

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI, TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION



DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'études

En vue de l'Obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat
En Génie Civil
Option Construction Civile Et Industrielle

Thème

*Etude D'un bâtiment (R+8) à usage habitation
contreventé par voile*



Dirigé par :
M^{me} GHANEM Fadhila

Etudié par :

M^{elle} LARRAS Hanane
M^{elle} CHIBANE Tekfa

Promotion 2019-2020

Remerciement

AVANT TOUT,

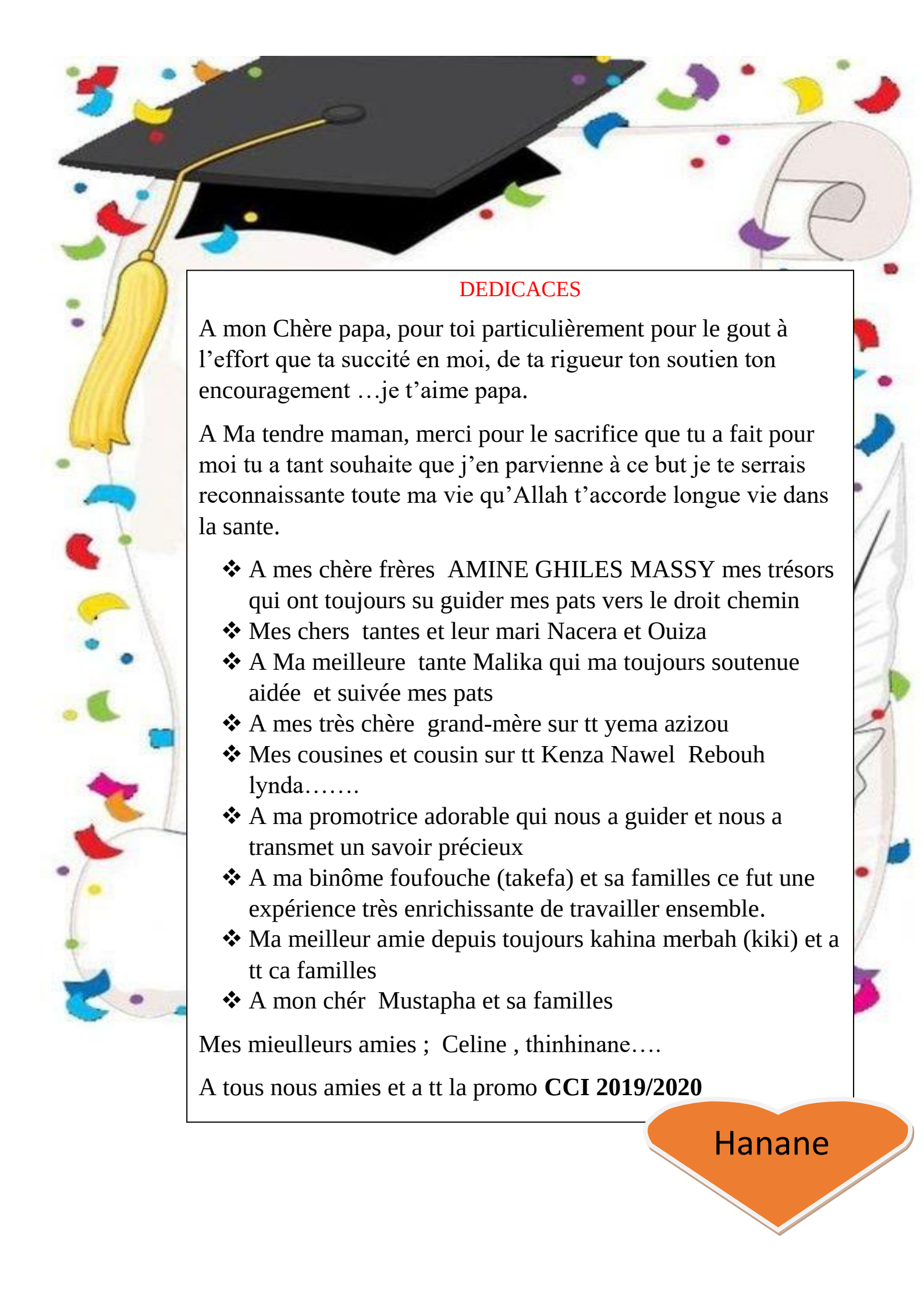
Nous remercions Dieu le tout puissant de nous avoir accordé la force et la patience afin de mener ce travail à bien

Nous tenons à exprimer toute notre reconnaissance à notre promotrice Mm GHANEM.Fadhila on la remercie de nous avoir encadré, pour sa disponibilité aussi bien en présentiel qu'à distance et surtout ses judicieux conseils et orientations qui ont contribué à alimenter notre réflexion.

Nos sincère, remerciement, à tous les professeurs intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs conseils et leurs critiques ont guidé nos réflexions.

Nous remercions l'ensemble de l'équipe pédagogique, qui nous a suivies durant notre cursus universitaire et qui nous a transmis toutes les connaissances nécessaires à notre apprentissage.

Nous remercions les jurys de nous avoir fait l'honneur en assistant à notre soutenance et en évaluant notre travail



DEDICACES

A mon Chère papa, pour toi particulièrement pour le gout à l'effort que ta succité en moi, de ta rigueur ton soutien ton encouragement ...je t'aime papa.

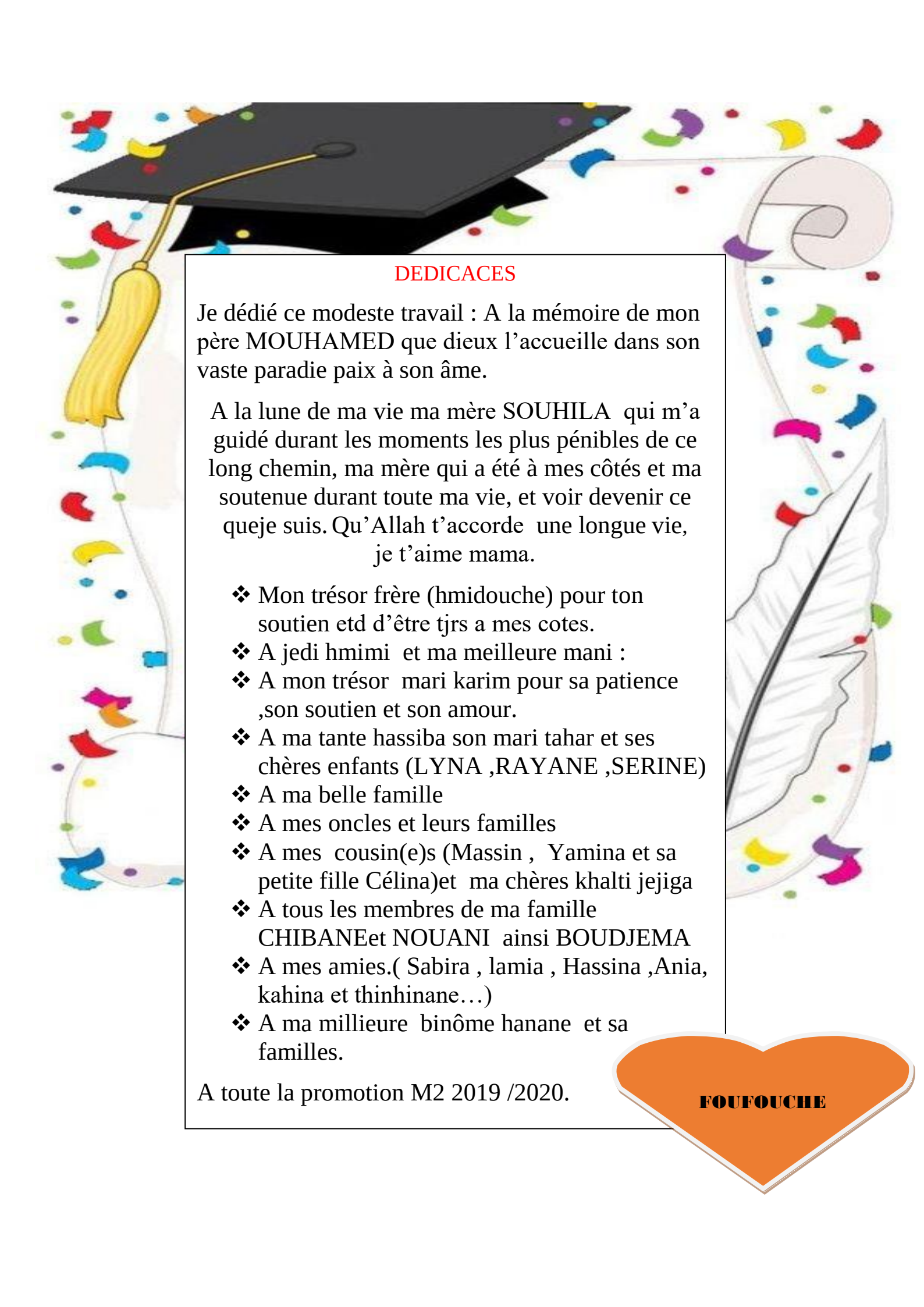
A Ma tendre maman, merci pour le sacrifice que tu a fait pour moi tu a tant souhaite que j'en parviene à ce but je te serrais reconnaissante toute ma vie qu'Allah t'accorde longue vie dans la sante.

- ❖ A mes chère frères AMINE GHILES MASSY mes trésors qui ont toujours su guider mes pats vers le droit chemin
- ❖ Mes chers tantes et leur mari Nacera et Ouiza
- ❖ A Ma meilleure tante Malika qui ma toujours soutenue aidée et suivée mes pats
- ❖ A mes très chère grand-mère sur tt yema azizou
- ❖ Mes cousines et cousin sur tt Kenza Nawel Rebouh lynda.....
- ❖ A ma promotrice adorable qui nous a guider et nous a transmet un savoir précieux
- ❖ A ma binôme fougouche (takefa) et sa familles ce fut une expérience très enrichissante de travailler ensemble.
- ❖ Ma meilleur amie depuis toujours kahina merbah (kiki) et a tt ca familles
- ❖ A mon cher Mustapha et sa familles

Mes mieulleurs amies ; Celine , thinhinane....

A tous nous amies et a tt la promo **CCI 2019/2020**

Hanane



DEDICACES

Je dédie ce modeste travail : A la mémoire de mon père MOUHAMED que dieux l'accueille dans son vaste paradis paix à son âme.

A la lune de ma vie ma mère SOUHILA qui m'a guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenue durant toute ma vie, et voir devenir ce que je suis. Qu'Allah t'accorde une longue vie, je t'aime mama.

- ❖ Mon trésor frère (hmidouche) pour ton soutien et d'être tjrs à mes côtés.
- ❖ A jedi hmimi et ma meilleure mani :
- ❖ A mon trésor mari karim pour sa patience, son soutien et son amour.
- ❖ A ma tante hassiba son mari tahar et ses chères enfants (LYNA, RAYANE, SERINE)
- ❖ A ma belle famille
- ❖ A mes oncles et leurs familles
- ❖ A mes cousin(e)s (Massin, Yamina et sa petite fille Céline) et ma chère khalti jejiga
- ❖ A tous les membres de ma famille CHIBANE et NOUANI ainsi BOUDJEMA
- ❖ A mes amies. (Sabira, lamia, Hassina, Ania, kahina et thinhinane...)
- ❖ A ma meilleure binôme hanane et sa famille.

A toute la promotion M2 2019 /2020.

FOUFOUCHE

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE	0
I. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.1 Présentation de l'ouvrage	1
I.2 Caractéristiques géométriques du bâtiment	1
I.3 Caractéristiques structurales.....	5
I.3.1 Système de contreventement.....	5
I.3.2 Planchers	5
I.3.3 Maçonnerie.....	5
I.3.4 Escaliers	6
I.3.5 Acrotère	6
I.3.6 Terrasse inaccessible	6
I.3.7 Fondation.....	6
I.3.8 Revêtement :.....	6
I.3.9 Système de coffrage	6
I.4 Caractéristique mécanique des matériaux :.....	6
I.4.1 Béton	6
I.4.2 Contraintes limites	8
I.5 Aciers	10
I.5.1 Module de déformation longitudinale	10
I.5.2 Contraintes limites	11
I.5.3 Protection des aciers : (BAEL 91 modifiée 99/A.7.2, 4)	12
I.6 Conclusion.....	13
II. Pré-dimensionnement des éléments	15
II.1 INTRODUCTION.....	15
II.2 Pré-dimensionnement des poutres.....	15
II.2.1 Poutres principales	15

II.2.2	Poutres secondaires	16
II.3	Pré-dimensionnement des planchers	16
II.3.1	Plancher en dalle pleine	17
II.3.1.2	<i>Isolation phonique</i>	18
II.3.1.3	<i>Résistance à la flexion</i>	18
II.4	Pré dimensionnement des voiles	18
1.1.1	L'épaisseur du voile « e »	18
II.5	Pré-dimensionnement des poteaux	20
II.6	Détermination des charges et surcharges	21
II.6.1	Charges permanentes « G »	21
II.6.1.2	Plancher étage courant	22
II.6.2	Surcharge d'exploitation	24
II.7	Descente de charge	24
1.1.2	Charge permanente revenant à chaque plancher :	24
II.7.1	Poids revenant à chaque plancher	24
II.7.2	Poids propre revenant à chaque poutre :	24
1.1.3	Surcharge d'exploitation	25
II.7.3	Poids propre des poteaux	25
II.8	Loi de dégression de charge	25
1.1.4	Les surcharges cumulées	26
II.9	Vérifications de la condition de non flambement des poteaux	29
III.	Calculs des éléments secondaire	0
III.1	L'acrotère	0
III.1.1	Calcul des sollicitations	0
III.1.2	Les combinaisons de charges	1
III.1.3	Ferraillage de l'acrotère	1
III.1.4	Vérification a l'ELU	3
III.1.5	Vérification a l'ELS	4
	Conclusion	5

III.2	Les plancher	5
Introduction		5
III.2.1	Ferraillage de la dalle de compression	6
III.2.2	Calcul des poutrelles à l'ELU.....	7
	Principe fondamentale de la statique	11
Conclusion		25
III.3	Les escaliers	25
III.3.1	Caractéristiques Géométriques de l'escalier à 2 volées	26
III.3.2	Calcule de l'escalier d'étage de courants	26
III.3.3	Pré dimensionnement	26
III.3.4	Charges permanentes.....	28
III.3.5	Charges d'exploitation.....	28
III.3.6	Combinaisons d'action	28
III.3.7	Calcul des efforts internes	29
III.3.8	Vérifications à l'ELU	34
III.3.9	Vérification à L'ELS :	37
σ		41
σ		42
III.4	Poutre palière	44
III.4.1	Pré dimensionnement	44
III.4.2	Détermination des charges et surcharge	44
III.4.3	Calcul des efforts à l'ELU.....	45
III.4.4	Combinaison des charges et surcharge.....	45
III.4.5	Calcul des armatures.....	46
III.4.6	Vérifications à L'ELU.....	47
III.4.7	Calcul à L'ELS :	49
III.4.7.6	Vérification de la flèche :(Art A.6.5.2/BAEL 91modifié 99.....	51
III.5	Balcon	52

III.5.1	Détermination des charges et surcharge du balcon	53
III.5.2	Combinaison de charges	53
III.5.3	Calcul des moments fléchissant.....	54
III.5.4	Ferraillage.....	54
III.5.5	Vérification a l'ELU	54
III.5.6	Calcul à L'ELS	55
III.5.7	Conclusion.....	57
III.6	Calcul de la salle machine	58
III.6.1	Dimensionnement.....	58
III.6.2	Calcul de sollicitation	59
III.6.3	Rectangle d'impact : (Pratique du BAEL 91).	59
I.1.1	Moments dus au poids propre	59
III.6.4	Moments dues à la charge localisée	60
III.6.5	Ferraillage du panneau	63
III.6.6	A L'ELU :.....	63
III.6.7	A L'ELS :	64
III.6.8	Vérification à L'ELU	65
III.6.9	Vérification a L'ELS	67
IV.	Modalisation et vérification	109
IV.1	Description du logiciel ETABS (MEF).....	109
IV.2	Etude sismique	110
IV.2.1	Choix de la méthode de calcul	110
IV.2.2	Logiciel utilisé pour la modélisation.....	110
IV.2.3	Etapes de modélisation.....	110
IV.2.4	Différents étapes de modélisation	110
IV.3	Vérifications selon les exigences du RPA	111
IV.3.1	Vérification du pourcentage de participation massique modale	112
IV.3.2	Justification du système de contreventement	113

IV.3.3	Vérification de l'effort tranchant a la base (RPA V.2003/Art4.3.6)	116
IV.3.4	Effort normal réduit aux niveaux des poteaux	119
IV.3.5	Vérification des déplacements relatifs	120
IV.3.6	Vérification du déplacement maximal de la structure.....	121
IV.3.7	Justification vis-à-vis de L'effet P- Δ (Art 5.9 du RPA 99/ version 2003) 123	
IV.3.8	Stabilité au renversement (Arti 4.41)	124
IV.3.9	Spécification pour les poteaux	125
IV.4	Conclusion.....	125
V.	Ferraillage des éléments structuraux	128
V.1	Ferraillage des poteaux	128
V.1.1	Etude des poteaux	128
V.1.2	Recommandations et exigences du RPA	129
V.1.3	Calcul de la section d'armature donné à L'ELU dans la situation durable et accidentelle : 131	
V.1.4	Vérification.....	139
V.1.5	Vérification a l'ELU	139
V.1.6	Vérification a L'ELS	141
V.1.7	Schéma de ferraillage des poteaux	143
V.2	Ferraillage des poutres	143
V.2.1	Etudes des poutres	143
V.2.2	Ferraillage	146
V.2.3	Vérification a l'ELU	147
V.2.3.1	Condition de non fragilité (BAEL 99/ article A.4.2.1) [02	147
V.2.4	Vérifications à l'ELS	150
V.2.5	Schéma de ferraillage des poutres	151
V.3	Ferraillages des voiles	151
VI.	Etude de l'infrastructure	160
VI.1	Etude du sol de fondation.....	160

VI.2	Choix du type de fondation	161
VI.2.1	Pré-dimensionnement des semelles.....	161
VI.3	Etude du radier général :	166
VI.3.1	Pré dimensionnement du radier :.....	166
VI.3.2	Calcul de la surface du radier	168
VI.3.3	Calcul des sollicitations.....	169
VI.3.4	Les Vérifications	170
VI.3.5	Ferraillage du radier	175
VI.3.6	Vérification a l'ELU.....	179
VI.3.7	Calcul a l'ELS	181
VI.4	Ferraillage des nervures	184
VI.4.1	Chargement simplifié admis.....	184
VI.4.2	Ferraillage :	196
VI.4.3	Vérification à l'ELU :	197
VI.4.4	Vérification à l'ELS	198
VI.5	Conclusion.....	198
Conclusion générale.....		200

Liste des figures

Figure 1 : Plan de RDC	2
Figure 2 : Plan d'étages courants	3
Figure 3 : Plan en élévation (coupe A-A)	4
Figure 4 : Diagramme contrainte-déformation du béton à (L'ELU)	9
Figure 5 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS)	10
Figure 6 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.....	11
Figure 9 : Coupe d'un plancher en corps creux	17
Figure 11 : Coupe de voile en plan	19
Figure 12 : surface d'influence du poteau	21
Figure 13 : Coupe verticale du plancher terrasse	21
Figure 14 : Coupe verticale du plancher d'étage courant.....	22
Figure 15 : Coupe verticale du mur double cloison	23
Figure 16 : Schéma statique de l'acrotère.....	0
Figure 14 :détail de ferillage de l'acrotère	5
Figure 15 :Plancher a corps creux	6
Figure 16 :Treillis soudées de (20x20) cm ²	7
Figure 17 :caractéristiques géométriques de la poutrelle	8
Figure 18 :schéma statique de la poutrelle	9
Figure 19 :Schéma statique des poutrelles	11
Figure 22 : Dimensions de la section en T.	19
Figure 21 détail de ferrailage des poutrelles	25
Figure 22 :Schéma de l'escalier.	26
Figure 23 :Dimensions de l'escalier.....	27
Figure 24 :Schéma statique de calcul à l'ELU.....	29
Figure 25 :Schéma statique de vérification à l'ELS	37
Figure 27 : Schéma statique de calcul de la poutre palière	45
Figure 27:diagramme du moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU	46
Figure 28 : détail de ferillage du balcon.....	58
Figure 29 : Ferrailage de la dalle de la salle machine	71
Figure 32: Mode de vibration dans le sens X-X.....	112
Figure 31 : mode de vibration dans le sens Y-Y	113
Figure 32 : Mode de vibration dans le sens Z-Z	113
Figure 35: Récapitulatif des périodes en fonction des modes	117
Figure 34 /Schéma d'une semelle isolée	161
Figure 35: Diagramme des contraintes.....	171
Figure 36 :Périmètre utile des voiles et des poteaux.....	174
Figure 37 : panneau le plus sollicité.....	176
Figure 38 :Schéma statique du débord.	183
Figure 39: Répartition trapézoïdale.....	185
Figure 40 : Présentation du chargement simplifié.....	185
Figure 41 : Répartition triangulaire.	185
Figure 42:schéma statique moment ELU	189
Figure 43 :digramme moment ELU	189

Liste des tableaux

Tableau 1 : Caractéristiques des aciers	10
Tableau 2 : Valeur de la charge permanente G_t du plancher terrasse.	7
Tableau 3 : Valeur de la charge permanente de l'étage courant	7
Tableau 4 : valeur de la charge de la dalle pleine (balcon).	8
Tableau 5 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur)	9
Tableau 6 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur).....	9
Tableau 7 : Coefficients de dégression de surcharges.....	12
Tableau 8 Détermination des sections des poteaux.....	13
Tableau 9 : Plancher a corps creux.....	6
Tableau 10 : Charge permanente de la volée	29
Tableau 11 : Charge permanente du palier.....	29
Tableau 12 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps.	56
Tableau 13 : Charges permanentes du balcon.	56
Tableau 14:la période et des masses participantes	78
Tableau 15: Justification du système de contreventement.	82
Tableau 16: Valeur de pinalité P_q	86
Tableau 17: Tableau récapitulatif des résultats	86
Tableau 18 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens	88
Tableau 19: Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$	91
Tableau 20: Vérification vis-à-vis de renversement	92
Tableau 21 : caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.	95
Tableau 22:Délimitation des zones nodales.	97
Tableau 23: les sections des armatures longitudinales.....	98
Tableau 24 :Efforts internes dans les poteaux dans le sens Longitudinal.	98
Tableau 25: Ferrailage des poteaux suivant	104
Tableau 26: Ferrailage des poteaux suivant les deux sens.....	104
Tableau 27 :Détermination des armatures transversales	106
Tableau 28 : Vérification des ferrailages à l'ELS	109
Tableau 30 /Vérification des contraintes L'ELS	110
Tableau 31 :Récapitulatif des sections d'aciers recommandées par RPA	115
Tableau 32 : Ferrailage a L'ELU	116
Tableau 33: Vérification de la contrainte tangentielle.....	117
Tableau 34 : vérification de Influence de l'effort tranchant.....	117
Tableau 35 : Vérification à L'ELS.....	119
Tableau 36: Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).....	133
Tableau 37: Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).	133
Tableau 38: surface des semelles filantes sous poteaux.....	135
Tableau 39 : Résultats de calcul des armatures du panneau de dalle du radier.....	150
Tableau 40: Vérification des contraintes à l'ELS	154
Tableau 41 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)	160
Tableau 42 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).	161
Tableau 43: Les efforts internes dans les nervures.	169

Tableau 44 : Le ferrailage adopté pour la nervure.	169
Tableau 45 : Vérification des contraintes à l'ELS	172

INTRODUCTION GENERALE

L'ingénierie a été un aspect de la vie depuis les débuts de l'existence, et elle a évalué avec la croissance des besoins et des demandes humaines, cette croissance a également touché le domaine de génie civil qui est un vaste domaine, englobant la planification, la conception, la construction et l'exploitation d'une grande partie de l'infrastructure du monde moderne, notamment les bâtiments.

