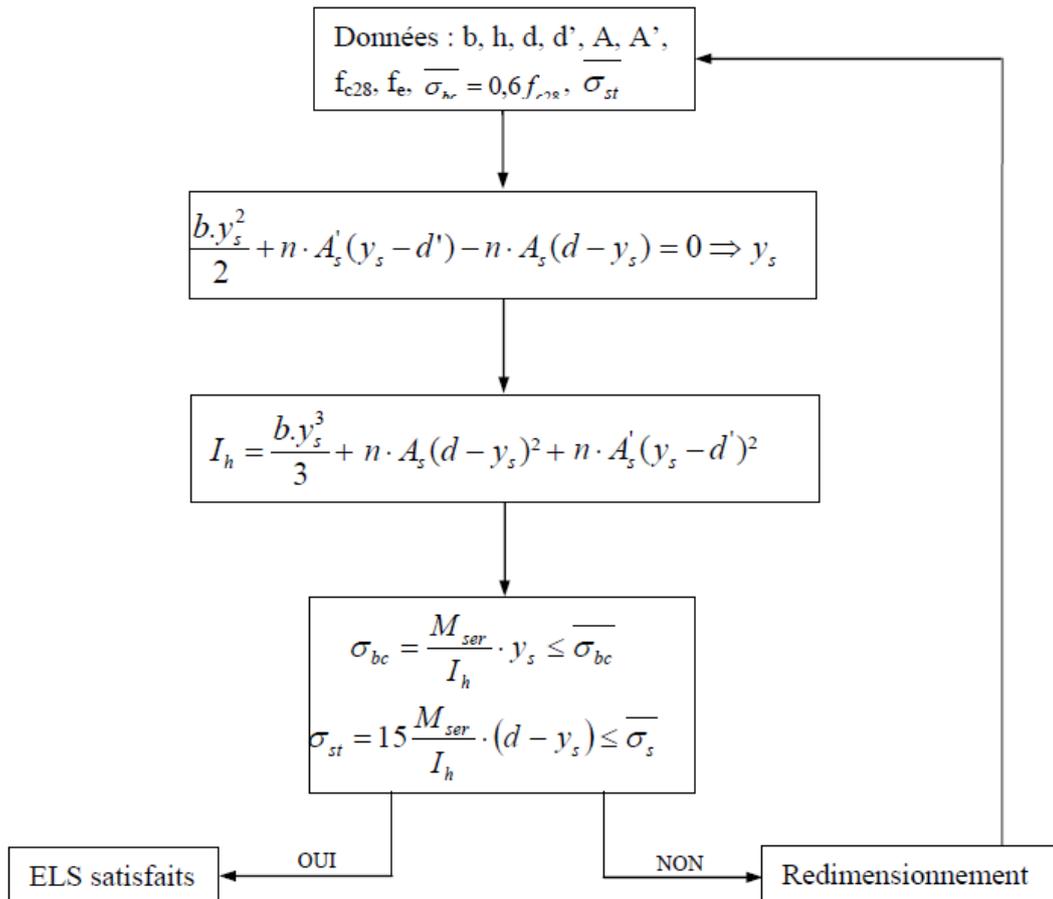
ORGANIGRAMME DE DIMENSIONNEMENT AUX ELU

En flexion simple « section rectangulaire »



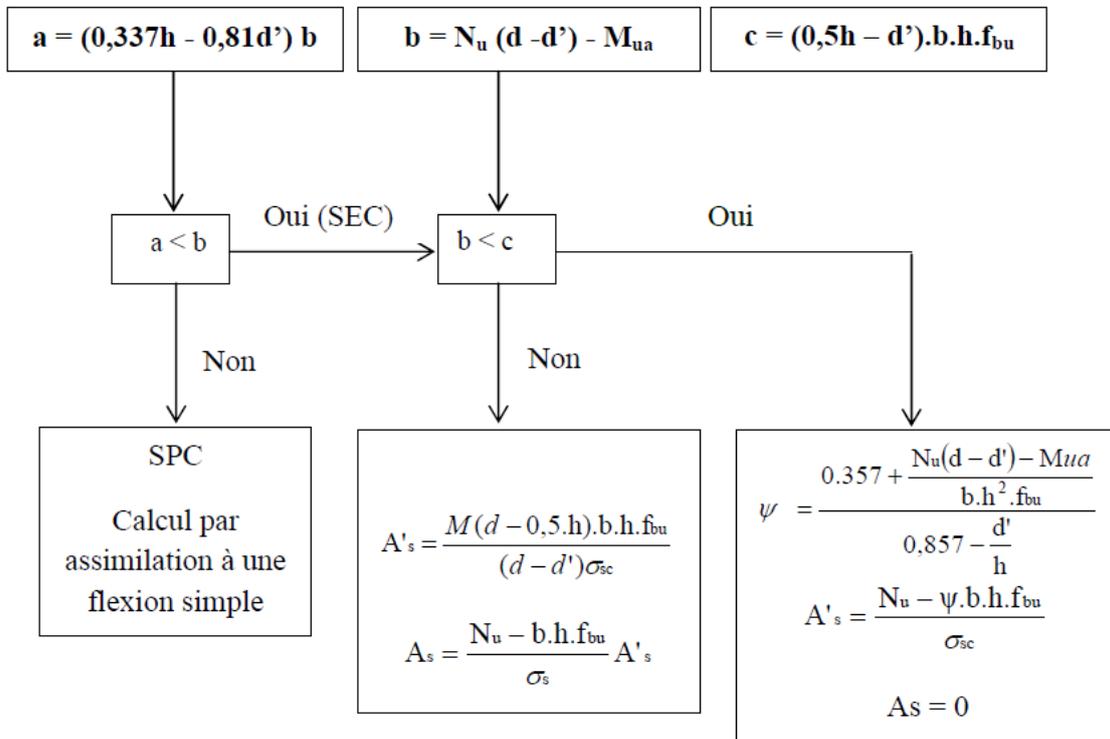
ORGANIGRAMME DE VERIFICATION AUX ELS

En flexion simple « section rectangulaire »