La construction à multi-étages est une solution à l'explosion démographique et aux développements économiques, dans le but de résoudre le problème d'espace dans les pays aux grandes populations, et aux grandes zones industrielles. Les matériaux utilisés dans les constructions en génie civil sont principalement le béton, et l'acier formant ainsi ce qu'on appelle le 'béton armé' caractérisé par sa très bonne adhérence.

Vu que l'Algérie présente une sensibilité élevée au séisme, Et pour avoir une structure ou un bâtiment réalisé dans les règles de l'art, l'ingénieur doit se référer aux normes et aux recommandations parasismiques.

Pour le cas de notre projet de fin d'étude, nous avons choisi d'étudier une structure en béton armé, qui est un bâtiment (R+8) à usage d'habitation implanté dans la zone de Tizi-Ouzou, tout en utilisant les règlements et les normes appliquées et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I. Présentation de l'ouvrage

Introduction

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale du bâtiment à savoir :

- Les caractéristiques géométriques (longueur, largeur, et hauteur totale du bâtiment) ;
- Les éléments constructifs : (éléments structuraux : poutres, poteaux, voiles...etc et non structuraux)
- Les caractéristiques des matériaux composants le bâtiment.

Le calcul des éléments est basé sur des règlements (RPA 99 modifier 2003, BAEL91modifiée 99, CBA et DTR – BC – 22) et des méthodes connues en fonction du type des matériaux utilisés, de leurs démentions et caractéristiques.

I.1 Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un rez-de-chaussée (RDC) et huit étages (R+8) à usage d'habitation.

Cet ouvrage est implanté à AZFFOUNE classé selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Cet ouvrage est composé :

- RDC et 08 étages à usage d'habitation.
- Une terrasse inaccessible.
- 01 cage d'escalier.
- 01 cage d'ascenseur.

I.2 Caractéristiques géométriques du bâtiment

Notre bâtiment a pour dimensions :

- **En plan** (figure 1 et 2)
 - Longueur totale du bâtiment : $L = 17.40 \text{ m}$
 - Largeur totale du bâtiment : $L = 15.20 \text{ m}$
- **En élévation (Figure 3)**
 - Hauteur de rez-de-chaussée et la hauteur d'étage courant : 3.06 m
 - Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) : $H_t = 31.36 \text{ m}$

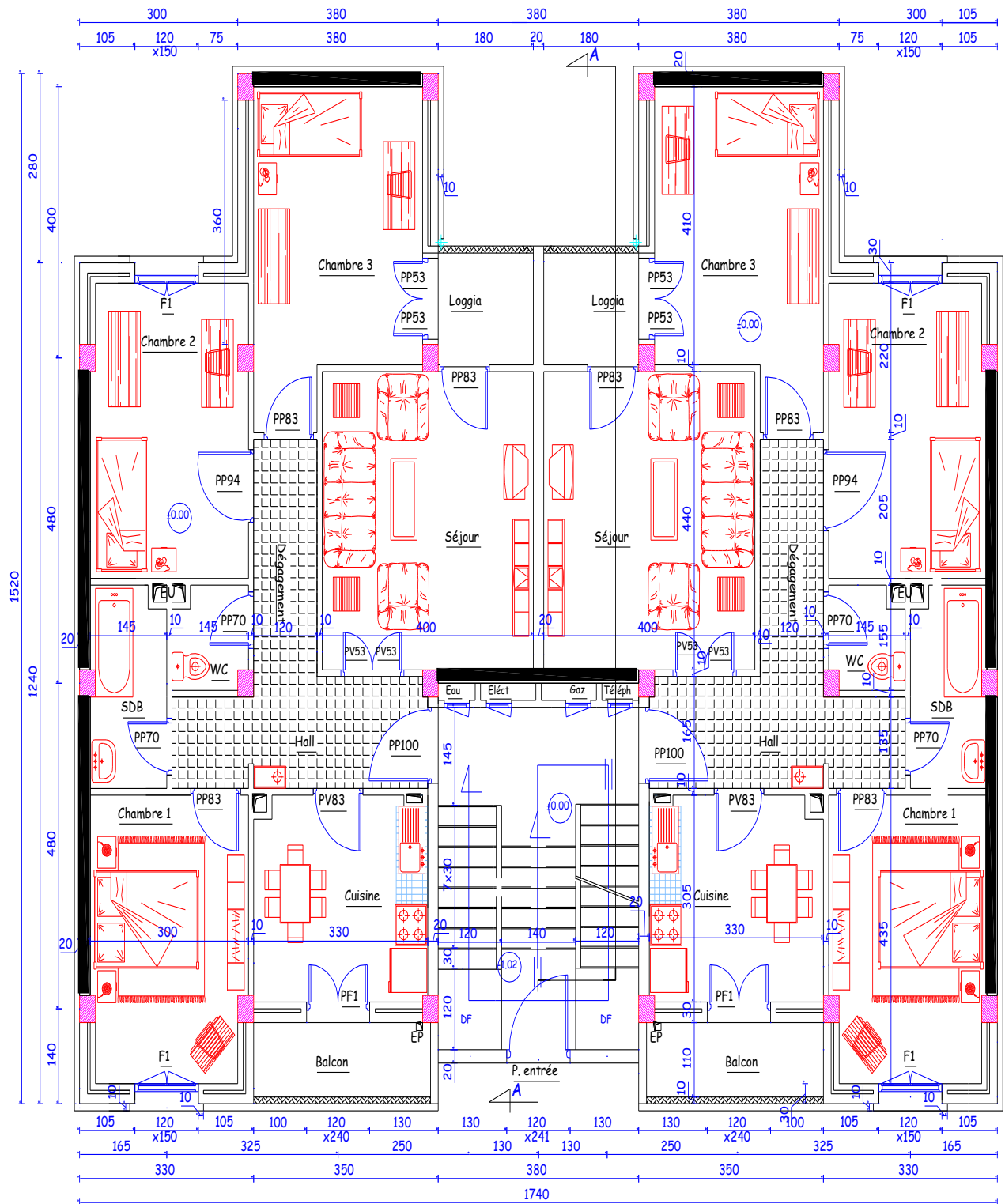


Figure 1 : Plan de RDC

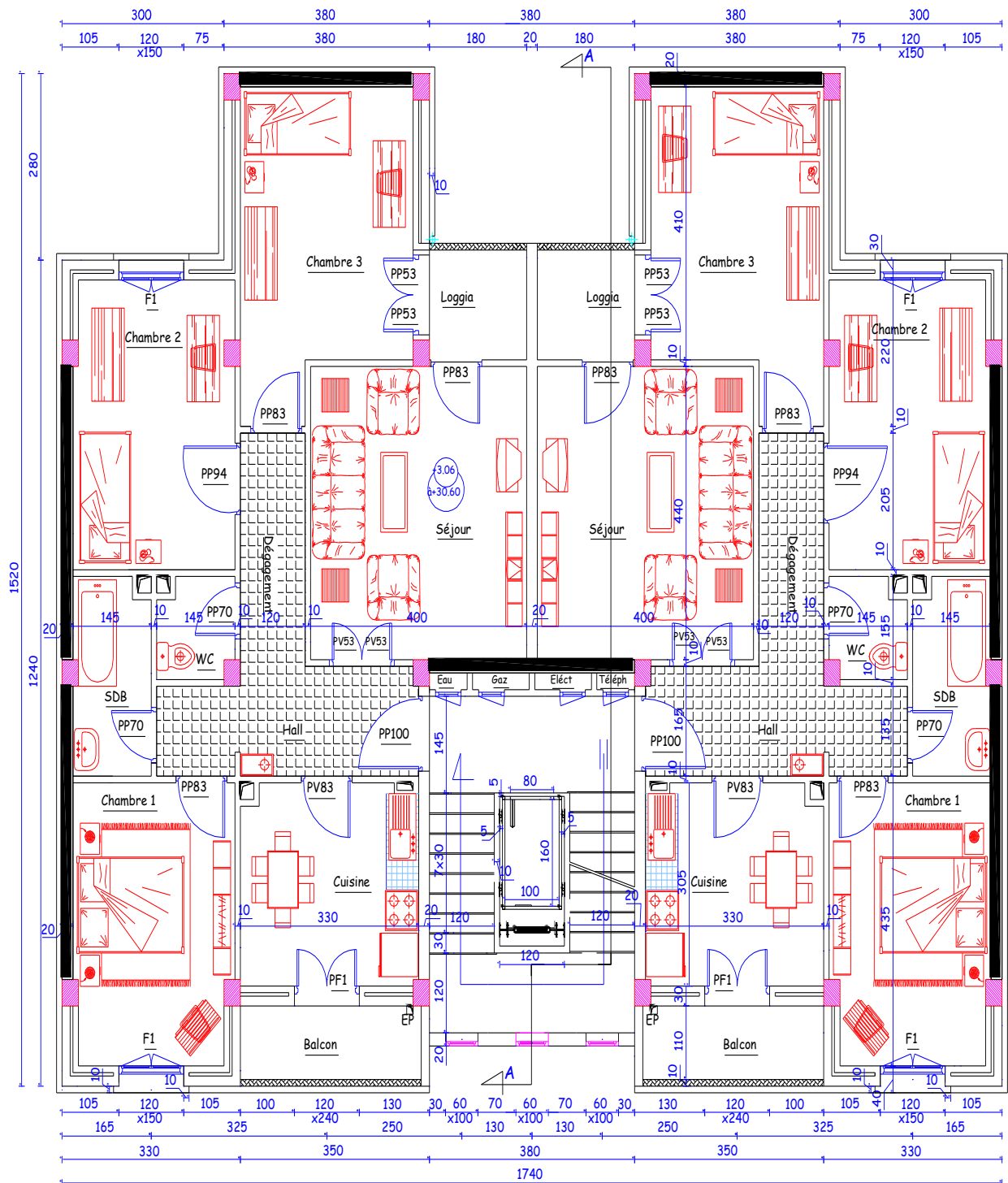


Figure 2 : Plan d'étages courants

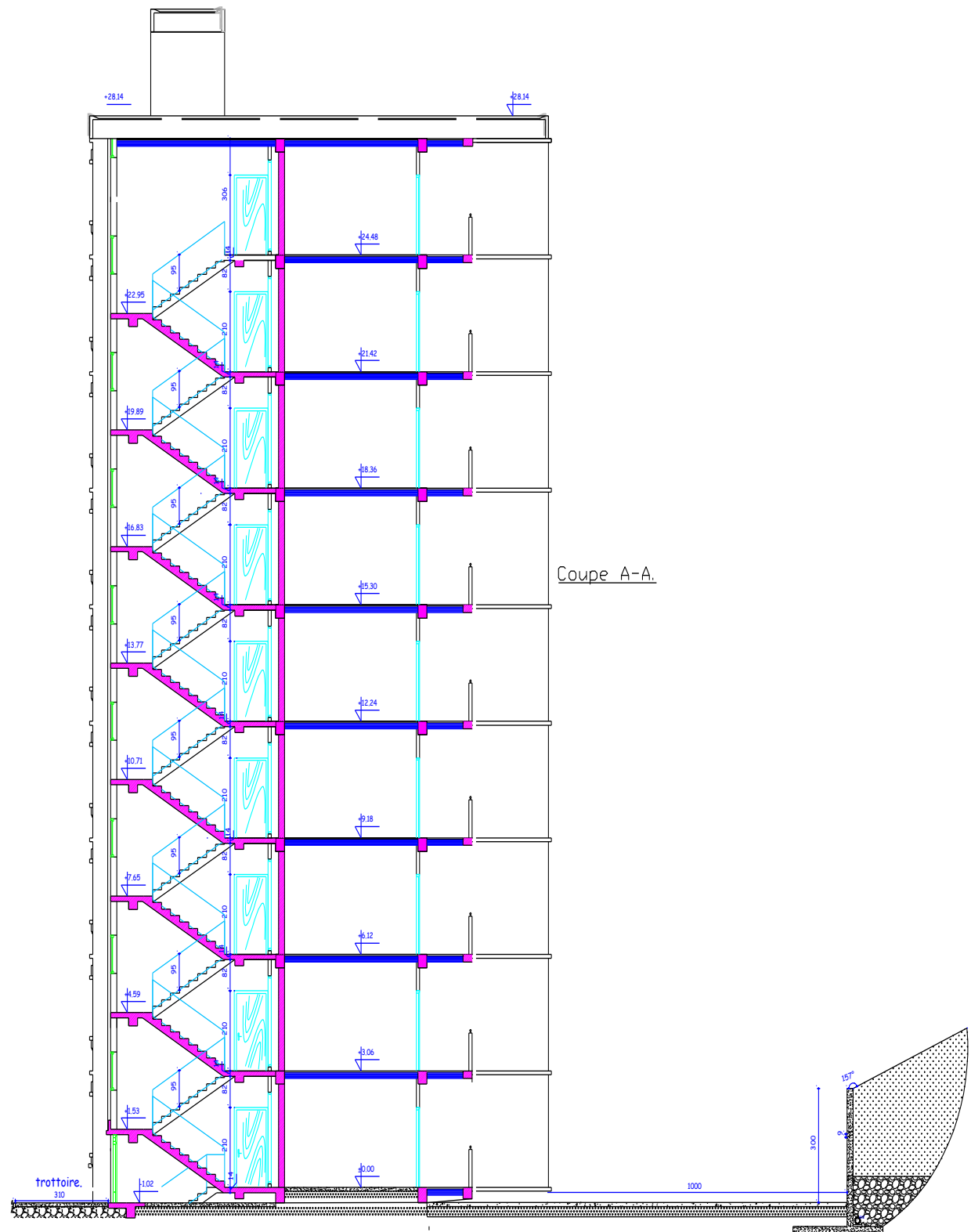


Figure 3 : Plan en élévation (coupe A-A)

I.3 Caractéristiques structurales

I.3.1 Système de contreventement

D'après le RPA 99 (modifié 2003), toute structure dépassant 14 m en zone de sismicité moyenne « *IIa* » doit comporter des portiques (poutre et poteaux) et des voiles de contreventement. Ces derniers doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Ce système est appelé **contreventement mixte**.

I.3.2 Planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges, assurant deux fonctions principales :

En ce qui concerne le type de plancher, on a opté pour une dalle pleine et un plancher (corps creux, poutrelles et dalle de compression) pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique
- Economie dans le coût de coffrage (coffrage perdu constitué par les poutrelles et les corps creux).

I.3.2.1 Plancher en corps creux

Les planchers remplissent deux fonctions principales :

❖ *Fonction de résistance mécanique* : les planchers supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation.

❖ *Fonction d'isolation* : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages ; tous les planchers du bâtiment seront réalisés en corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées sur place à l'exception des balcons qui sont réalisés en dalle pleine destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements du sol.

Le plancher terrasse est inaccessible avec une pente de **1%** qui facilite l'écoulement des eaux.

I.3.2.2 Dalle pleine :

Une dalle pleine en béton armé est prévue au niveau de la salle machine.

I.3.3 Maçonnerie

- ❖ **Les murs extérieurs** : selon les plans d'architecture, les murs extérieurs seront réalisés en double cloison de briques creuses de 15 et 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5 cm $(15 + 5 + 10) = 25 \text{ cm}$.

- ❖ **Les murs intérieurs** : seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur

I.3.4 Escaliers

C'est un ouvrage qui permet de relier entre les différents niveaux de la construction. Notre escalier comporte de trois types d'escalier ; palier de repos à paillasse adjacente coulés sur place en béton armé et d'un ascenseur.

I.3.5 Acrotère

C'est un élément en béton arme réalisé sur la périphérie du plancher terrasse qui permet un bon façonnement de l'étanchéité. Il joue un rôle de sécurité et de garde de corps dont la hauteur est de 60 cm.

I.3.6 Terrasse inaccessible

Notre bâtiment sera muni d'une terrasse inaccessible avec une pente de **1%** qui facilite l'écoulement des eaux.

I.3.7 Fondation

C'est un élément situé à la base de la structure son rôle est de transmettre les charges et les surcharges au sol est le choix de type de fondation dépend de la nature du sol. On distingue trois types : fondation superficielle, profonde et semi profonde

I.3.8 Revêtement :

- Mur extérieur, sanitaire, cage d'escalier enduit ciment.
- Mur intérieure + plafond..... enduit plâtre.
- Salle d'eau + cuisine.....céramique.
- Espace habitable.....dalle de sol+ seuil en marbre.

I.3.9 Système de coffrage

Nous optons pour un coffrage métallique de façon à faire limiter le temps d'exécution pour les voiles pour les poteaux.

I.4 Caractéristique mécanique des matériaux :

Nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir le **Béton + Acier**, qui doivent rependre au RPA 99 version 2003 ainsi que les règles du Béton armé aux états limites (BAEL 91 modifier 99).

I.4.1 Béton

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de : liant hydraulique (ciment), granulats (sable, gravier) et d'eau de gâchage éventuellement des adjuvants.

I.4.1.1 Composition du béton

La composition du béton sera dotée par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances. Dans le cas le plus courant, le béton utilisé est dosé à **350 kg/m³** de ciment portland composé (**CPJ 325**), destiné à offrir une protection efficace des armatures.

A titre indicatif, nous avons pour **1m³** de béton armé la composition suivante :

- Sable propre.....380 à 450cm³ ($D_g \leq 5\text{mm}$) ;
- Gravier 750 à 850 cm³ ($D_g \leq 25\text{mm}$) ;
- Dosage de ciment CPJ 325.....300 à 400 kg ;
- Eau de gâchage 150 à 200 l ;
- La réalité pratique conduit vers le rapport $\frac{\text{Eau}}{\text{Ciment}}$ ($\frac{E}{C} = 0.5$)

I.4.1.2 Résistance caractéristique du béton

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression. On peut définir deux types de résistances.

I.4.1.3 Résistance caractéristique à la compression

Le béton est définie par la valeur de sa résistance mécanique à l'âge de **28 jours** noté « **f_{c28}** », qu'on détermine après un essaie de compression axiale fait sur des éprouvettes normalisées (**16x32**) à 28 jours de durcissement.

Pour l'étude de ce projet, nous prenons $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge ≤ 28 jours, sa résistance à la compression est calculée, selon Art 2-1- 11 BAEL 91, comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \rightarrow \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \rightarrow \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}.$$

I.4.1.4 Résistance caractéristique à la traction :

A l'âge « **j** » jours, la résistance du béton est notée **f_{tj}** et donnée par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \rightarrow \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{Art / A. 2.1, 12 BAEL 91})$$

On prend $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 \rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}.$$

I.4.1.5 Module de déformation longitudinale du béton

I.4.1.6 Module d'élasticité instantanée

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet que le module de déformation longitudinale qu'on note « E_{ij} » est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \rightarrow \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{Art .2.1, 22 BAEL 91}).$$

Pour $j = 28$ jours et $f_{c28} = 25$ MPa.

$$E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$$

I.4.1.7 Module d'élasticité différée :

On l'utilise pour les charges de longues durées (cas courant). La déformation différée du béton comprenant le **retrait** et le **fluage** ; on considère dans les calculs que les effets de ses deux phénomènes qui s'additionnent sans atténuation, noté « E_{vj} », il est donnée par BAEL 91 modifiée 99 / Art A.2.1, 22 comme suit :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \rightarrow \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

Pour $j = 28$ jours et $f_{c28} = 25$ MPa $\rightarrow E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa}$.

I.4.1.8 Module de déformation transversale du béton :

Il est noté « G », il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99 / Art A.2.1, 3}).$$

Avec :

- E : module de Young (MPa) ;
- ν : Coefficient de poisson.

Coefficient de poisson (ν): (BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1, 3), c'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{à ELU.} \\ \nu = 0.2 \rightarrow \text{à ELS.} \end{cases}$$

I.4.2 Contraintes limites

Elles sont définies comme des états qui correspondent à diverse conditions (de sécurité et du bon comportement) pour lesquels la structure est calculée.

I.4.2.1 Etat Limite Ultime (ELU)

Cet état correspond à la perte d'équilibre (basculement) et de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture) qui conduit à la ruine.

I.4.2.1.1 Contrainte limite à la compression

La contrainte limite à la compression notée « f_{bc} » est donnée par le *BAEL 91 modifiée 99 / Art A.4.3, 41*).

$$f_{cb} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

- γ_b : Coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{pour les situation courantes.} \\ \gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$
- θ : Coefficient dépendant de durée (t) de l'application des combinaisons d'actions.
 - $\theta = 1 \rightarrow t \geq 24 \text{ h.}$
 - $\theta = 0.9 \rightarrow 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h.}$
 - $\theta = 0.85 \rightarrow t \leq 1 \text{ h.}$
- t : Durée d'application de la combinaison d'action considérée, à j = 28 jours en situation courante on aura :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

Le coefficient « 0.85 » en numérateur et « θ » en dénominateur a pour objet de tenir compte de la résistance du béton est une fonction décroissante de la durée d'application de la charge (à ELU, c'est un diagramme nom linéaire dit parabole – rectangle) (figure 4).

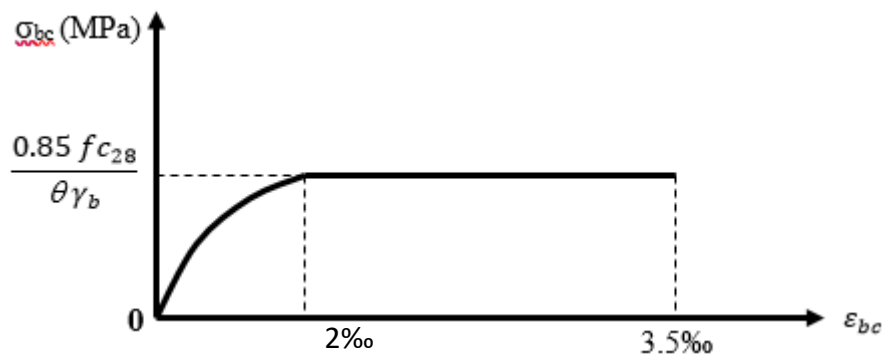


Figure 4 : Diagramme contrainte-déformation du béton à (L'ELU)

I.4.2.1.2 Contrainte de cisaillement (τ_u)

La contrainte de cisaillement est donnée par *BAEL 99. Art A.5.1.21* comme suit :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d}$$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible $\rightarrow \tau_u = \min\{0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\}$
- Fissuration préjudiciable $\rightarrow \tau_u = \min\{0.10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\}$

I.4.2.2 Etat limite de service (ELS)

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de la durabilité.

I.4.2.2.1 La contrainte de compression

La contrainte de compression du béton est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99 / Art A.4.5, 2})$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible à ELS.

$$\text{A } j = 28 \text{ jours} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

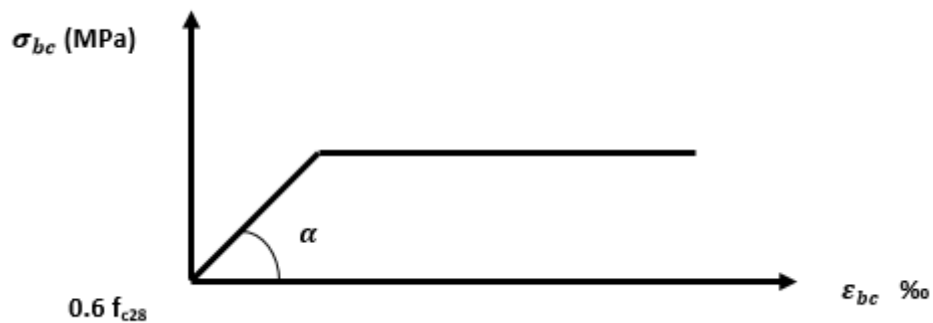


Figure 5 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS)

I.5 Aciers

Les aciers se distinguent par leur nuance et leur état de surface, ils sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas.

Le ferrailage se fera en utilisant les types d'aciers suivants :

- **Les aciers à haute adhérence** : FeE400 et FeE500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 (MPa) et 500(MPa).
- **Treillis soudé** : quadrillage en fils écrouis soudés électriquement de type TS520.

I.5.1 Module de déformation longitudinale

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale « E_s » donné par BAEL 91 modifié 99/ Art A.2.2, 1 est :

$$E_s = \mathbf{2 \times 105 \text{ MPa}}$$

I.5.2 Contraintes limites

I.5.2.1 Contrainte limite ultime

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99/ Art.2.1. 3}).$$

Avec : σ_{st} : contrainte d'élasticité de l'acier (MPa).

γ_s : coefficient de sécurité $\rightarrow \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{pour les situations courantes.} \\ \gamma_s = 1.00 \rightarrow \text{pour les situation accidentelles.} \end{cases}$

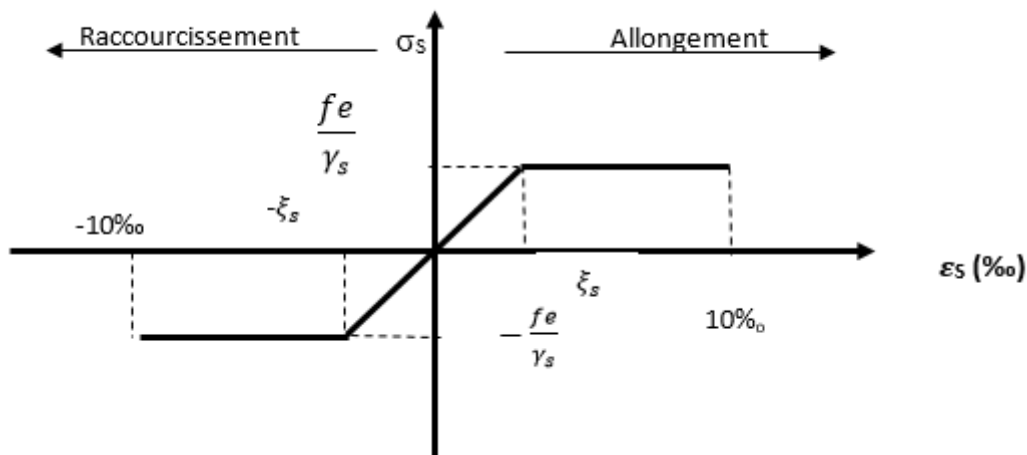


Figure 6 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Remarque :

Les allures décrites par l'acier en compression et en traction sont symétriques par rapport à l'origine.

Tableau 1 : Caractéristiques des aciers

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité F_e (MPa)	Résistance à la rupture (MPa)	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
HA	Haute Adhérence FeE 400	HA	400	480	14‰	1.6	1.5
Acier en treillis	Treillis soudé TL 520 ($\phi < 6$)	TS TL	550	550	8‰	1.3	1

I.5.2.2 Contrainte limite de service

Etat limite d'ouverture de fissuration : Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues.

- ❖ **Fissuration peu nuisible : (BAEL 91/ Art A.4.5, 32),** cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

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

- ❖ **Fissuration préjudiciable_ : (BAEL 91 modifiée 99/ Art A.4.5, 33)**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \quad (MPa).$$

$$\eta : \text{coefficient de fissuration} \begin{cases} \eta = 1.6 \rightarrow \text{pour les HA si } \phi \geq 6 \text{ mm} \\ \eta = 1.3 \rightarrow \text{pour les HA si } \phi < 6 \text{ mm} \end{cases} .$$

Les valeurs exactes obtenues sont :

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Pour les HA 400 et HA 500}$$

- ❖ **Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 modifiée 99/A.4.5, 34)**

La fissuration est considéré comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

I.5.3 Protection des aciers : (BAEL 91 modifiée 99/A.7.2, 4)

Dans le but de protéger les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs ainsi qu'avoir un bétonnage correct, on doit veiller à ce que l'enrobage « c » des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **c ≥ 5cm** : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- **c ≥ 3 cm** : pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisation).
- **c ≥ 2 cm** : pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.
- **c ≥ 1cm** : pour les parois situées dans les locaux couverts non exposés aux condensateurs.

✓ Caractéristique du sol

La contrainte admissible du sol à un 1 m de profondeur est égale à :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars.}$$

Dans notre structure, nous prenons un enrobage : $C = 2 \text{ cm}$.

I.6 Conclusion

Après avoir fait une description de notre structure et la caractéristique mécanique des matériaux à utiliser, nous passons directement au Prédimensionnement des éléments (chapitre II).

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

II. Prédimensionnement des éléments

INTRODUCTION

Le Prédimensionnement est une étape très importante dans notre travail, car il définit les dimensions des différents éléments de la structure tels que les planchers (dalle en corps creux, dalle pleine), les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles ainsi toute les différentes charges appliquées à tous les éléments de la structure, en se basant sur des lois issues des règlements BAEL91, DTR B.C.2.2 et RPA99 version 2003.

II.1 Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulées sur place, leurs rôle est de reprendre les charges et les surcharges des planchers et les transmettre aux éléments verticaux. Ses dimensions sont données par les relations suivantes :

- **Hauteur** « h_t » : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$
- **Largeur** « b » : $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

Avec :

- $L_{\max}$: distance maximale entre axe d'appuis dans le sens considéré.

Les dimensions doivent respecter les conditions de **RPA 99 version 2003 ; Art 7.5.1** :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Dans les constructions en béton armé, on distingue deux types de poutres :

- Poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles.
- Poutres secondaires qui assurent le chaînage.

II.1.1 Poutres principales

selon les plans d'architecture, nous avons dans le sens porteur $L_{\max} = 480 \text{ cm}$.

$$\underline{\text{La hauteur}} : \quad \frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \Leftrightarrow 32 \leq h \leq 48$$

$$h = 45$$

$$\underline{\text{La largeur}} : \quad 0.4 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \Leftrightarrow 18 \leq b \leq 31.5$$

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

➤ Vérification des exigences de RPA 99 version 2003 ; Art 7.5.1 :

- $H = 45 \text{ cm} \geq 30$ → condition vérifiée.
- $B = 30 \text{ cm} \geq 20$ → condition vérifiée.

- $h_t / b = 45/30 = 1.33 \leq 4 \rightarrow$ condition vérifiée.

La section de la poutre principale adoptée est : $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$.

II.1.2 Poutres secondaires

Dans le sens non-porteur, nous avons $L_{max} = 380 \text{ cm}$.

$$\text{La hauteur } \frac{380}{15} \leq h_t \leq \frac{380}{10} \Leftrightarrow 25.33 \leq h_t \leq 38$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$\text{La largeur : } 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Leftrightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

Pour les raisons de réalisation des coffrages sur chantier, nous prenons $b = 30 \text{ cm}$.

Donc : la section de la poutre secondaire adoptée est ; $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

➤ Vérification des exigences :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.
- $h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.
- $h_t / b = 1.16 \leq 4 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

Conclusion

Les dimensions retenues sont :

→ Poutres principales : $(30 * 45) \text{ cm}^2$.

→ Poutres secondaires : $(30 * 35) \text{ cm}^2$.



II.2 Prédimensionnement des planchers

Un plancher est une aire généralement plane séparant deux niveaux d'un bâtiment, il assure deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique, qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les

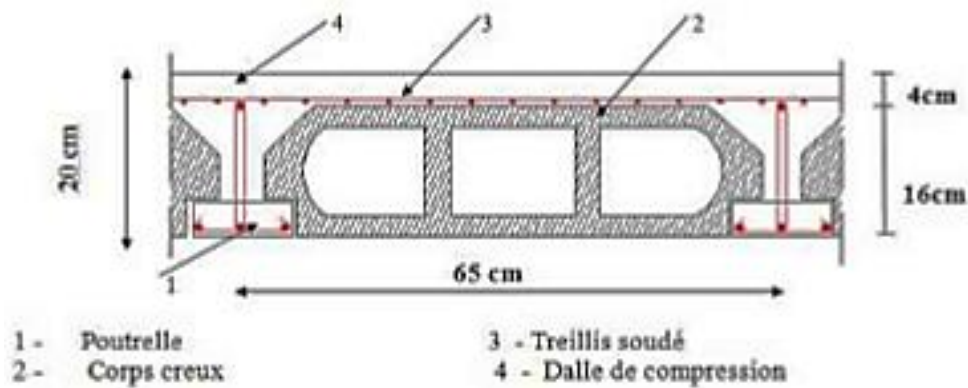


Figure 9 : Coupe d'un plancher en corps creux

La hauteur totale du plancher notée « h_p » est donnée par la formule suivante :

$$h_p \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

Avec :

- $L_{\max}$: portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.
- h_p : hauteur totale du plancher.

Dans notre cas $L_{\max} = 3.80 - 0.30 = 3.50 \text{ m}$

Ce qui nous donne :

$$h_p \geq \frac{350}{22.5} \Rightarrow h_p \geq 15.56 \text{ cm.}$$

Nous optons pour un plancher **(16+4) cm** et il sera valable pour tous les planchers structure.

- L'épaisseur du corps creux : **16 cm.**
- L'épaisseur de la dalle de compression : **4 cm.**

II.2.1 Plancher en dalle pleine

L'épaisseur des dalles pleine (e_p) est déterminée à partir des conditions ci-après :

II.2.1.1 Résistance au feu (BAEL 91 révisé 99-3.1.33)

- $e_p = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e_p = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- $e_p = 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

Nous admettons que : $e_p \geq 11 \text{ cm}$.

II.2.1.2 Isolation phonique

Selon les règles technique « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à **13 cm** pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Nous limitons donc notre épaisseur à : $e_p = 15 \text{ cm}$.

II.2.1.3 Résistance à la flexion

Selon le **BAEL 91 modifié 99 ; Art. B.6.5.1**, les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur un appui (porte à faux) : $e_p \leq \frac{L_x}{10}$.
- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} \leq e_p \leq \frac{L_x}{30}$.
- Dalle reposant sur trois (dalle pleine) : $\frac{L_x}{40} \leq e_p \leq \frac{L_x}{35}$.
- Dalle reposant sur quatre appuis (locale machine) : $\frac{L_x}{50} \leq e_p \leq \frac{L_x}{40}$.

Tel que :

- L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 3 appuis ont une portée égale à :

II.3 Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

D'après le **RPA 99 version 2003 ; Art. 7.7.1**, le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

1.1.1 L'épaisseur du voile « e »

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « **he** » et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de **15 cm**.

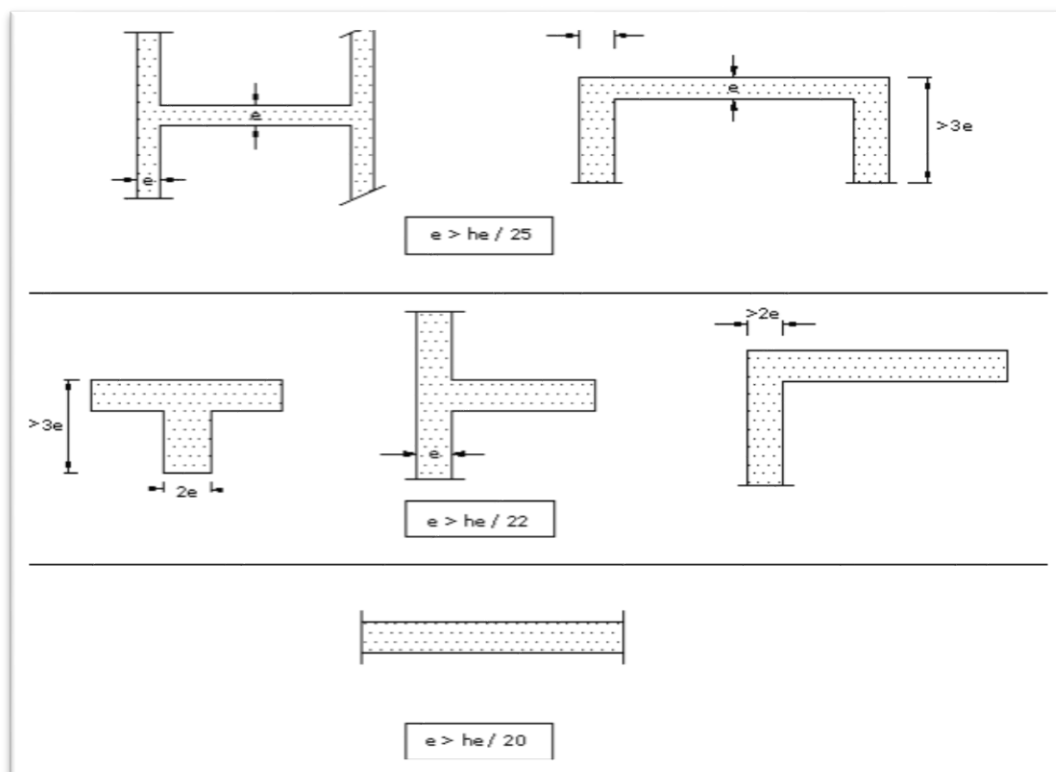
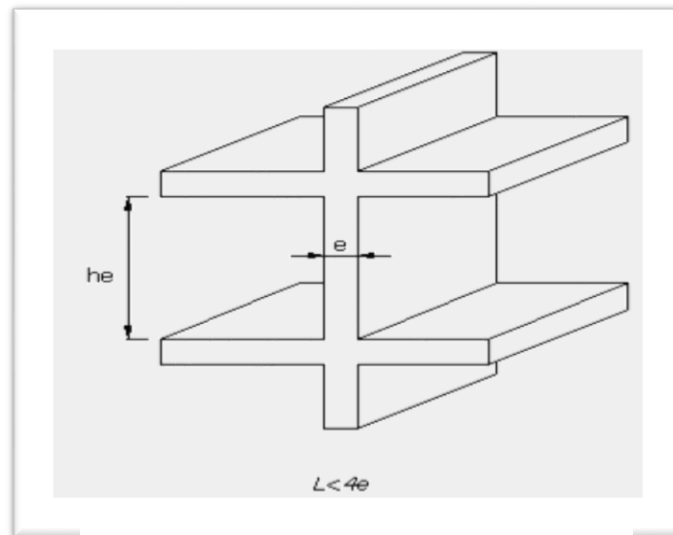


Figure 11 : Coupe de voile en plan

On a : $e \geq \frac{he}{20}$

Avec : $h_e = h - e_p$

tel que :

- e_p : hauteur de la poutre principale.
- h : hauteur d'étage ;

- h_e : hauteur utile d'étage.

D'où :

$$h_e = 306 - 45 = 261 \text{ cm.}$$

CAS 1: $e \geq \frac{h_e}{25} = 261/25 = 10.44 \text{ cm.}$

CAS 2: $e \geq \frac{h_e}{22} = 261/22 = 11.86 \text{ cm.}$

CAS 3: $e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{261}{20} = 13.05 \text{ cm.}$

D'où : $e = \max \left\{ e_{min}, \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right\}$

Nous adoptons une épaisseur $e = 15 \text{ cm.}$

II.4 Prédimensionnement des poteaux

Le prédimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service en compression simple selon la combinaison : $N_s = G + Q$.

La section du poteau le plus sollicité est donné comme suit :

$$v = \frac{N_s}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \text{ (RPA99 version 2003 - 7.4.3.1)}$$

Avec :

- v : Effort normal réduit ;
- N_s : effort normal repris par le poteau
- G : charge permanente.
- Q : surcharge d'exploitation.
- B_c : Section des poteaux ($B_c = S$)

D'où : $B_c \geq \frac{N_s}{0.30 f_{c28}}$

Remarque

Nous allons considérer, en premier temps, pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par (RPA99VERSION 2003/Art 7.4.1) qui est de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$.

II.4.1.1 Surface d'influence

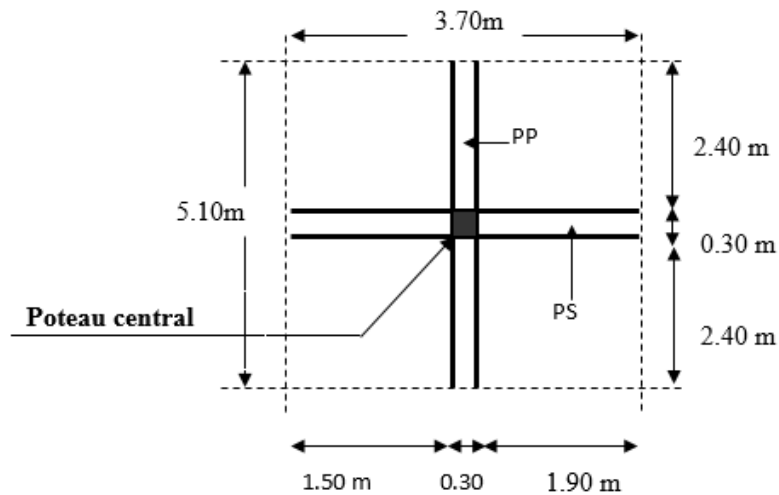


Figure 12 : surface d'influence du poteau

- Section nette :

$$S_n = (1.50 + 1.90) \times (2.40 + 2.40)$$

$$S_n = 16.32 \text{ m}^2$$

- Section brute :

$$S_b = 3.70 \times 5.10$$

$$S_b = 18.87 \text{ m}^2.$$

II.5 Détermination des charges et surcharges

On calcule les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.

II.5.1 Charges permanentes « G »

II.5.1.1 Plancher terrasse (inaccessible)

Les différentes couches constituant le plancher terrasse sont illustrées dans la figure 7.

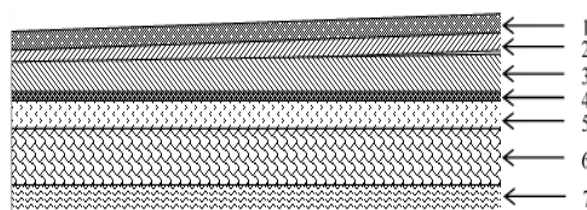


Figure 13 : Coupe verticale du plancher terrasse

Dans le tableau 1, nous présentons les différentes charges permanentes revenant au plancher terrasse.

Tableau 2 : Valeur de la charge permanente G_t du plancher terrasse.