ORGANIGRAMME DE DIMENSIONNEMENT AUX ELU

En flexion composée « section rectangulaire »



ANNEXE B
CALCUL DES DALLES PLEINES

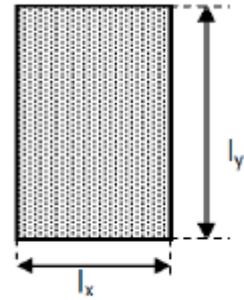
1. Définitions

Une dalle est une plaque portant dans les deux directions (appuyée sur son pourtour).

Une poutre dalle est une plaque présentant deux bords libres sensiblement parallèles, distants d'au moins trois fois l'épaisseur.

On appelle "élancement" du panneau le rapport : $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$

Par convention : l_x = petite portée $\rightarrow l_x$ et l_y mesurées entre nus des appuis



2. Calcul des moments et des efforts tranchants conformément au BAEL (ou CBA 93)

2.1 panneaux isostatique

A) Cas des panneaux rectangulaires isostatique avec $\alpha \leq 0.4$:

la dalle se calcule comme si elle reposait sur deux appuis (les grands côtés l_y): on dit que la dalle porte suivant un seul sens. Ce calcul s'effectue de la même manière que pour les poutres et avec les mêmes méthodes (règles forfaitaires, règles pour les planchers à fortes surcharges ou résistance des matériaux) en considérant une bande de dalle de largeur égale à 1m, de hauteur totale h , de portée l_x et soumise à la charge uniforme .

Parallèlement à l_y , on dispose une quantité d'armatures dites de répartition. Leur section doit être au moins égale au quart des armatures principales A_x , soit : $\omega_y = 0.25 \omega_x$.



ANNEXE B : Calcul des dalles pleines

B) Cas des panneaux rectangulaires isostatique avec $\alpha > 0.4$:

Une dalle est supposée travaillant dans les deux directions si $0.4 < \alpha \leq 1$ et dalle uniformément chargée

L'annexe F3 des BAEL traite uniquement le cas des panneaux rectangulaires uniformément chargés, et articulés sur leur contour. Les moments fléchissant au centre du panneau sont donnés par les relations :

$$\text{Sens } l_x \rightarrow M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$\text{Sens } l_y \rightarrow M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$\alpha = l_x / l_y$	$\nu = 0$		$\nu = 0.2$	
	$\mu_x = M_{0x} / q l_x^2$	$\mu_y = M_{0y} / M_{0x}$	μ_x	μ_y
0.4	0.11	*	0.112	0.293
0.45	0.102	*	0.105	0.333
0.5	0.095	*	0.098	0.373
0.55	0.088	*	0.092	0.420
0.6	0.081	0.305	0.086	0.476
0.65	0.0745	0.369	0.080	0.530
0.7	0.068	0.436	0.074	0.585
0.75	0.062	0.509	0.0685	0.643
0.8	0.056	0.595	0.063	0.710
0.85	0.051	0.685	0.058	0.778
0.9	0.046	0.778	0.053	0.846
0.95	0.041	0.887	0.043	0.923
1.00	0.037	1.000	0.044	1.000

2.2 Dalle continue

Pour les dalles continues, constituées de panneaux rectangulaires considérés comme encastrés sur leurs bords (panneau relié à des appuis présentant un moment d'inertie important, il en résulte un encastrement partiel de ses bords, donc apparition d'un moment négatif à ce niveau), le calcul des moments de flexion s'effectue par la méthode forfaitaire suivante:

a) Déterminer les moments de flexion, M_{ox} et M_{oy} , dans chaque plaque comme si elle était simplement appuyée,

b) Calculer les moments dans les plaques « réelles » comme étant égaux à ces moments isostatiques multipliés par des coefficients forfaitaires pris égaux à :

❖ Pour un panneau courant (continu sur ses 4 bords) :

$$\text{Dans le sens de la petite portée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.75M_{ox} \\ M_{ax} = -0.5M_{ox} \end{cases}$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée : } \begin{cases} M_{ty} = 0.75M_{oy} \\ M_{ay} = -0.5 M_{ox} = M_{ax} \end{cases}$$

❖ Pour un panneau de rive (à l'extrémité de la dalle) :

$$\text{Dans le sens de la petite portée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{ox} \\ M_{ax, \text{ extrême}} = -0.3 M_{ox} \\ M_{ax, \text{ continu}} = -0.5 M_{ox} \end{cases}$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée : } \begin{cases} M_{ty} = 0.85 M_{oy} \\ M_{ay, \text{ extrême}} = -0.3 M_{ox} \\ M_{ay, \text{ continu}} = -0.5 M_{ox} \end{cases}$$

ANNEXE B : Calcul des dalles pleines