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m^3)	La charge (kN/m^2)
1. Couche de gravillon	5	17.00	0.85
2. Etanchéité multicouches	2	6.00	0.12
3. Béton en forme de pente	7	22.00	1.54
4. Feuille de polyane	/	/	0.01
5. Isolation thermique en liège	5	4.00	0.20
6. Plancher à corps creux	(16+4)	14.00	2.80
7. Enduit sous plafond en plâtre	2	10.00	0.20
G totale			5.72

II.5.1.2 Plancher étage courant « corps creux »

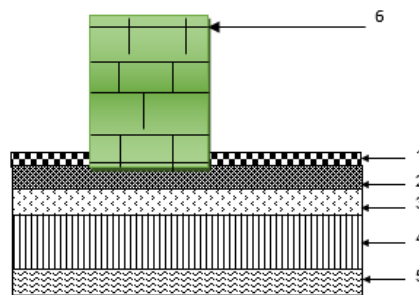


Figure 14 : Coupe verticale du plancher d'étage courant

Dans le tableau 2, nous présentons les différentes charges permanentes revenant au plancher d'étage courant.

Tableau 3 : Valeur de la charge permanente de l'étage courant

Eléments	Epaisseur	Poids volumique (KN/m^3)	La charge (KN/m^2)
1. Revêtement en carrelage	2	22.00	0.44
2. Mortier de pose	3	22.00	0.60
3. Couche de sable	3	22.00	0.66
4. Dalle en corps creux	(16+4)	14.00	2.80
5. Enduit de plâtre	2	10.00	0.20
6. Cloison en brique creuse	10	9.00	0.90
Gt			5.60

II.5.1.3 Dalle pleine

Les différentes charges permanentes revenant au dalle pleine sont présentées dans le tableau 3.

Tableau 4 : valeur de la charge de le dalle pleine (balcon).

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	2	20.00	0.40
2. Mortier de pose	2	20.00	0.40
3. Couche de sable	2	18.00	0.36
4. Dalle pleine en béton armé	15	/	3.75
5. Mortier de ciment	2	18.00	0.36
Gt			5.27 (KN/m²)

II.5.1.4 Maçonnerie

II.5.1.4.1 Mur extérieur

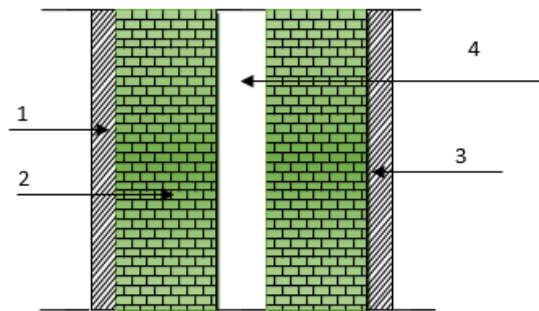


Figure 15 : Coupe verticale du mur double cloison

Tableau 5 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur)

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1. Mortier de ciment	2	18.00	0.36
2. Brique creuse	15	9	1.35
3. Brique creuse	10	9.00	0.90
3. Enduit plâtre	2	10.00	20.00
Gt			2.81(KN/m²)

II.5.1.4.2 *Mur intérieur*

Tableau 6 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur)

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
enduit plâtre	2	10.00	0.20
Brique creuse	10	9.00	0.90
Enduit ciment	2	18.00	0.36
Gt			1.46

II.5.2 Surcharge d'exploitation

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR** comme suit :

- Plancher terrasse inaccessible → $Q = 1 \text{ kN/m}^2$
- Plancher étage courant à usage d'habitation → $Q = 1.50 \text{ kN/m}^2$
- Balcons → $Q = 3.50 \text{ kN/m}^2$
- Acrotère → $Q = 1.00 \text{ kN/m}$
- Escalier → $Q = 2.50 \text{ kN/m}^2$

II.6 Descente de charge

1.1.2 Charge permanente revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse : $Gt = 5.72 \text{ KN/m}^2$;
- Plancher étage courant : $Gt = 5.60 \text{ KN/m}^2$;
- Plancher RDC : $Gt = 5.60 \text{ KN/m}^2$.

II.6.1 Poids revenant à chaque plancher

Poids du plancher $P = G \times S$.

- **Plancher terrasse :**

$$P = 5.72 \times 16.32 = 93.350 \text{ kN}.$$

- **Plancher étage :**

$$P = 5.60 \times 16.32 = 91.392 \text{ kN}.$$

II.6.2 Poids propre revenant à chaque poutre :

- **Poutres principales :**

$$P_p = (0.30 \times 0.45) 25 \times 4.55 = 15.36 \text{ kN}.$$

- **Poutres secondaires :**

$$P_s = (0.30 \times 0.35) 25 \times 3.55 = 9.32 \text{ kN}.$$

D'où le poids total :

$$P = 15.36 + 9.32 = \mathbf{24.68\ kN}$$

1.1.3 Surcharge d'exploitation

- Plancher terrasse $Q_0 = 1.00 \times 22.97 = 22.96\ \text{kN}$.
- Plancher étage courant, RDC $Q_1, Q_2, Q_3 = \dots = Q_8 = 1.50 \times 16.32 = 24.48\ \text{kN}$

II.6.3 Poids propre des poteaux

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

$$\begin{cases} b = 25\ \text{cm} \\ h = 25\ \text{cm} \end{cases}$$

- Poids de poteau du l'étage courant

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.78\ \text{kN}.$$

- Poids de poteau du RDC

$$G = 0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = 6.885\ \text{kN}.$$

II.7 Loi de dégression de charge

Les règles du DTR exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. S'applique aux bâtiments à grande nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux

Peuvent être considérées indépendante. Les niveaux occupés par des locaux commerciaux, ne sont pas compté dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de 5, ce qui est le cas de notre bâtiment.

Principe de la loi

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à $0.5\ Q$.

$$Q_0 + (3+n/2n) (Q_1 + Q_2 + Q_3 \dots \dots \dots Q_n).$$

Avec :

- n : Nombre d'étage en démarre du haut vers le bas.

- Q0 : La charge d'exploitation sur la toiture ou la terrasse.
- Q1, Q2 Qn : Les charges d'exploitation des plancher respectifs.

D'où les valeurs du coefficient de réduction sont données sous forme du tableau suivant :

Tableau 7 : Coefficients de dégression de surcharges

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficient	01	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,50	0,50	0,50

1.1.4 Les surcharges cumulées

$$8^{\text{ème}} : Q_0 + 1Q = 16.32 + 24.48 = 40.8 \text{ KN}$$

$$7^{\text{ème}} : Q_0 + 1.9Q = 16.32 + 1.9 (24.48) = 62.832 \text{ KN}$$

$$6^{\text{ème}} : Q_0 + 2.7Q = 16.32 + 2.7 (24.48) = 82.416$$

$$5^{\text{ème}} : Q_0 + 3.4Q = 16.32 + 3.4 (24.48) = 99.552 \text{ KN}$$

$$4^{\text{ème}} : Q_0 + 4Q = 16.32 + 4(24.48) = 114.24 \text{ KN}$$

$$3^{\text{ème}} : Q_0 + 4.5Q = 16.32 + 4.5 (24.48) = 126.48 \text{ KN}$$

$$2^{\text{ème}} : Q_0 + 5Q = 16.32 + 5(24.48) = 138.72 \text{ KN}$$

$$1^{\text{ème}} : Q_0 + 5.5Q = 16.32 + 5.5 (24.48) = 150.96 \text{ KN}$$

$$\text{RDC} : Q_0 + 6Q = 16.32 + 6(24.48) = 163.20 \text{ KN}$$

Tableau 8 Détermination des sections des poteaux

NIVEAUX	Charges permanentes [kN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm ²]	
	Poids des planches	Poids des poutres	Poids des poteaux	G totale	G cumulé	Qi	Qcum		Section trouvée $s \geq \frac{N_s}{0.6f_{c28}}$	Section adoptée
8	93.350	22.96	4.78	121.09	121.09	22.96	22.96	144.05	192.066667	35x35
7	91.392	22.96	4.78	119.132	240.222	22.86	45.82	286.042	381.389333	35x35
6	91.392	22.96	4.78	119.132	359.354	22.86	68.68	428.034	570.712	35x35
5	91.392	22.96	4.78	119.132	478.486	22.86	91.54	570.026	760.034667	35x35
4	91.392	22.96	4.78	119.132	597.618	22.86	114.4	712.018	949.357333	35x35
3	91.392	22.96	4.78	119.132	716.75	22.86	137.26	854.01	1138.68	40x40
2	91.392	22.96	4.78	119.132	835.882	22.86	160.12	996.002	1328.00267	40x40
1	91.392	22.96	4.78	119.132	955.014	22.86	182.98	1137.994	1517.32533	45x45
RDC	91.392	22.96	6.885	121.237	1076.251	22.86	205.84	1282.091	1709.45467	45x45

La loi de dégression des charges dans les bâtiments à plusieurs étages, ne donne pas un dimensionnement suffisant pour les sections des poteaux, et vue la hauteur de notre ouvrage et aussi l'effet du séisme, il est préférable d'augmenter la section des poteaux, en respectant les conditions de **RPA99 (version 2003)** suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone IIa.} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$

Pour le RDC 1 etage :

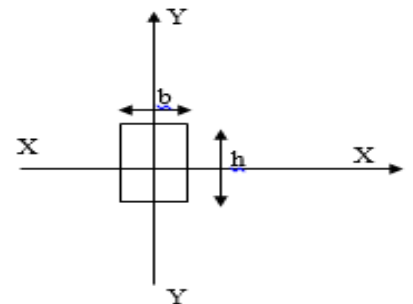
- 1) $\text{Min}(45,45) = 45 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{c v}$
- 2) $\text{Min}(45,45) > 306/20=15.30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{c v}$
- 3) $45/45=1 \quad 0.25 \leq 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{c v}$

Pour les niveaux 2 et 3 :

- 4) $\text{Min}(40,40) = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{c v}$
- 5) $\text{Min}(40,40) > 306/20=15.30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{c v}$
- 6) $40/40=1 \quad 0.25 \leq 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{c v}$

Pour les niveaux 4 ,5,6, 7 et 8 :

- 7) $\text{Min } (35.35) = 35 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{c v}$
- 8) $\text{Min } (35.35) > 306/20=15.3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{c v}$
- 9) $35/35 = 1 \quad 0.25 \leq 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{c v}$



II.8 Vérifications de la condition de non flambement des poteaux

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Afin d'éviter le risque de flambement des poteaux, l'élancement λ de ceux-ci devra satisfaire l'équation suivante :

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

Avec :

- L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$) ;

- i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$) ;
- L_0 : hauteur libre du poteau
- S : section transversale du poteau ($b \times h$) ;
- I : moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$; $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$).

$L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142$ m pour le poteau de RDC et pour les étages courants.

Pour le RDC et les niveaux 1 :

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{45 \times 45^3}{12 \times 45 \times 45}} = 12.99 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214.2}{12.99} = 16.46 < 50 \dots \dots \dots CV$$

Pour les niveaux 2 et 3 :

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{40 \times 40^3}{12 \times 40 \times 40}} = 11.54 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214.2}{11.54} = 18.56 < 50 \dots \dots \dots CV$$

Pour les niveaux 4, 5, 6, 7 et 8 :

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{35 \times 35^3}{12 \times 35 \times 35}} = 10.10 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214.2}{10.10} = 21.20 < 50 \dots \dots \dots CV$$

Conclusion

Le pré dimensionnement des éléments consiste en l'estimation des différentes sections des éléments à adopter conformément aux règlements, ainsi au terme de ce chapitre, les sections adoptées sont les suivantes :

- Poutres principales (30x45) cm².
- Poutres secondaires (30x35) cm².
- Poteaux intermédiaires :
 - RDC et niveau 1 $\Rightarrow$ (45x45) cm² ;
 - Niveau 2 et 3 $\Rightarrow$ (40x40) cm² ;
 - Niveau 4, 5, 6, 7 et 8 $\Rightarrow$ (35x35) cm².

Chapitre III: CALCULES DES ELEMENTS SECONDAIRE

III. Calculs des éléments secondaire

III.1 L'acrotère

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est considéré comme une console encastree dans le plancher terrasse, soumis à son poids propre (G)

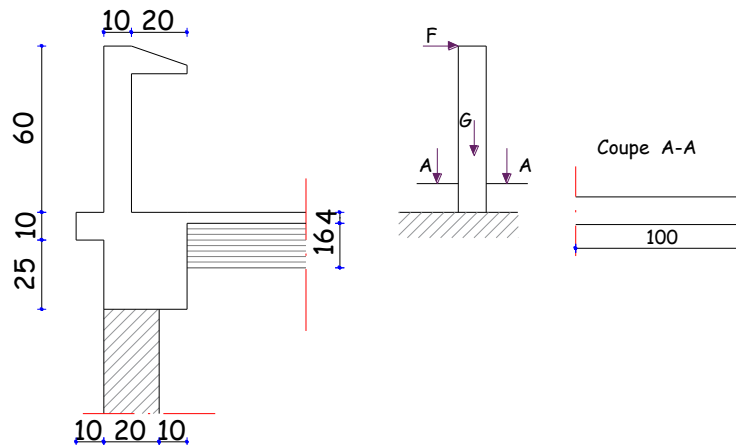


Figure 16 : Schéma statique de l'acrotère

III.1.1 Calcul des sollicitations

- Le chargement

Poids propre: $G = \rho \times S$.

Avec :

- ρ : Masse volumique du béton, $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$
- S : Section longitudinale de l'acrotère

$$S = \left[(0.6 \times 0.1) + (0.2 \times 0.07) + \frac{0.2 \times 0.03}{2} \right] = 0.077 \text{ m}^2$$

$$S = 0.077 \text{ m}^2$$

D'où :

$$G = 25 \times 0.077 = 1,925 \text{ kN/ml}$$

La surcharge d'exploitation horizontale : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

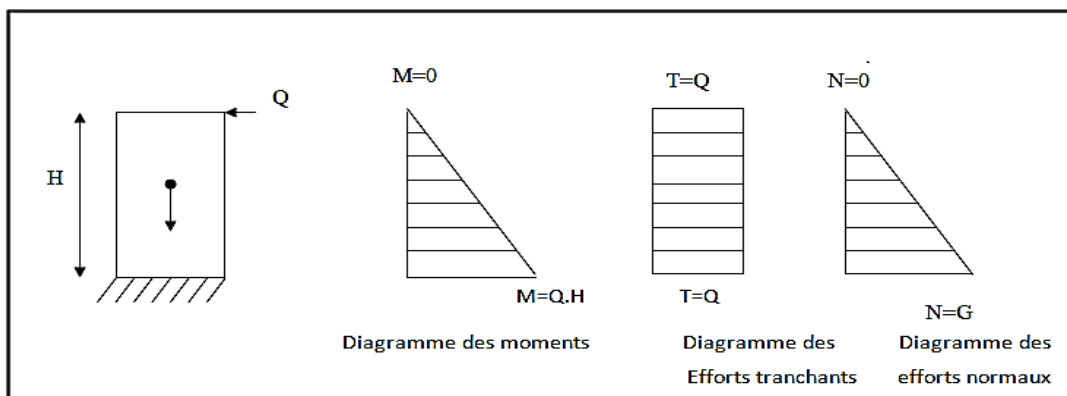
- Les sollicitations

Effort normal dû au poids propre $N = G \times 1 = 1,925 \text{ kN/ml}$

Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1 \text{ kN}$

Moment de renversement M dû à Q pour une bande de 1m :

$$M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN.m}$$



III.1.2 Les combinaisons de charges

A l'ELU :

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

- Effort normal de compression

$$N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.925 = 2.958 \text{ kN}$$

- Effort tranchant

$$T_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$$

- Moment de flexion

$$M_u = 1.5 \times 0.6 = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN.m}$$

A l'ELS:

$$Q_s = G + Q$$

- Effort normal de compression

$$N_s = G = 1.925 \text{ kN}$$

- Effort tranchant :

$$T_s = T = 1.5 \text{ kN}$$

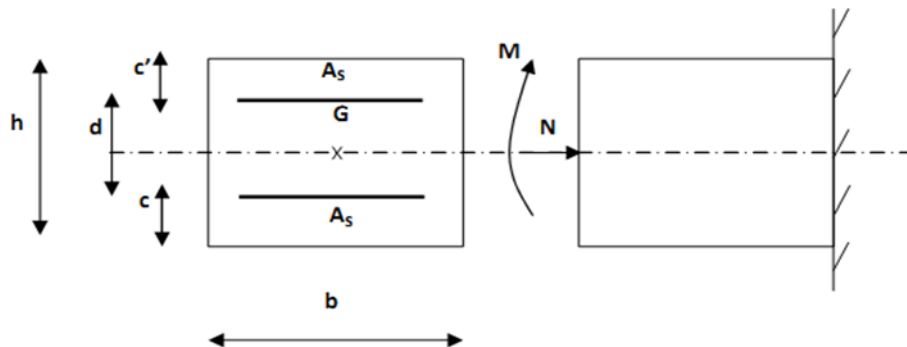
- Moment de flexion :

$$M_s = M = 0.6 = 0.6 \text{ kN.m}$$

III.1.3 Ferrailage de l'acrotère

Pour déterminer la section d'armature, on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour se faire on utilise le calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A » Avec :

- h : épaisseur de la section = 10 cm
- C : enrobage = 2cm
- Hauteur utile $d = h - c = 10 - 2 = 8$ cm
- M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues



➤ Calcul de centre de pression

Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.598} = 0.346 \text{ m} = 34.6 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

⇒ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures et N est un effort de compression à l'intérieur, nous pouvons donc déduire que la section est partiellement comprimée (SPC), elle sera calculée en flexion simple.

Etape fictive (flexion simple)

$$M_f = N_u \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 2,598 \left(0,346 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,976 \text{ KN.m}$$

- Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.976 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.010$$

$$\mu = 0,010 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0,010 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.976 \times 10^6}{0.995 \times 80 \times 348} = 35.23 \text{ mm}^2$$

Calcul en flexion composée

$$A_r = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.350 - \frac{2.598}{348 \times 10^{-1}} = 0.275 \text{ cm}^2$$

III.1.4 Vérification a l'ELU

a) Condition de non fragilité : (BAEL99/Art A.4.2.1)

Par définition de cet article en cas de flexion composée nous introduisant (M_s et N_s). Il faut vérifier que : $A_r \geq A_{min}$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{MPa}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{1.925} = 0.311 \text{ m} \quad \text{donc} \quad e_s = 31 \text{cm}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d} \right]$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{400} \left[\frac{31 - 0.445 \times 8}{31 - 0.185 \times 8} \right] = 0.112 \text{cm}^2$$

Donc : $A_r = 0.275 \text{cm}^2 > A_{min} = 0.112 \text{cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

b) Vérification aux cisaillements : (BAEL99/Art5.1, 211)

La fissuration est préjudiciable, donc : $\tau \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right\}$

$$\tau = \frac{V_u}{bd} \quad V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{KN} \quad \text{Avec } V_u : \text{effort tranchant}$$

$$\tau = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 800} = 0.018 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement $\implies$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

1) Vérification de l'adhérence dans les barres :(Art A.6.1.3/ BAEL 91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{avec } (\Psi_s = 1.5 \text{HA}) \text{ et } (f_{t28} = 2.1 \text{MPa})$$

$$\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.48} = 0.207 \text{MPa}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres. $\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.04 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = 0.207 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2) Espacement des barres :(Art A.4.5,33/ BAEL 91modifié 99)

- Armatures principales : $St \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.}$ Soit $St = 25 \text{ cm.}$
- Armatures de répartition : $St \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.}$ Soit $St = 25 \text{ cm}$

3) Ancrages des barres verticales

La longueur de scellement droit est :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{se}} = \frac{8 \times 400}{4 \times 3.15} = 252,186 \text{ mm} \rightarrow \text{Soit : } l_s = 30 \text{ cm}$$

III.1.5 Vérification a l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable. Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

1) Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures dans l'acier

2)

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

$$\sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Nous avons des aciers à haute adhérence : HA (FeE400) : $\Phi \geq 6 \text{ mm}$, d'où $f_e = 400 \text{ MPa}$

$\eta = 1,6$: Fissuration préjudiciable σ_s

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{266.66; 201.63\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Et :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

La valeur de β_1 :

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.253 \rightarrow \beta_1 = 0.920 \rightarrow k_1 = 47.50$$

$$\sigma_s = \frac{0.6 \times 10^2}{0.920 \times 8 \times 2.01} = 40.55 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_s = \mathbf{40.55 \text{ MPa}}$$

D'où :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{40.55}{47.50} = 0.853 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,853 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4) Vérification de l'acrotère au séisme : (Art 6.2.3 / RPA 99)

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale F_p .

Si l'action de la main courante Q est supérieure à l'action sismique alors il n'y a pas de vérification à faire : $F_p = 4 \times A \times C_p \times w_p \leq Q$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas : $A = 0,15$ (Zone IIa, groupe d'usage 2)
- C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires : $C_p = 0,3$
- w_p : Poids de l'élément $w_p = G = 1,925 \text{ kN/ml}$

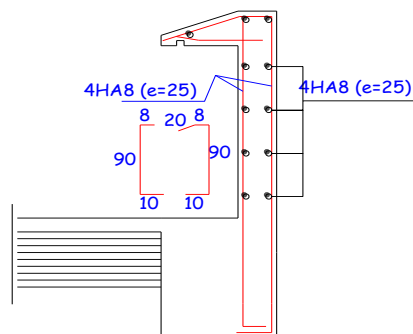
Donc : $F_p = 4 \times 0,3 \times 0,15 \times 1,925 = 0,3465 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Conclusion

Notre ferrailage est calculé à l'ELU et à vérifier à l'ELS

Nous avons adopté le ferrailage suivant :

- Armature principales : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$
- Armature de réparation : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$



Ferrailage de l'acrotère

Figure 14 :détail de ferailage de l'acroter

III.2 Les plancher

Introduction

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité ; constitué en corps creux et d'une dalle de compression, reposant sur des poutrelles disposées suivant le sens de la petite portée.

Les planchers à corps creux sont constitué de :

Nervure appelé poutrelle de section en Té, elle assure la fonction de portance.

La distance entre axe des poutrelles est de 60 cm.

Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique

Sa dimension est de 16 cm.

Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520); dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91 (art B.6.8.423)**.

- 33 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.
- 20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.

Le quadrillage ayant pour but :

Limité les risques de fissuration par retrait

Résister aux efforts de charge appliquée sur les surfaces réduites.

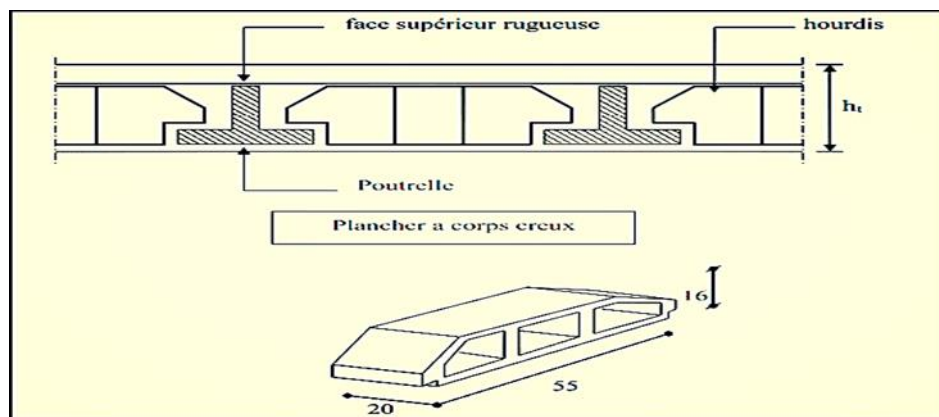


Figure 15 :Plancher a corps creux

III.2.1 Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression de 4 cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont le but est de :

- limiter les risques de fissurations par retrait ;
- résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites ;
- répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles sont au plus égale à celles indiquées par le règlement (**BAEL 91/B.6.8,423**) qui sont :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles ;
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Les armatures $\perp$ aux poutrelles (BAEL 91/B.6.8,5) :**

$$A_{\perp} = \frac{4 l'}{f_e}$$

Avec : l' = distance entre axes des poutrelles comprise entre 50 et 80 cm.

$$\text{A.N : } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 60}{520} \geq 0,46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Nous adopterons $A_{\perp} = 5\text{T5/ml} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

$$\text{Avec : } e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

➤ **les armatures $//$ aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Nous adopterons $A_{//} = 5\text{T5/ml} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

Conclusion : pour le ferrailage de la dalle de compression, on adoptera un treillis soudé de mailles (5×200×200) mm²

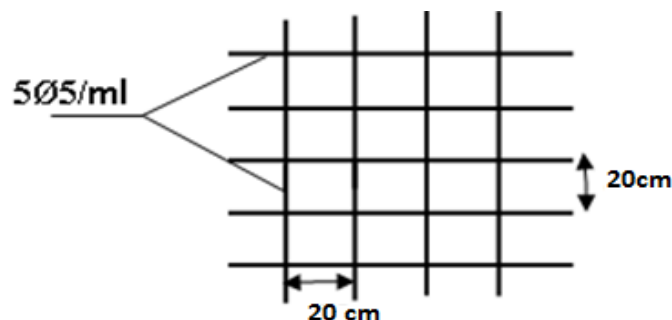


Figure 16 : Treillis soudées de (20x20) cm²

III.2.2 Calcul des poutrelles à l'ELU

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparti dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives. Le calcul se fait en deux étapes à savoir avant et après coulage de la dalle de compression.

III.2.2.1.1 Détermination des dimensions de la section en T

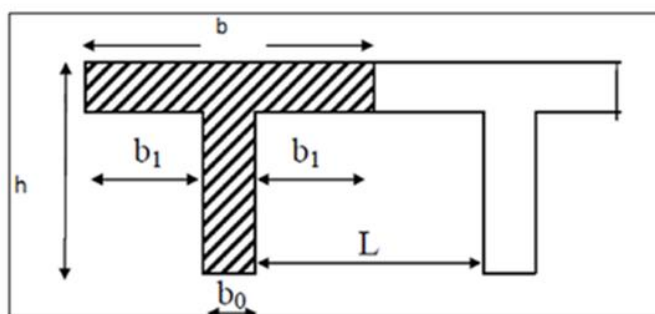


Figure 17 :caractéristiques géométriques de la poutrelle

- $h = 16 + 4 = 20\text{cm}$ (Hauteur du plancher) ;
- $h_0 = 4\text{ cm}$ (épaisseur de la dalle de compression) h_0 ;
- $C = 2\text{ cm}$ (enrobage) ;
- $d = 18\text{ cm}$ (hauteur utile) ;
- b_1 : largeur de l'hourdis ;

Avec :

- L : distance entre faces voisines de deux nervures ;
- X : la distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême le plus rapproché ;
- L_1, L_2 : les portées encadrant l'appui intermédiaire le plus rapproché ;
- b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12\text{ cm}$) ;
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4\text{cm}$) ;
- l_1 : portée de la travée ($l_1 = 410\text{cm}$).

$$b_1 = \frac{60 - 12}{2} = 24\text{ cm}$$

$$b_1 = \frac{410}{10} = 41\text{cm}$$

$$b_1 = \frac{410}{3} = 136.66\text{ cm}$$

On prend : **$b_1 = 24\text{cm}$**

$$\text{D'où : } b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 = 60\text{cm}$$

A/ Calcul avant le coulage de la dalle de compression :

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant simplement appuyées à ces deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de $0,95\text{ kN/m}^2$ et celui de l'ouvrier.

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable c'est à dire la travée de plus grande longueur :
 $L=4,10\text{m}$

1-Charges et surcharges

- Le poids propre de la poutrelle est : $G1 = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$
- Le poids propre de corps creux est : $G2 = 0.95 \times 0.60 = 0.57 \text{ kN/ml}$
- Le poids total est : $G = G1 + G2 = 0.12 + 0.57 = 0.69 \text{ kN /ml}$
- Le poids de l'ouvrier est estimé à : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

2-Combinaison de charges

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times (0.69) + 1.5 \times (1) = 2.43 \text{ kN/ml}$$

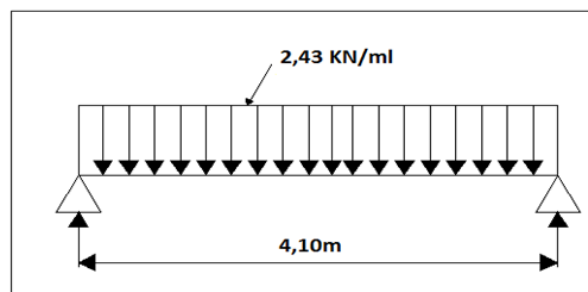


Figure 18 :schéma statique de la poutrelle

Ferraillage à l'état limite ultime

- Moment en travée

$$Mu = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{2.43 \times 4.10^2}{8} = 5.10 \text{ kN.ml}$$

- L'effort tranchant

$$Tu = \frac{qu \times l}{2} = \frac{2.43 \times 4.10}{2} = 4.9815 \text{ K}$$

Ferraillage de la poutrelle

- $b=12\text{cm}$: largeur de la poutrelle ;
- $h=4\text{cm}$: longueur de la poutrelle ;
- $c=2\text{cm}$: enrobage ;

La hauteur utile : $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$.

Nous avons :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5.10 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 7.482 > 0.392$$

$$\mu_b = 7.482 > \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{Section doublement armée (S. D. A)}$$

NB : comme la section de la poutrelle est très réduite on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

➤ **Calcul de la distance entre étais**

Calcul du moment limite qui correspond à une SSA :

$$\mu_b = 7.482 > \mu_l = 0.392$$

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$M_l = 0.392 \times 0.12 \times 0.02^2 \times 14.20 \times 10^3 = 0.27 \text{ kN.m}$$

$$M_l = \frac{q_u \times l_{max}^2}{8}$$

$$l_{max} = \sqrt{\frac{8 \times 0.27}{2.43}} = 0.94 \text{ m}$$

On prend : $l = 0.90 \text{ m}$

Calcul après coulage de la dalle de compression

La poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis. Les charges et surcharges seront considérées comme étant uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles. La poutrelle supportera les charges suivantes :

➤ Plancher des étages courants

- Poids propre du plancher : $G = 5.60 \times 0.60 = 3.36 \text{ kN/m}$;
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.60 = 0.9 \text{ kN/m}$

La charge de calcul sera donc : à l'ELU $\rightarrow q_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow q_u = 5.886 \text{ kN/m}$

à l'ELS $\rightarrow q_s = G + Q \rightarrow q_s = 4.26 \text{ kN/m}$

➤ Plancher d'étage terrasse

- Poids propre du plancher : $G = 5.72 \times 0.60 = 3.432 \text{ kN/m}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \times 0.60 = 0.6 \text{ kN/m}$

La charge de calcul sera donc : à l'ELU $\rightarrow q_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow q_u = 5.533 \text{ kN/m}$.

à l'ELS $\rightarrow q_s = G + Q \rightarrow q_s = 4.032 \text{ kN/m}$

REMARQUE :

1. Il n'y a pas de différence significative entre le chargement appliquée aux poutrelles du plancher terrasse et celui appliqué aux poutrelles des planchers courants.

Donc pour simplifier les calculs, l'étude se fera suivant le cas le plus défavorable (poutrelles du plancher terrasse) et la section d'armatures obtenue sera généralisée pour toutes les autres poutrelles.

2. Nous avons trois différents types de plancher à étudier, le premier comporte un plancher sur 2 appuis ; le deuxième sur 6 appuis et le troisième sur 6 appuis.

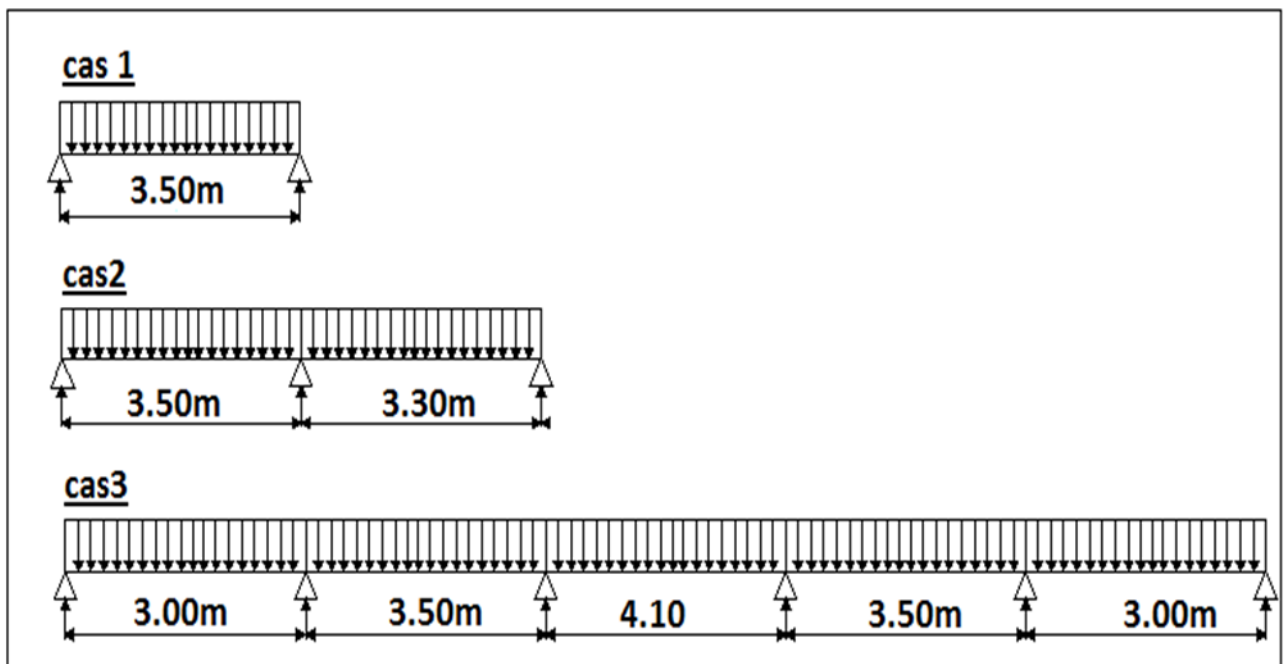
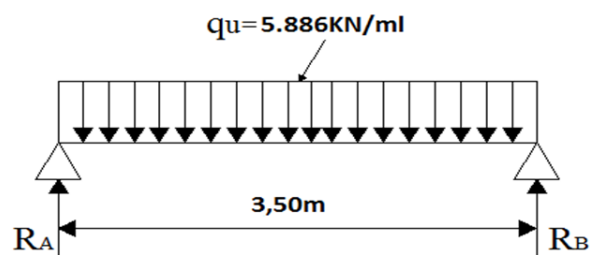


Figure 19 :Schéma statique des poutrelles

- 1^{er} cas : nous avons une poutre sur deux appuis



Principe fondamentale de la statique

$$\sum F_{/OX} = 0$$

$$\sum F_{/OY} = 0$$

$$\sum M_A = 0$$

B. La projection suivant (A_Y)

$$M(R_A^Y) + M(q.l)_A + M(R_B^Y \setminus A) = 0 \dots\dots\dots (1)$$

$$-q.l \times \frac{l}{2} + l \times R_B^Y = 0$$

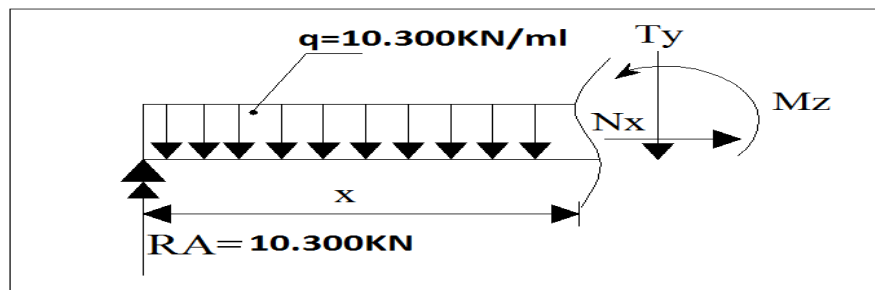
$$-q \times 3.5 \times \left(\frac{3.5}{2}\right) + 3.5 R_B^Y = 0$$

$$-5.886 \times 3.5 \times \left(\frac{3.5}{2}\right) + 3.5 R_B^Y = 0 \rightarrow R_B^Y = 10.300 \text{ kN}$$

$$R_A^Y + R_B^Y - (q.l) = 0 \dots\dots\dots (2)$$

$$R_A^Y = q.L - R_{BY} = 5.886 \times 3.50 - 10.30$$

$$R_A^Y = 10.30 \text{ kN}$$



III.2.2.1.2 Calcul de l'effort tranchant

$$T(x) + R_A - qx = 0$$

$$T(x) = -R_A + qx \rightarrow T(x) = -10.300 + 5.886x$$

Pour : $0 < x < 3.5m$

$$T(x) = -10.300 + 5.886x \Rightarrow \begin{cases} x = 0 & \rightarrow T(0) = -10.30 \text{ kN} \\ x = 1.740 \text{ m} & \rightarrow T(1.749) = 0 \\ x = 3.5 \text{ m} & \rightarrow T(3.5) = +10.30 \text{ kN} \end{cases}$$

III.2.2.1.3 Calcul du moment fléchissant

$$M(x) - M(R_A^y \setminus G) + M(q.l \setminus G) = 0 \Leftrightarrow M(x) - R_A^y x + q \left(\frac{x^2}{2}\right) = 0$$

$$\Rightarrow M(x) = R_A^y x - q \left(\frac{x^2}{2}\right) \rightarrow M(x) = 10.30 x - 2.943 x^2$$

Pour : $0 < x < 3.5m$

$$M(x) = 10.30 x - 2.943 x^2 \Rightarrow \begin{cases} x = 0 & \rightarrow M(0) = 0 \\ x = 1.740 \text{ m} & \rightarrow M(1.749) = 9.012 \text{ kN.m} \\ x = 3.5 \text{ m} & \rightarrow T(3.5) = 0 \end{cases}$$

III.2.2.2 Choix de la méthode de calcul

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivantes :

- 1) Méthode forfaitaire ;
- 2) Méthode des trois moments ;
- 3) Méthode de Caquot.

Lorsque la méthode forfaitaire ne peut être appliquée, on fait recours à l'une des deux autres méthodes.

➤ Méthode Forfaitaire

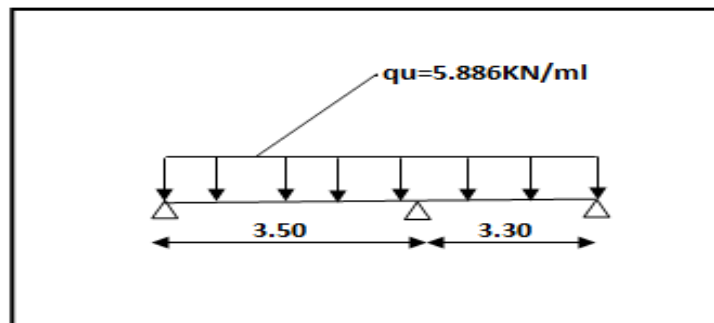
Cette méthode est proposée par le **(B.A.E.L 91 article B.6.2.210)**

Elle n'est applicable que si les quatre conditions suivantes sont satisfaites :

1. Plancher à surcharge modérée, où : $Q \leq \max\{2G; 5 \text{ kN}\}$;
2. Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$;
3. Le moment d'inertie des sections transversales est constant sur toutes les travées ;
4. Cas de fissuration non préjudiciable.

III.2.2.2.1 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

Cas N°2 : nous avons une poutre sur trois appuis.



- 1) $Q = 0.9 \leq \max\{2G; 5 \text{ KN}\} = \{2 \times 3,36 ; 5 \text{ KN}\} = 6,72 \text{ KN} \rightarrow \text{C. V}$
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. $\rightarrow \text{C. V}$
- 3) les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

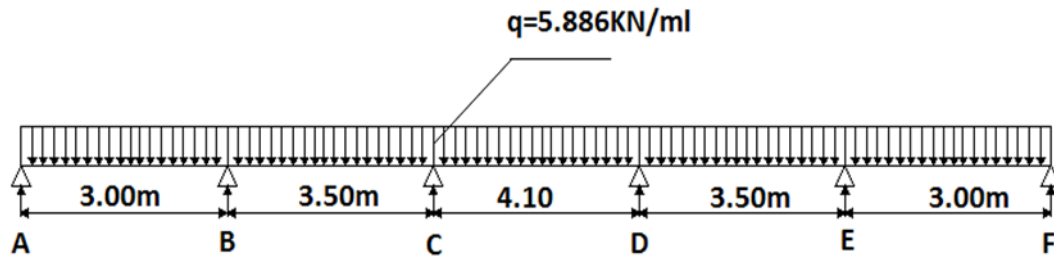
$$0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \Leftrightarrow 0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,50}{3,30} = 1,06 \leq 1,25$$

$$0,8 < 1,06 < 1,25 \rightarrow \text{C. V}$$

- 4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable $\rightarrow \text{C. V}$

Conclusion : Les 4 conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

Cas N°3 : nous avons une poutre sur six appuis



- 1) $Q = 0.9 \leq \max \{2G; 5 \text{ KN}\} = \{2 \times 3,36; 5 \text{ KN}\} = 6,72 \text{ KN} \rightarrow \text{C.V}$
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées. $\rightarrow \text{C.V}$
- 3) les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

$$(0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3}{3,50} = 0,853 \rightarrow 0,8 < 0,853 < 1,25 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,50}{4,10} = 0,853 \rightarrow 0,8 < 0,853 < 1,25 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,30}{3} = 1,1 \rightarrow 0,8 < 1,1 < 1,25 \end{array} \right. \rightarrow \text{C.V}$$

- 4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable $\rightarrow \text{C.V}$

Conclusion : Les 4 conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

III.2.2.2.2 Principe de la méthode

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 , dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charges que la travée considérée.

III.2.2.2.3 Exposé de la méthode

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre appuis $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$.

- M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite Respectivement.
- M_t moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

Les valeurs M_w , M_e , M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max\{1.05M_0, (1 + 0.3\alpha)M_0\}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ Dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ Dans une travée de rive.}$$

On prend $M_t^{\max}$

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées ;
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées ;
- $0,3 M_0$ pour les appuis de rive semi encastrés.

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donnée par la formule suivante :

$$T_w = \frac{M_w + M_e}{2} + q \frac{l}{2} T_e = \frac{M_w - M_e}{2} - q \frac{l}{2}$$

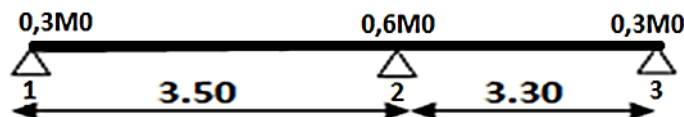
III.2.2.2.4 Application de la méthode forfaitaire

Calcul du rapport de charge α

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0,9}{0,9+336} = 0,21 \text{ KN/ml Avec } (0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}) \rightarrow \text{C.V}$$

$$\begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1,063 \\ \frac{1 + 0,3 \alpha}{2} = 0,531 \text{ (Travée intermédiaire).} \\ \frac{1.2 + 0,3\alpha}{2} = 0,631 \text{ (Travée de rive).} \end{cases}$$

Cas N°2



a. Calcul du moment isostatique

$$M_{01} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{5,886 \times 3,50^2}{8} = 9,012 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{5,886 \times 3,30^2}{8} = 8,012 \text{ KN.m}$$

b. Calcul des moments aux appuis

$$M_1 = 0.3M_{01} = 0.3 \times 9.012 = 2.7036 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.6 \max(M_{01}; M_{02}) = 0.6 \max(9.012; 8.012) = 5.407 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.3M_{02} = 0.3 \times 8.012 = 2.403 \text{ KN.m}$$

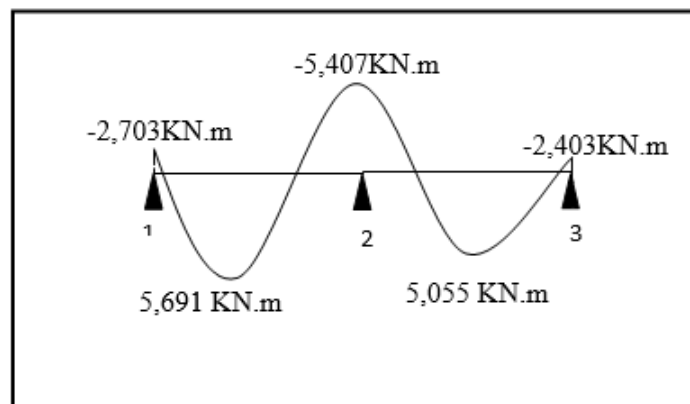
c. Calcul des moments en travées

$$\text{Travée 1.2 : } \begin{cases} M_t \geq -\frac{2.7036+5.4072}{2} + \max(1.05 \times 9.012; 1.063 \times 9.012) = 4.055 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.631 \times 9.012 = 5.6910 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{1.2} = 5.6910 \text{ KN.m}$

$$\text{Travée 2.3 : } \begin{cases} M_t \geq -\frac{5.4072+2.403}{2} + \max(1.05 \times 8.012; 1.063 \times 8.012) = 4.6109 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.631 \times 8.012 = 5.055 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{2.3} = 5.055 \text{ KN.m}$

Calcul des efforts tranchants

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

Avec : $\theta(x=0) = \frac{q_u \times l}{2}$ et $\theta(x=L) = -\frac{q_u \times l}{2}$

Tel que :

- $T(x)$: effort tranchant sur appui ;
- $\theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique ;
- M_i et M_{i+1} : moment sur appuis i , $i+1$ respectivement en valeur algébrique ;

- L : longueur de la travée

- Application

$$\text{Travée 1-2} \begin{cases} T_1 = \frac{5.4072 - 2.7036}{3.50} + \frac{5.886 \times 3.50}{2} = 11.072 \text{KN} \\ T_2 = \frac{5.4072 - 2.7036}{3.50} - \frac{5.886 \times 3.50}{2} = -9.528 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée 2-3} \begin{cases} T_2 = \frac{2.403 - 5.4072}{3.30} + \frac{5.886 \times 3.30}{2} = 8.801 \text{KN} \\ T_3 = \frac{2.403 - 5.4072}{3.30} - \frac{5.886 \times 3.30}{2} = -10.62 \text{KN} \end{cases}$$

Cas N°3

a. Calcul du moment isostatique

$$M_{01} = M_{05} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{5,886 \times 3,00^2}{8} = 6,621 \text{KN.m}$$

$$M_{02} = M_{04} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{5,886 \times 3,50^2}{8} = 9,012 \text{KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{5,886 \times 4,10^2}{8} = 12,367 \text{KN.m}$$

b. Calcul des moments aux appuis

$$M_A = M_F = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 6.621 = 1.986 \text{KN.m}$$

$$M_B = M_E = 0.5 M_{02} = 0.5 \times 9.012 = 4.506 \text{KN.m}$$

$$M_C = M_D = 0.4 M_{03} = 0.4 \times 12.367 = 4.946 \text{KN.m}$$

c. Calcul des moments en travées

$$\text{Travée AB} \begin{cases} M_t \geq -\frac{1.986 + 4.506}{2} + \max(1,05 \times 6.621; 1,063 \times 6.621) = 3.792 \text{ kN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} = 0,631 \times 6.621 = 4.177 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{A-B} = 4.177 \text{ kN.m}$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} M_t \geq -\frac{4.506 + 4.946}{2} + \max(1,05 \times 9.012; 1,063 \times 9.012) = 4.853 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} = 0.531 \times 9.012 = 4.785 \text{KN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{B-C} = 4.853 \text{ kN.m}$

$$\text{Travée CD} \begin{cases} M_t \geq -4.946 + \max(1,05 \times 12.367; 1,063 \times 12.367) = 8.2 \text{ kN.m} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{03} = 0.531 \times 12.367 = 6.566 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{C-D} = 8.20 \text{ kN.m}$

$$\text{Travée DE} \begin{cases} M_t \geq -\frac{4.946 + 4.506}{2} + \max(1,05 \times 9.012 ; 1.063 \times 9.012) = 4.853 \text{ kN.m} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{04} = 0.531 \times 9.012 = 4.785 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{D-E} = 4.853 \text{ kN.m}$

$$\text{Travée EF} \begin{cases} M_t \geq -\frac{4.506 + 1.986}{2} + \max(1,05 \times 6.621 ; 1.063 \times 6.621) = 3.792 \text{ kN.m} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{05} = 0.631 \times 6.621 = 4.177 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{E-F} = 4.177 \text{ kN.m}$

d. Calcul des efforts tranchants

$$\text{Travée AB} \begin{cases} T_A = \frac{(-4.506) - (-1.986)}{3.00} + \frac{5.886 \times 3.00}{2} = 7.989 \text{ kN} \\ T_B = \frac{(-4.506) - (-1.986)}{3.00} - \frac{5.886 \times 3.50}{2} = -9.669 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} T_B = \frac{(-4.946) - (-4.506)}{3.50} + \frac{5.886 \times 3.50}{2} = 10.158 \text{ kN} \\ T_C = \frac{(-4.946) - (-4.506)}{3.50} - \frac{5.886 \times 3.50}{2} = -10.442 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD} \begin{cases} T_C = \frac{(-4.946) - (-4.946)}{4.10} + \frac{5.886 \times 4.10}{2} = 12.066 \text{ kN} \\ T_D = \frac{(-4.946) - (-4.946)}{4.10} - \frac{5.886 \times 4.10}{2} = -12.066 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée DE} \begin{cases} T_D = \frac{(-4.506) - (-4.946)}{3.50} + \frac{5.886 \times 3.50}{2} = 10.39 \text{ kN} \\ T_E = \frac{(-4.506) - (-4.946)}{3.50} - \frac{5.886 \times 3.50}{2} = -10.13 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée EF} \begin{cases} T_E = \frac{(-1.986) - (-4.506)}{3.00} + \frac{5.886 \times 3.00}{2} = 9.639 \text{ kN} \\ T_F = \frac{(-1.986) - (-4.506)}{3.00} - \frac{5.886 \times 3.50}{2} = -7.959 \text{ kN} \end{cases}$$

III.2.2.3 Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage à l'ELU sera calculé avec les moments max en travées et aux appuis ; donc nous devons ferrailer selon les moments :

- **Armatures longitudinales :**

Les moments max en travées et aux appuis sont :

$$M_t^{\max} = 13,95 \text{ kN.m et } M_a^{\max} = 10,56 \text{ kN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques sont : $b = 60\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $h = 20\text{cm}$; $d = 18\text{cm}$:

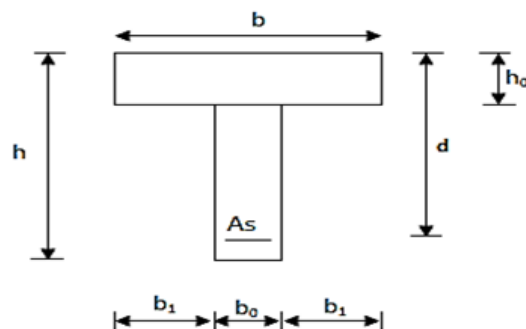


Figure 22 : Dimensions de la section en T.

- ♦ **En travées :**

Moment équilibré par la table de compression M_0 :

Position de l'axe neutre :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \text{ avec : } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0.60 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3 = 54.528 \text{ kN.m}$$

$$\begin{cases} M_0 = 54.528 \text{ kN.m} \\ M_t^{\max} = 9.012 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$M_0 \gg M_t^{\max}$: Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression.

Conclusion :

La section en Té se calcule comme une section rectangulaire de $(60 \times 20) \text{ cm}^2$.

Sections d'armatures :

$$\mu_u = \frac{M_{t \max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{9.012 \times 10^6}{600 \times 180^2 \times 14.2} = 0.032$$

$$\mu_u = 0.032 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu_u = 0.032 \rightarrow \beta = 0.984$$

D'où :

$$A_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9.012 \times 10^6}{0.984 \times 180 \times 348} = 1.462 \text{ cm}^2$$

La section adoptée est $A_{st}=2HA12=2.26cm^2$

♦ **Aux appuis :**

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0=12cm$ et de hauteur $h=20cm$.

$$\mu_u = \frac{M_{a \max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5.407 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.097$$

$\mu_u = 0.097 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

$$\mu_u = 0.097 \rightarrow \beta = 0.948$$

D'où :

$$A_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times 6_s} = \frac{5.407 \times 10^6}{0.948 \times 180 \times 348} = 0.910 \text{ cm}^2$$

La section d'armature adoptée est $A_{st} = 1HA12=1.13 \text{ cm}^2$.

♦ **Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donnée par le (BAEL 91 modifié 99/ art : A.7.22)

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right) = \min \left(\frac{20}{35} ; 1.2 ; \frac{12}{10} \right) = 0.571 \text{ cm}$$

Nous choisissons un cadre de HA8 avec $A_{st} = 2HA8 = 1 \text{ cm}^2$

Espacement d'un cadre est donné par le règlement (BAEL 91 modifié 99/Art. : A.5.1.22)

- $St \leq \min \{0,9xd; 40c\}$
- $St \leq \min \{0,9x23; 40cm\}$
- $S_t \leq 20.7cm \rightarrow S_t = 15cm$

Conclusion :

Armatures longitudinales : $\begin{cases} \text{En travée : } 2HA 12 = 2,26 \text{ cm}^2. \\ \text{Aux appuis : } 1HA12 = 1,13 \text{ cm}^2. \end{cases}$

Les armatures transversales : $2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$.

III.2.2.4 Vérifications à L'ELU:

➤ **Vérification à la condition de non fragilité [Art B 4.2 ,1/BAEL 99]**

Calcul de la section minimale :

- **Aux appuis :**

Nous devons vérifier que : $A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,260 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{min} = 0,260 \text{ cm}^2 < A_a = 1,13 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C. V}$$

- **En travées :**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 60 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,304 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{min} = 1,304 \text{ cm}^2 < A_a = 2,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C. V}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainements des barres : [B.A.E.L 99. Art.6.1.3]**

Pour qu'il n'y aura pas d'entrainement de barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9 d \sum U_i} \leq \overline{\tau_{sc}} \text{ avec : } \overline{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec :

- $T_{max} = 12,066 \text{ KN/ml}$
- Ψ_s : Coefficient de scellement = 1.5 pour les HA
- $\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres. $\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset$

- **Aux appuis :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 1 \times 3.14 \times 13 = 37.68 \text{ mm}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{12,066 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 37.68} = 1,97 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,97 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

- **En travées :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 2 \times 3.14 \times 13 = 75.36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12,066 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 75.36} = 0.988 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.988 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C. V}$$

➤ **Ancrage des barres : (BAEL99.Art. 6-1-22)**

$$L_s = \frac{\theta \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}}$$

Avec :

- τ_{se} : Contrainte d'adhérence

$$\tau_{se} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = \mathbf{2.835 \text{ MPa}}$$

Donc :

$$\frac{l_s}{\theta} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

Nous prendrons : **$L_s = 50 \text{ cm}$** .

Les règles de **BAEL 91** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « **L_c** » est au moins égale à **$0.4 \times L_s$** pour les aciers H.A.

$L_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$; Nous adopterons des crochets à 45° avec une longueur

$$\mathbf{L_c = 20 \text{ cm.}}$$

➤ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifié 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \text{ Avec } T_{\max} = 12,066 \text{ kN}$$

▪ Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0.20 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa.}$$

▪ Calcul de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{12,066 \times 10}{12 \times 18} = 0.558 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ CV}$$

Donc : Pas de risque de cisaillement.

➤ **Influence de l'effort tranchant**

◆ **sur le béton :**

$$\tau_u = \frac{2T_{\max}}{f_e \cdot 0.9 \cdot d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\begin{cases} \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \\ \tau_u = \frac{2 \times 12.066 \times 10^3}{400 \times 0.9 \times 180} = 0.37 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u = 0.37 \text{ MPa} < 13.33 \rightarrow CV$$

$$A_{S \text{ adopté}} > A_S = \frac{\gamma_s \times V_U^{\max}}{f_e}$$

$$A_S = \frac{1.15 \times 12.066 \times 10^3}{400} = 0.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \text{ adopté}} = 1.13 \text{ cm}^2 > A_S = 0.34 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

♦ **Sur des appuis intermédiaires :**

$$\begin{cases} 0.9dV_U < M_U \\ 0.9dV_U = 0.9 \times 12.066 \times 0.18 = 1.95 \text{ KN.m} \rightarrow C.V \\ 0.9dV_U = 1.95 \text{ KN.m} < M_U = 5.407 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

III.2.2.5 Vérification à l'ELS :

$$\begin{cases} q_u = 1.35G + 1.5Q = 5.886 \text{ KN/ml} \\ q_s = G + Q = 4.26 \text{ KN/ml} \end{cases} \Rightarrow \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.26}{5.886} = 0.72$$

$$\begin{cases} M_{ts}^{\max} = M_{tu}^{\max} \times \frac{q_s}{q_u} = 9.012 \times 0.72 = 6.51 \text{ kN.m} \\ M_{aps}^{\max} = M_{apu}^{\max} \times \frac{q_s}{q_u} = 5.407 \times 0.72 = 3.909 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

1. Etat limite de résistance de béton en compression

La contrainte de compression dans le béton : $\overline{\sigma}_{bc} = \sigma_s \cdot k$

● **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_{st}=2HA12=2.26 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \text{ et } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1,054 ; \beta_1 = 0,858 \rightarrow K_1 = 20,21$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{6.51 \times 10^6}{0.585 \times 180 \times 2.26 \times 10^2} = 186.51 MPa \\ \sigma_{bc} = 9.23 MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \rightarrow C.V \\ \sigma_{bc} = \frac{186.51}{20.21} = 9.23 MPa \end{array} \right.$$

• **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis à L'ELU : **A_{st}=1HA12=1,13cm²**

$$\rho_2 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1.13}{12 \times 18} = 0,523 \beta_2 = 0,891 , K_2 = 31,08$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{3.909 \times 10^6}{0.891 \times 180 \times 1.13 \times 10^2} = 215.57 MPa \\ \sigma_{bc} = \frac{186.51}{20.21} = 9.23 MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \rightarrow CV \end{array} \right.$$

• **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

• **Etat limite de déformation :**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de BAEL (A.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de Vérifier la flèche si les conditions suivantes ne seront pas vérifiées.

L = 410cm (longueur entre nus d'appuis)

h = 20cm (hauteur totale de la poutrelle).

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

Avec :

- h : hauteur totale (20cm) ;
- L : longueur de la travée entre nus d'appuis ;
- d : hauteur utile de la section droite ;
- b₀ : largeur de la nervure.

AN :

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{410} = 0,048 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{410} = 0,048 > \frac{M_{st}}{15 M_{os}} = \frac{6,56}{15 \times 12,367} = 0,035 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} = \frac{2,26}{12 \times 18} = 0,010 > \frac{3,6}{f_e} = 0,009 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

- ✓ Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.
- ✓ Les armatures calculées à L'ELU sont suffisantes pour le ferrailage des poutrelles

D'où le ferrailage des poutrelles adopté est :

- **Armatures longitudinales :** $\begin{cases} \text{En travée : } 2HA\ 12 = 2,26\text{ cm}^2. \\ \text{Aux appuis : } 1HA12 = 1,13\text{ cm}^2. \end{cases}$
- **Les armatures transversales :** $2HA8 = 1,01\text{ cm}^2$.

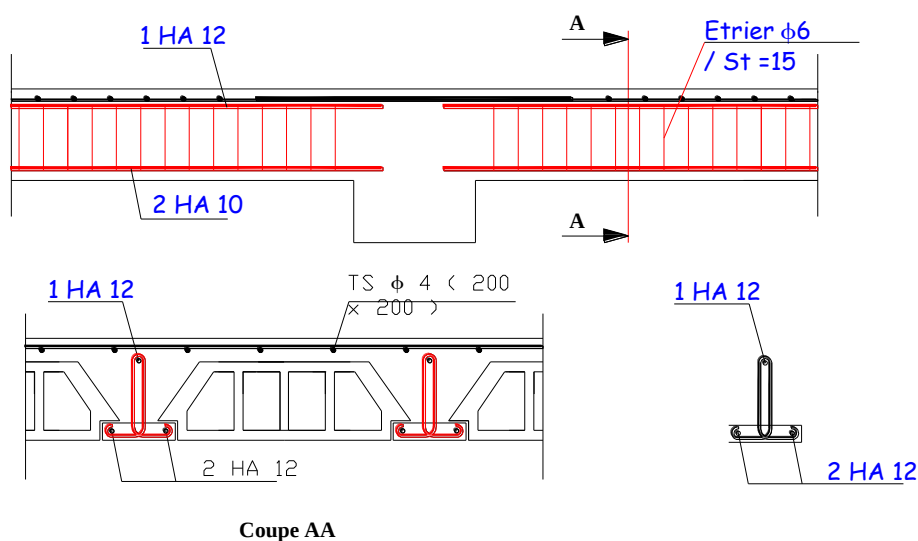


Figure 21 détail de ferrailage des poutrelles

III.3 Les escaliers

Introduction

Un escalier est un élément non structural constitué de gradins et d'une dalle inclinée, permettant le passage d'un niveau à un autre avec une ou des dalles horizontales constituant les paliers.

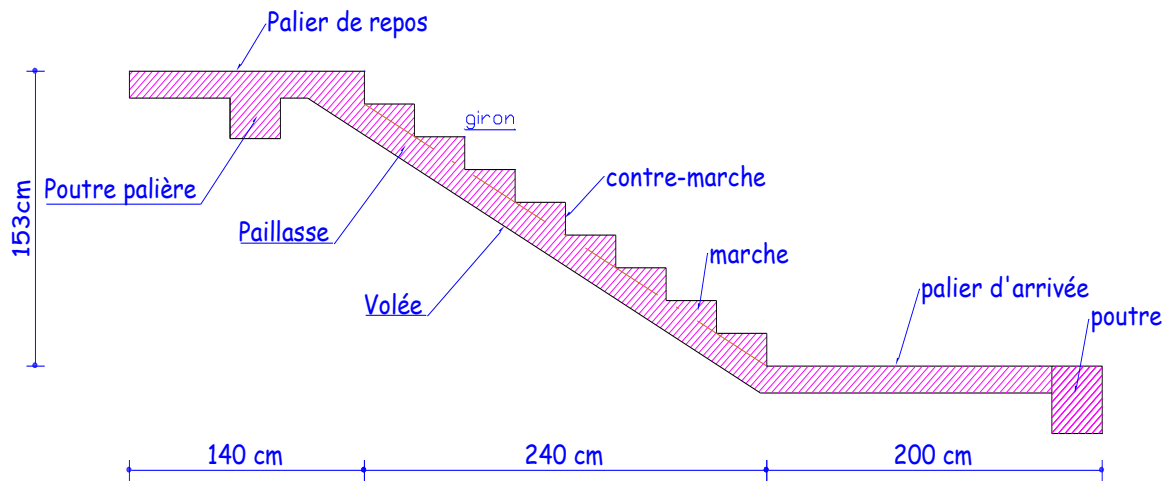


Figure 22 :Schéma de l'escalier.

III.3.1 Caractéristiques Géométriques de l'escalier à 2 volées

Pour la détermination des caractéristiques géométriques des escaliers, on va s'en servir des relations empiriques offrant des conditions de confort aux usagers comme la relation de Blondel, donnée comme suit :

$$60 \leq g + 2h \leq 65 \quad [cm]$$

- h: hauteur de la contre marche ;
- g : giron de la marche pris égal à 30 cm

III.3.2 Calcul de l'escalier d'étage de courants

III.3.2.1 Pré dimensionnement

L'escalier de notre bâtiment comporte 02 volées identiques et 01 palier intermédiaire (palier de repos). Pour qu'il soit confortable, il faut que :

$$15 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

Nous adoptons : $h = 17 \text{ cm}$

$$n = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marches pour une seule volée}$$

Compte tenu de la hauteur d'étage (3.06m) imposée par l'architecte et des formules ci-dessus, la hauteur la plus convenable est $h = 17 \text{ cm}$ avec $2n = 18$ (nombre de contre marche des deux volées).

III.3.2.2 Vérification de la relation de BLONDEL :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 65 \text{ cm}$$

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq G + 2h = 64 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow \text{la relation de BRONDEL est vérifiée}$$

III.3.2.3 Pré dimensionnement de la paillasse et les paliers :

Notre paillasse est sous forme d'une dalle pleine reposant sur deux appuis (figure)

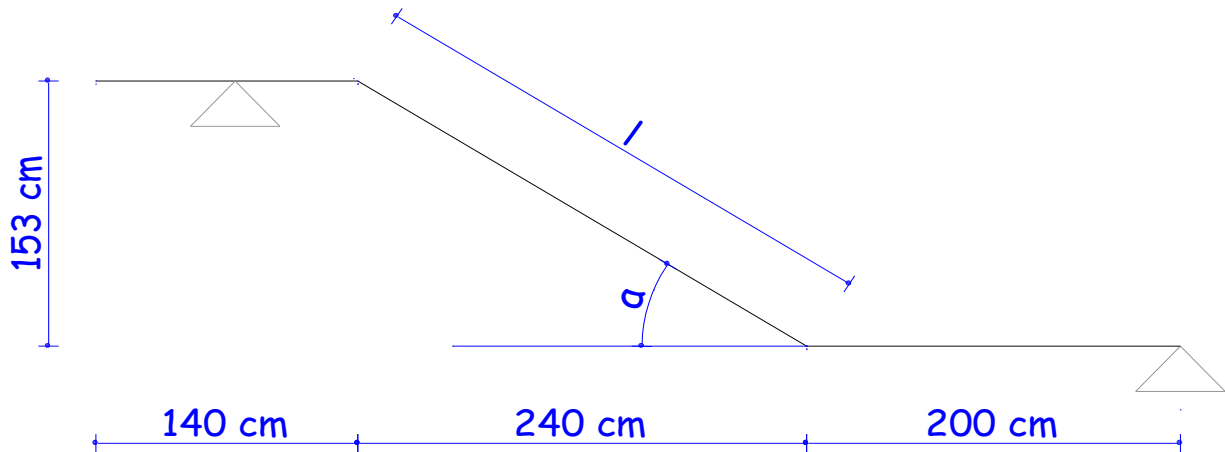


Figure 23 : Dimensions de l'escalier

- Calcul de son épaisseur « e » est donné par la formule suivante :

$$\frac{l_0}{30} \leq e \leq \frac{l_0}{20}$$

- l_0 : la longueur de la paillasse plus la longueur du palier.

- Calcul de l_0

$$l_0 = 140 + l + 80$$

$$l = \sqrt{240^2 + 153^2} \approx 285 \text{ cm}$$

D'où :

$$l_0 = 140 + 285 + 80 = 505 \text{ cm}$$

Donc :

$$\frac{505}{30} \leq e \leq \frac{505}{20} \Leftrightarrow 16.83 \text{ cm} \leq e \leq 25.25 \text{ cm}$$

Nous optons une épaisseur « **e = 20 cm** » pour la paillasse et les paliers.

III.3.2.4 Détermination des charges et des surcharges

Le calcul se fera en flexion simple pour 1ml d'emmarchement, pour une bande d'1m de projection horizontale.

III.3.3 Charges permanentes

III.3.3.1 La volée

Tableau 10 : Charge permanente de la volée

Désignation	Epaisseur (m)	P (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit ciment	0,02	18	0,36
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Carrelage	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Marche	0,17/2	25	2,13
Garde-corps	/	/	0,2
Poids propre de la Paillasse	$\frac{e}{\cos \alpha} = \frac{0,2}{2.4 / 2.85} = 0,24$	25	5.94
G_{tot}=			9.79

III.3.3.2 Le palier

Tableau 11 : Charge permanente du palier

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Poids propre du palier	17	25	4.25
Revêtement en carrelage	1	20	0.2
Mortier de pose	2	22	0.44
Lit de sable	2	18	0.36
Enduit en plâtre	2	10	0.20
G_{Palier} = $\sum G_i$			5.45

III.3.3.3 Charge de mur extérieur

$$F = G (H - e) = 2.81 (1,53 - 0.2) = 3.74/m^2$$

Avec :

- G : poids volumique de mur intérieur [kN/m³] ;
- H : hauteur du mur [m] ;
- e : épaisseur du palier [m].

III.3.4 Charges d'exploitation

La charge d'exploitation donnée par le DTR est la même pour la volée et le palier.

$$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

III.3.5 Combinaisons d'action

➤ État limite ultime (ELU)

Paliers : $q_{up} = (1.35G_p + 1.5Q)1 = (1.35 \times 5.45 + 1.5 \times 2.5) 1 = \mathbf{11,11 \text{ kN/ml.}}$

Volées : $q_{uv} = (1.35G_v + 1.5Q)1 = (1.35 \times 9.79 + 1.5 \times 2.5) 1 = 16.97 \text{ kN/ml}$.

Mur extérieur : $q_{umur} = 1.35 G_{mur} = 1.35 \times 3.74 = 5.05 \text{ kN/ml}$

➤ **État limite de service (ELS)**

Paliers : $q_{up} = (G_p + Q)1 = (5.45 + 2.5)1 = 7.95 \text{ kN/ml}$

Volée : $q_{up} = (G_p + Q)1 = (9.79 + 2.5)1 = 12.29 \text{ kN/ml}$

III.3.6 Calcul des efforts internes

Pour déterminer les efforts internes, nous utiliserons les méthodes de calcul de la résistance des matériaux (RDM).

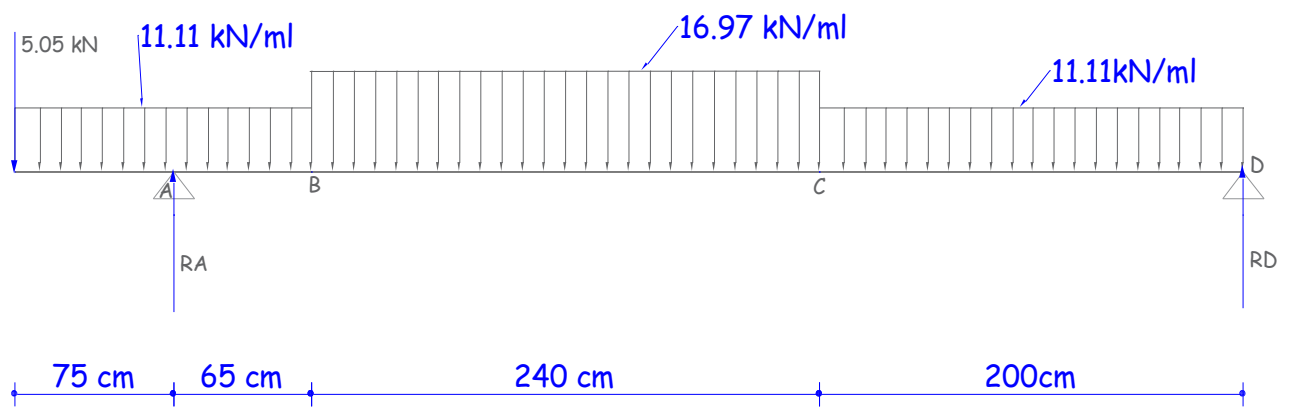


Figure 24 :Schéma statique de calcul à l'ELU

III.3.6.1 Réaction d'appui

$$\sum F_y = 0 \Leftrightarrow R_A + R_D = 11.11 \times 1.40 + 16.97 \times 2.40 + 11.11 \times 2 + 5.05$$

$$R_A + R_D = 83.55 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \sum M/A = 0 \Leftrightarrow & -5.05 \times 0.75 - 11.11 \times 1.40 \times 0.05 + (16.97 \times 2.40 \times (1.2 + 0.65)) \\ & + (11.11 \times 2 \times 4.05) - R_D \times 5.05 = 0 \end{aligned}$$

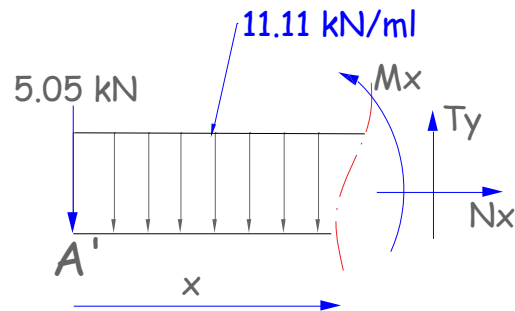
$$-R_D \times 5.05 + 160.77 = 0 \Rightarrow R_D = 31.84 \text{ kN}$$

D'où :

$$R_A = 83.55 - 31.84 = 51.71 \text{ kN}$$

III.3.6.2 Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

➤ **Tronçon A'A : $0 \leq x \leq 0.75 \text{ m}$**



Calcul des efforts tranchants $T_y(x)$

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow T_y(x) - 5.05 - 11.11 x = 0 \Rightarrow T_y(x) = 5.05 + 11.11 x$$

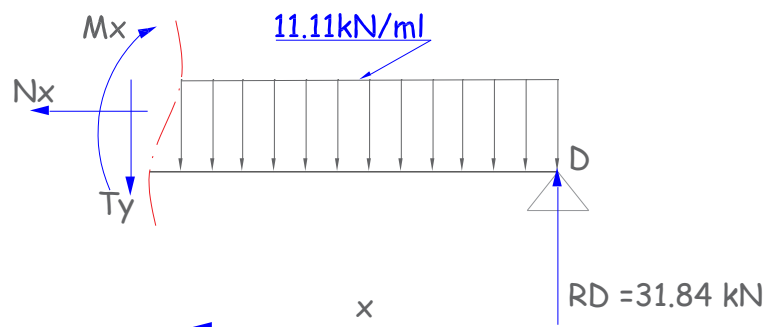
$$\text{Pour } \begin{cases} x = 0 \rightarrow T_y(0) = 5.05 \text{ kN} \\ x = 0.75 \text{ m} \rightarrow T_y(0.75) = 13.38 \text{ kN} \end{cases}$$

Calcul des moments fléchissant $M(x)$

$$\sum M_G = 0 \Leftrightarrow M(x) + 5.05 x + 11.11 \frac{x^2}{2} = 0 \Rightarrow M(x) = -5.05 x - 11.11 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pour } \begin{cases} x = 0 \rightarrow M(0) = 0 \\ x = 0.75 \text{ m} \rightarrow M(0.75) = -6.9 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Tronçon DC : $0 \leq x \leq 2$



Calcul des efforts tranchants $T_y(x)$

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow T_y(x) + 11.11 x - 31.84 = 0 \Rightarrow T_y(x) = 31.84 - 11.11 x$$

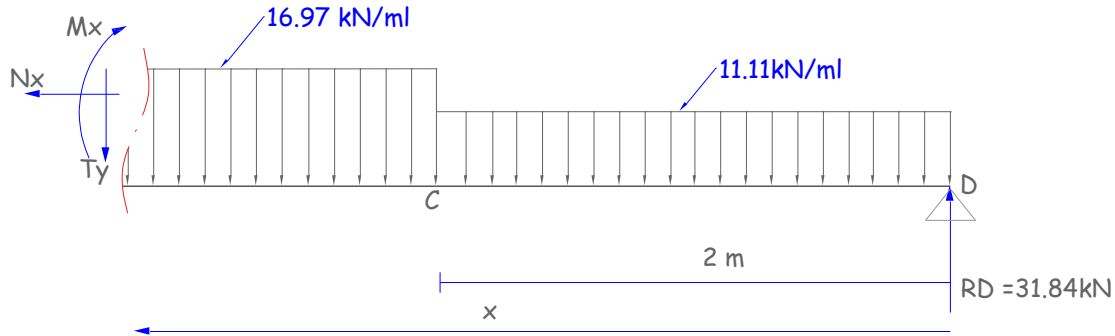
$$\text{Pour } \begin{cases} x = 0 \rightarrow T_y(0) = 31.84 \text{ kN} \\ x = 2 \text{ m} \rightarrow T_y(2) = 9.62 \text{ kN} \end{cases}$$

Calcul des moments fléchissant $M(x)$

$$\sum M_{/G} = 0 \Leftrightarrow M(x) + 11.11 \frac{x^2}{2} - 31.84 x = 0 \Rightarrow M(x) = 31.84 x - 11.11 \frac{x^2}{2}$$

$$Pour \begin{cases} x = 0 \rightarrow M(0) = 0 \\ x = 2 \text{ m} \rightarrow M(2) = 41.46 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Tronçon CB : $2 \leq x \leq 4.4$



Calcul des efforts tranchants $T_y(x)$

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow T_y(x) + 16.97 (x - 2) + 11.11 \times 2 - 31.84 = 0$$

$$\Rightarrow T_y(x) = -16.97 (x - 2) - 11.11 \times 2 + 31.84 = -16.97 x + 43.56$$

$$Pour \begin{cases} x = 2 \rightarrow T_y(2) = 9.62 \text{ kN} \\ x = 4.4 \text{ m} \rightarrow T_y(4.4) = -31.11 \text{ kN} \end{cases}$$

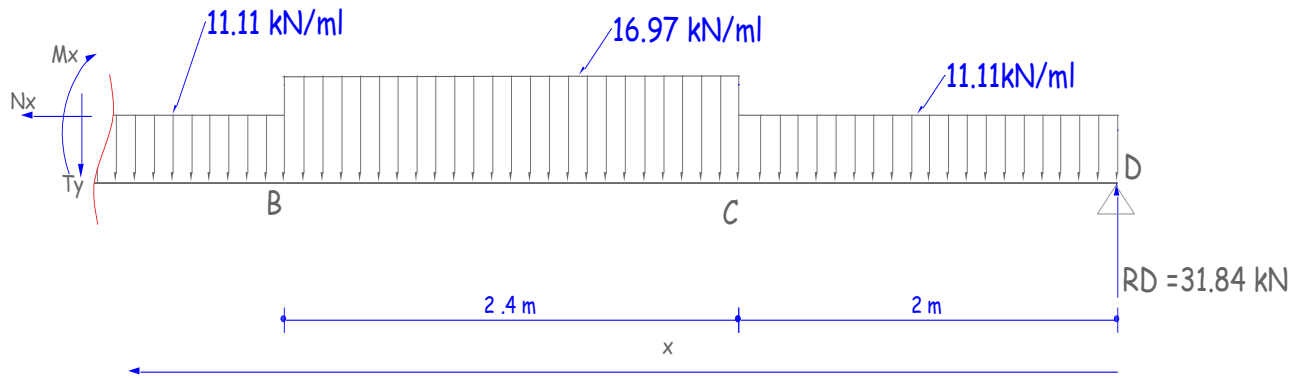
Calcul des moments fléchissants $M(x)$

$$\sum M_{/G} = 0 \Leftrightarrow M(x) + 16.97 \frac{(x - 2)^2}{2} + 11.11 \times 2 (x - 1) - 31.84 x = 0$$

$$\Rightarrow M(x) = -16.97 \frac{(x - 2)^2}{2} - 11.11 \times 2 (x - 1) + 31.84 x$$

$$Pour \begin{cases} x = 2 \text{ m} \rightarrow M(2) = 41.46 \text{ kN.m} \\ x = 4.4 \text{ m} \rightarrow M(4.4) = 15.67 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Tronçon BA : $4.4 \text{ m} \leq x \leq 5.05 \text{ m}$



Calcul des efforts tranchants $T_y(x)$

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow T_y(x) - 31.84 + 11.11 \times 2 + 16.97 \times 2.4 + 11.11 (x - 4.4) = 0$$

$$\Rightarrow T_y(x) = 31.84 - 11.11 \times 2 - 16.97 \times 2.4 - 11.11 (x - 4.4)$$

$$\text{Pour } \begin{cases} x = 4.4 \text{ m} \rightarrow T_y(4.4) = -31.11 \text{ kN} \\ x = 5.05 \text{ m} \rightarrow T_y(5.05) = -38.33 \text{ kN} \end{cases}$$

Calcul des moments fléchissant $M(x)$

$$\sum M_{/G} = 0 \Leftrightarrow M(x) + 11.11 \frac{(x - 4.4)^2}{2} + 16.97 \times 2.4(x - 3.2) + 11.11 \times 2(x - 1) - 31.84 x = 0$$

$$\Rightarrow M(x) = -11.11 \frac{(x - 4.4)^2}{2} - 16.97 \times 2.4(x - 3.2) - 11.11 \times 2(x - 1) + 31.84 x$$

$$\text{Pour } \begin{cases} x = 4.4 \text{ m} \rightarrow M(4.4) = 15.67 \text{ kN.m} \\ x = 5.05 \text{ m} \rightarrow M(5.05) = -6.9 \text{ kN.m} \end{cases}$$

III.3.6.3 Calcul le moment Max

Le moment est maximal pour $T_y(x) = 0$.

Le tronçon BC :

$$T_y(x) = 0 \Leftrightarrow -16.97 x + 43.56 = 0 \Rightarrow x = 2.57 \text{ m}$$

Le $M_{\max}(2.57)$

$$\begin{aligned} M_{\max}(2.57) &= -11.11 \frac{(2.57 - 4.4)^2}{2} - 16.97 \times 2.4(2.57 - 3.2) - 11.11 \times 2(2.57 - 1) \\ &\quad + 31.84 \times 2.57 = 49.72 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$M_{max}(2.57) = 49.72 \text{ kN.m}$$

III.3.6.4 Moment corrigée

Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, nous portons une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moment maximum aux appuis et en travées :

Aux appuis :

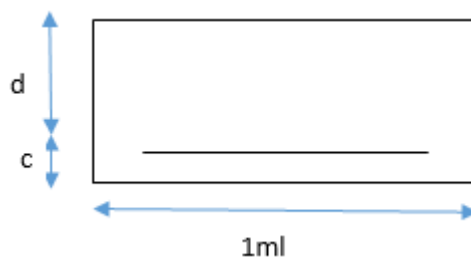
$$M_u^a = -0,3.M_z^{max} = -0,3 \times 49,72 = -14,91 \text{ kN.m}$$

En travées :

$$M_t^a = -0,85.M_z^{max} = -0,85 \times 49,72 = -42,26 \text{ kN.m}$$

III.3.6.5 Diagramme des efforts internes à l'ELU

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m en flexion simple. Pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant définis dans la figure précédente.



Aux appuis :

On a : $M_u^a = -14,91 \text{ kN.m}$

Donc :

- **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{14,91 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,032 \leq \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{u\text{ap}} = 0$

$$\mu_a = 0,032 \rightarrow \beta = 0,983.$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{14,91 \times 10^3}{0,983 \times 18 \times 348} = 2,42 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA12 = 4,52 cm²** avec **St = 25cm**.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

La section adoptée est : **4 HA10 = 3,14 cm²** avec **St = 25cm**.

En travée :

On a : $M_t^a = 42,26 \text{ KN.m}$

- **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{42,26 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,092 \leq \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_t = 0$

$$\mu_t = 0,092 \rightarrow \beta = 0,952.$$

D'où :

$$A_t = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{42,26 \times 10^3}{0,952 \times 18 \times 348} = 7,08 \text{ cm}^2$$

La section adoptée est : **8HA12 = 9,05 cm²** avec **St = 15cm**.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{9,05}{4} = 2,26 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **5HA10 = 3,93 cm²** avec **St = 20cm**

III.3.7 Vérifications à l'ELU

III.3.7.1 Espacement des armatures

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$e \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

- **Armatures principales**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis: } S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{En travées: } S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right\} < \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \rightarrow \text{C.V}$$

- **Armatures de répartition**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis: } S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{En travées: } S_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow < \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \rightarrow \text{C.V}$$

III.3.7.2 Condition de non fragilité (BEAL 91 ; Art 4.2.1)

Nous devons vérifier que : $A_{st} \geq A_{min} = 0,23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \rightarrow C.V$

En travée : $A_{st} = 9,05 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \rightarrow C.V$

III.3.7.3 Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art A.5.1)

Nous allons vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{38,33 \times 10^3}{10^3 \times 180} = 0,212 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} \cdot f_{c28}\right) = 3,33 \rightarrow \text{fissuration est non préjudiciable}$$

$$\tau_u = 0,212 < \bar{\tau}_u = 0,33 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.7.4 Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91 Art.6.1. 3)

Pour qu'il n'y est pas entraînement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} \text{ avec : } \tau_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Avec :

- $\Psi_s = 1,5$ (Acier de haute adhérence)
- $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
- $\tau_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \Phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ mm}$$

- $\sum U_i$: Somme des périmètres des barres

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \sum U_i} = \frac{38,33 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 150,72} = 1,56 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc :

Il n'y a pas de risque d'entraînement dans les barres longitudinales.

III.3.7.5 Vérification de l'ancrage des barres (BAEL91 Art A6-1.2.1)

$$\tau_s = 0,6\Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}.$$

La longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_s} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,28 \text{ mm}.$$

Soit : $l_s = 43 \text{ cm}$

Vu que l_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de **BAEL 91** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « l_c » est au moins égale à $0,4.l_s$ pour les aciers H.

$l_c = 0$, $l_s = 17,2 \text{ cm}$, donc on prend: $l_s = 18 \text{ cm}$.

III.3.7.6 Influence de l'effort tranchant sur le béton

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$T_u \leq 0,4 \cdot a \cdot b \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec : } a = 0,9 \cdot d$$

$$T_u \leq 0,4 \cdot 0,9 \times 0,18 \times 1 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 432 \text{ kN}.$$

$$T_u^{max} = 38,33 \text{ kN} < T_u = 432 \text{ kN} \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

III.3.8 Vérification à L'ELS :

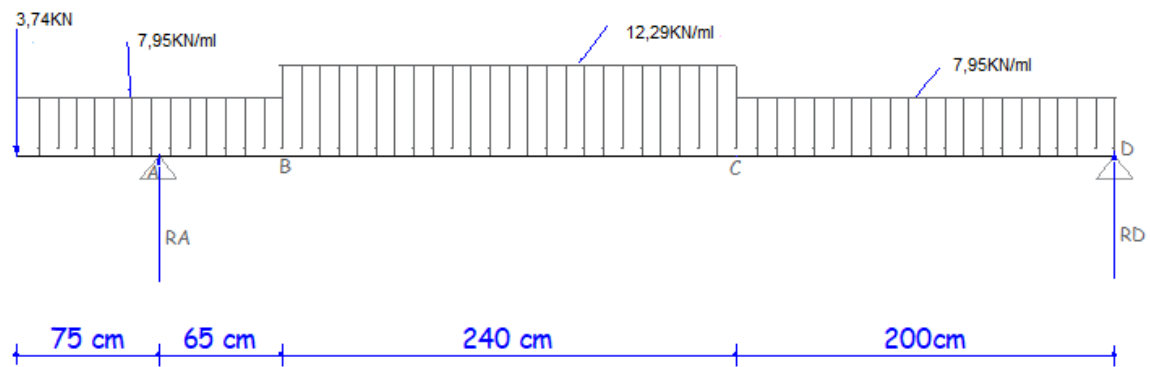


Figure 25 :Schéma statique de vérification à l'ELS

III.3.8.1 Réaction d'appui

$$\sum F_y = 0 \Leftrightarrow R_A + R_D = 7,95 \times 1,40 + 12,29 \times 2,40 + 7,95 \times 2 + 3,74$$

$$R_A + R_D = 60,26 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow -3,74 \times 0,75 - 7,95 \times 1,40 \times 0,05 + (12,29 \times 2,40 \times (1,2 + 0,65)) + (7,95 \times 2 \times 4,05) - R_D \times 3,74 = 0$$

$$-R_D \times 3,74 + 115,60 = 0 \Rightarrow R_D = 30,90 \text{ kN}$$

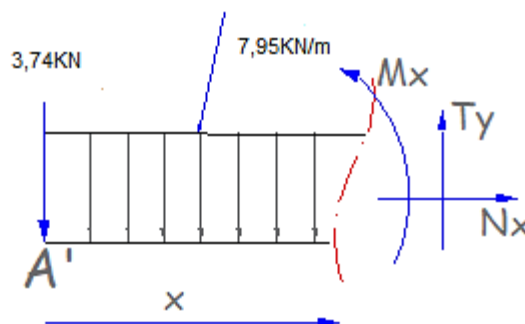
D'où :

$$R_A = 60,26 - 30,90 = 51,71 \text{ kN}$$

$$R_A = 29,36 \text{ kN.}$$

III.3.8.2 Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

➤ **Tronçon A'A : $0 \leq x \leq 0,75 \text{ m}$**



Calcul des efforts tranchants $T_y(x)$

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow T_y(x) - 3,74 - 7,95 x = 0 \Rightarrow T_y(x) = 3,74 + 7,95x$$

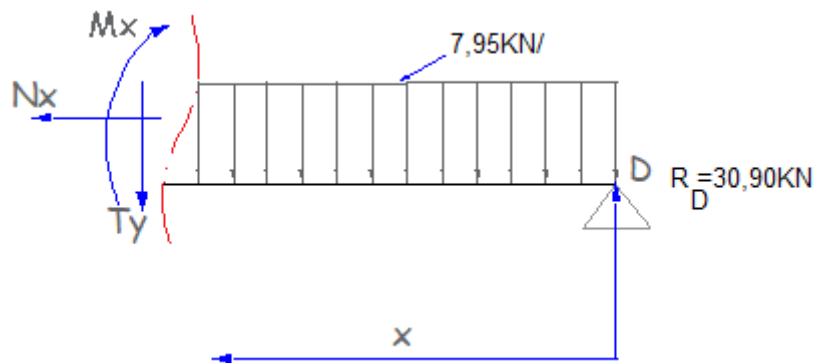
$$\text{Pour} \begin{cases} x = 0 \rightarrow T_y(0) = 3,74 \text{ kN} \\ x = 0,75 \text{ m} \rightarrow T_y(0,75) = 9,70 \text{ kN} \end{cases}$$

Calcul des moments fléchissant $M(x)$

$$\sum M_G = 0 \Leftrightarrow M(x) + 3,74x + 7,95 \frac{x^2}{2} = 0 \Rightarrow M(x) = -3,74 x - 7,95 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pour} \begin{cases} x = 0 \rightarrow M(0) = 0 \\ x = 0,75 \text{ m} \rightarrow M(0,75) = -5,04 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Tronçon DC : $0 \leq x \leq 2$



Calcul des efforts tranchants $T_y(x)$

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow T_y(x) + 7,95 x - 30,90 = 0 \Rightarrow T_y(x) = 30,90 - 7,95 x$$

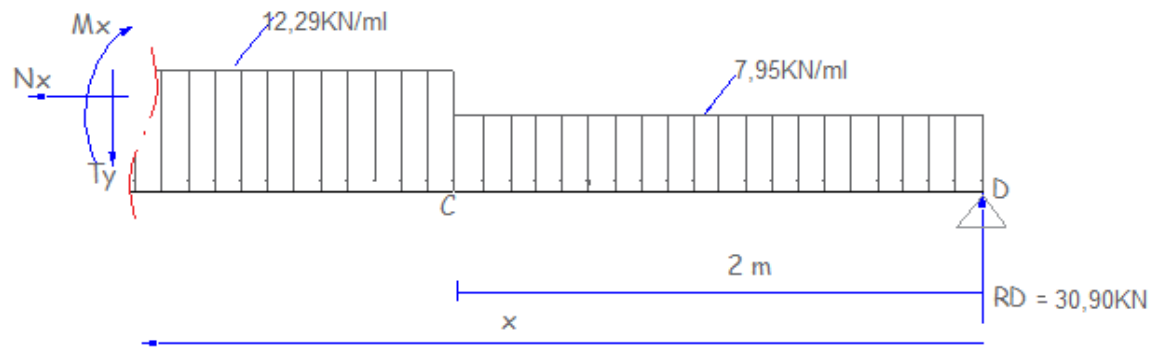
$$\text{Pour} \begin{cases} x = 0 \rightarrow T_y(0) = 30,90 \text{ kN} \\ x = 2 \text{ m} \rightarrow T_y(2) = 15 \text{ kN} \end{cases}$$

Calcul des moments fléchissant $M(x)$

$$\sum M_G = 0 \Leftrightarrow M(x) + 7,95 \frac{x^2}{2} - 30,90 x = 0 \Rightarrow M(x) = 30,90 x - 7,95 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pour} \begin{cases} x = 0 \rightarrow M(0) = 0 \\ x = 2 \text{ m} \rightarrow M(2) = 45,90 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Tronçon CB : $2 \leq x \leq 4,4$



Calcul des efforts tranchants $T_y(x)$

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow T_y(x) + 12,29(x - 2) + 7,95 \times 2 - 30,90 = 0$$

$$\Rightarrow T_y(x) = -12,29(x - 2) - 7,95 \times 2 + 30,90 = -12,29x + 39,58$$

$$\text{Pour } \begin{cases} x = 2 \rightarrow T_y(2) = 15 \text{ kN} \\ x = 4.4 \text{ m} \rightarrow T_y(4.4) = -14,49 \text{ kN} \end{cases}$$

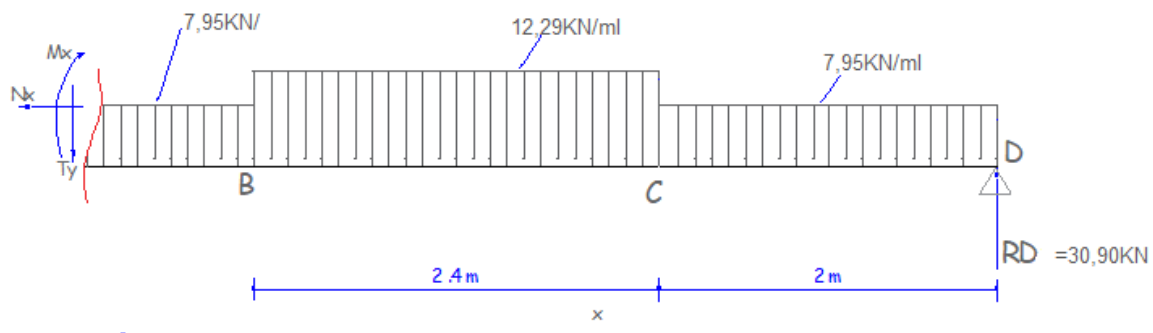
Calcul des moments fléchissants $M(x)$

$$\sum M_G = 0 \Leftrightarrow M(x) + 12,29 \frac{(x - 2)^2}{2} + 7,95 \times 2(x - 1) - 30,90x = 0$$

$$\Rightarrow M(x) = -12,29 \frac{(x - 2)^2}{2} - 7,95 \times 2(x - 1) + 30,90x$$

$$\text{Pour } \begin{cases} x = 2 \text{ m} \rightarrow M(2) = 45,90 \text{ kN.m} \\ x = 4.4 \text{ m} \rightarrow M(4.4) = 46,50 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Tronçon BA : $4.4 \text{ m} \leq x \leq 5.05 \text{ m}$



Calcul des efforts tranchants $T_y(x)$

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow T_y(x) - 30,90 + 7,95 \times 2 + 12,29 \times 2.4 + 7,95(x - 4.4) = 0$$

$$\Rightarrow T_y(x) = 30,90 - 7,95 \times 2 - 12,29 \times 2.4 - 7,95(x - 4.4)$$

$$\text{Pour } \begin{cases} x = 4.4 \text{ m} \rightarrow T_y(4.4) = -14,49 \text{ kN} \\ x = 5.05 \text{ m} \rightarrow T_y(5.05) = -19,66 \text{ kN} \end{cases}$$

Calcul des moments fléchissants $M(x)$

$$\sum M_{/G} = 0 \Leftrightarrow M(x) + 11.11 \frac{(x - 4.4)^2}{2} + 16.97 \times 2.4(x - 3.2) + 11.11 \times 2(x - 1) - 31.84 x = 0$$

$$\Rightarrow M(x) = -7,95 \frac{(x - 4.4)^2}{2} - 12,29 \times 2.4(x - 3.2) - 7,95 \times 2(x - 1) + 30,90 x$$

$$\text{Pour } \begin{cases} x = 4.4 \text{ m} \rightarrow M(4.4) = 46,50 \text{ kN.m} \\ x = 5.05 \text{ m} \rightarrow M(5.05) = 35,40 \text{ kN.m} \end{cases}$$

III.3.8.3 Calcul le moment Max

Le moment est maximal pour $T_y(x) = 0$.

Le tronçon BC :

$$T_y(x) = 0 \Leftrightarrow -12,29 x + 39,58 = 0 \Rightarrow x = 3,22 \text{ m}$$

Le $M_{\max}(3,22)$

$$M_{\max}(3,22) = -7,95 \frac{(3,22 - 4.4)^2}{2} - 12,29 \times 2.4(3,22 - 3.2) - 7,95 \times 2(3,22 - 1) + 30,90 \times 3,22 = 37,99 \text{ kN.m}$$

$$\mathbf{M_{\max}(3,22) = 37.99 \text{ kN.m}}$$

III.3.8.4 Moment corrigée

Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, nous portons une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moment maximum aux appuis et en travées :

a) Aux appuis :

$$M_u^a = -0,3 M_z^{\max} = -0,3 \times 46,50 = -13,95 \text{ kN.m}$$

b) En travées :

$$M_t^a = -0,85 M_z^{\max} = -0,85 \times 46,50 = -39,52 \text{ kN.m}$$

III.3.8.5 Vérification des contraintes à l'ELS

III.3.8.6 Vérification des contraintes dans le béton et les aciers

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

- En travées :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 9,05}{100 \times 18} = 0,506$$

$$\rho_1 = 0,506 \quad \beta_1 = 0,893 \quad K_1 = 31,73$$

$$\sigma_{st} = \frac{39,52 \times 10^3}{0,893 \times 18 \times 9,05} = 271,67 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{271,67}{31,73} = 8,561 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_{st} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 18} = 0,253$$

$$\rho_1 = 0,253 \quad \beta_1 = 0,920 \quad K_1 = 47,50$$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{13,93 \times 10^3}{0,920 \times 18 \times 4,52} = 186,36 \text{ MPa.}$$

Et :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{186,36}{47,50} = 3,92 \text{ MPa.}$$

Nous avons :

$\sigma_{bc} < \sigma_{st} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

III.3.8.7 Etat limite de déformation

Les règles de **BAEL (Art B.6.5.2)** précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; 2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} ; 3) \frac{A}{b d} \geq \frac{4,2}{f_e}$$

- **h** : Hauteur de la poutre ;
- **L** : Longueur libre de la plus grande travée ;
- **f_e** : Limite d'élasticité de l'acier ;
- **A** : Section d'armature en travée ;
- **M_t** : Moment max en travée ;
- **M₀** : Moment max isostatique.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,18}{5,80} = 0,031 < \frac{1}{16} = 0,062 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \frac{0,18}{5,80} = 0,031 < \frac{39,52}{10 \times 46,50} = 0,084 \rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \geq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{905}{1000 \times 180} = 0,005 < \frac{4,2}{400} = 0,010 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, nous procédons alors au calcul de la flèche.

III.3.8.8 Calcul de la flèche

$$f = \frac{M_t^s \cdot L^2}{10 E_v I_0} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{580}{500} = 1,16 \text{ cm.}$$

Avec :

- **E_v** : Module de la déformation diffère $E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$;
- **I₀** : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée ;
- **L** : Longueur libre.

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{xx'} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d = \frac{100 \times 18^2}{2} + (15 \times 9,05 \times 18) = 18643,5 \text{ cm}^2.$$

Avec :

- **S_{xx'}** : Moment statique.

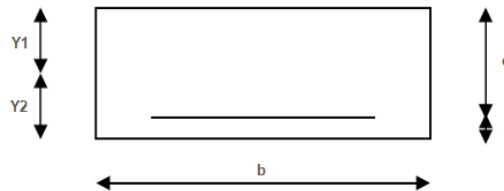
Aire de la section homogène :

$$B_0 = b h + 15 A_t = (100 \times 18) + (15 \times 9,05) = 1935,75 \text{ cm}^2.$$

Avec :

- **B₀** : Aire de la section homogène.

Position du centre de gravité :



$$Y_1 = S_{xx'} = \frac{18643,5}{1935,75} = 9,63 \text{ cm}.$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 18 - 9,63 = 8,37 \text{ cm}.$$

Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité :

$$I_0 = \frac{b}{3} (Y_1^3 + Y_2^3) + 15 \cdot A_t \cdot (Y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (9,63^3 + 8,37^3) + 18 \times 9,05 \times (8,37 - 2)^2 = 55924,39 \text{ cm}^4$$

Avec :

I₀ : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité.

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{9,05}{100 \times 18} = 0,005$$

$$\lambda_u = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3 b_0}{b})} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,005 \times (2 + \frac{3 \times 100}{100})} = 1,68$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,005 \times 271,67 + 2,1} = 0,671$$

Calcul de l'inertie fictive :

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_u)} = \frac{1,1 \times 55924,39}{1 + (0,671 \times 1,68)} = 28918,06 \text{ cm}^4$$

D'où :

$$f = \frac{10^2 16,41 \times 385^2}{10 \times 10818,865 \times 15973,60 \times 10^{-1}} = 0,21 \text{ cm} < \bar{f} = 1,16 \text{ cm} \rightarrow \text{la flèche est vérifiée}$$

III.3.8.9 Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91(Art A.5.34)

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

III.4 Poutre palière

Le palier intermédiaire de l'escalier repose sur une poutre semi encastrée dans les poteaux dite poutre-palière. Etant donné que l'escalier a deux paliers de repos, la poutre palière sera brisée partiellement encastrée dans les poteaux.

III.4.1 Pré dimensionnement

A) Hauteur

La hauteur de la poutre palière est donnée par :

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

Avec :

- L : longueur libre entre-axe L = 4,10 m

$$\frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10} \Rightarrow 25,33 \leq h \leq 38$$

On prend : ***h = 35cm***

B) La largeur

La largeur des poutres a donné par :

$$0,4 h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$$

On prend : ***b = 30 cm***

➤ Vérifications des conditions des RPA (Art 7.5.1 RPA99/version2003)

- $h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.
- $h_t / b = 35 / 30 = 1.16 \leq 4 \rightarrow$ condition vérifiée.

III.4.2 Détermination des charges et surcharge

- Poids propre de la poutre : $G = 0,35 \times 0,30 \times 25 = 2,625 \text{ kN/m}$;
- Charges permanentes du mur extérieur : $G_{mur} = 2,81 \text{ kN/m}^2$;

- Surcharges d'exploitation : $Q = 2,5 \times 1ml = 2,5 \text{ kN/ml}$
- Réaction de palier à L'ELU : $R_{ELU} = 51,71 \text{ kN}$
- Réaction de palier à L'ELS : $R_{ELS} = 29,36 \text{ kN}$

III.4.3 Calcul des efforts à l'ELU

III.4.4 Combinaison des charges et surcharge

$$q_u = 1,35 G + R_{Au} = 1,35 \times (2,62 + 2,81) + 51,71 = 59,04 \text{ kN}$$

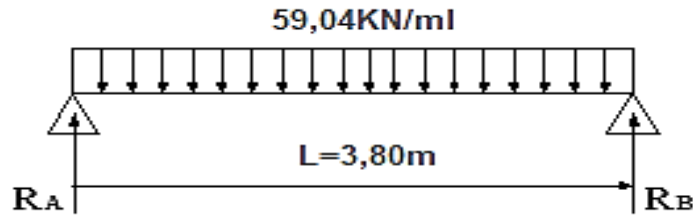


Figure 27 : Schéma statique de calcul de la poutre palière

- **Calcul des réactions d'appui :**

$$R_A = R_B = \frac{q_{ul}}{2} = \frac{59,04}{2} = 29,52 \text{ kN}$$

- **Effort tranchant :**

Nous avons :

$$T_{(x)} = - 59,04 x + 51,71$$

Donc :

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \rightarrow T_y = 51,71 \text{ kN.} \\ x = 3,80 \text{ m} \rightarrow T_y = -172,64 \text{ kN.} \end{cases}$$

- **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{59,04 \times (3,80)^2}{8} = 106,56 \text{ kN.m}$$

$$M_0 = 106,56 \text{ kN.m.}$$

- **Moment corrigé :**

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 . M_0 = 0,85 \times 106,56 = 90,57 \text{ kN.m}$$

En appuis : $M_a = -0,3.M_0 = -0,3 \times 106,56 = -31,97 \text{ KN.m}$

III.4.4.1 Diagrammes des efforts internes à l'ELU

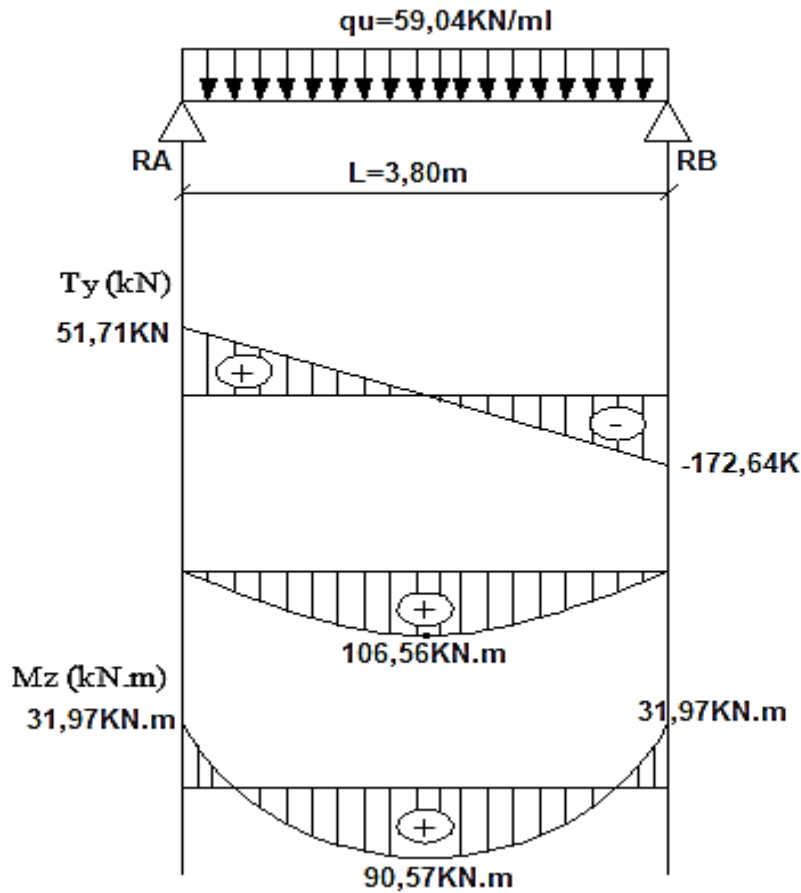


Figure 27: diagramme du moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU

III.4.5 Calcul des armatures

III.4.5.1 Armature longitudinales

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$) tel que :

- **En travée :**

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{90,57 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,196$$

$$\mu_t = 0,196 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu = 0,196 \rightarrow \beta = 0,890.$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{90,57 \times 10^3}{0,890 \times 33 \times 348} = 8,86 \text{ cm}^2$$

La section d'armature adoptée est : **6 HA14 = 9,23 cm²**.

- **Aux appuis :**

$$M_a = -31,97 \text{ kN.m} \quad h = 35 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm} \quad d = h - c = 35 - 2 = 33 \text{ cm.}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{31,97 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,068$$

$$\mu_a = 0,068 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_a = 0,068 \quad \beta = 0,965$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{31,97 \times 10^3}{0,965 \times 33 \times 348} = 2,88 \text{ cm}^2$$

La section d'armature adoptée est : 3 HA16 = 6.03 cm².

III.4.6 Vérifications à L'ELU

- **Condition de non fragilité : (Art.A.4.2,1/BAEL91/modifier 99) :**

$$A_{st} \geq A_{min}$$

- **En travée :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \cdot d \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,19 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 7,92 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En appuis :**

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,19 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 3,39 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

- ✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence (Art.A.4.2,1/BAEL91/modifier 99) :**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} .$

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{max}}{0,9 d \sum U_i}$$

Avec :

- $\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 6 \times 3,14 \times 14 = 263,76 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{51,71 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 263,76} = 0,66 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,15 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa.} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

- ✓ **Vérification de l'effort tranchant aux appuis Influence sur le béton (BAEL 91//modifier 99 Art 5.1,211)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$T_u^{max} = 51,71 \text{ kN}$$

Donc :

$$\tau_u = \frac{51,71 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,522 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0,20 \times \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,522 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification l'ancrage des barres (Art A6.1.21, BAEL 91/modifier 99).

$$\tau_{se} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

La longueur du scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,3 \text{ mm.}$$

$$\text{Pour : } \phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_s = 42,33 \times 1,2 = 50,79 \text{ cm} \rightarrow L_s = 50,79 \text{ cm}$$

La largeur d'ancrage :

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur du scellement est importante. Dont la largeur d'ancrage est fixée à $0,4 L_s$

$$L_c = 0,4 \times 50,79 = 20,32 \text{ cm. Nous adoptons: } L_c = 21 \text{ cm.}$$

III.4.6.1 Armatures Transversales

✓ **Diamètre des armatures transversales (Art A.7.2 BAEL 91 modifiée 99)**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right\} \rightarrow \phi_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 10 \right\} = 10 \text{ mm}$$

On adopte pour une section d'armature **2HA8** $\Rightarrow A_{adop} = 1,01 \text{ cm}^2$.

✓ **Espacement maximal des armatures transversales : (BAEL 91/ Art A.5.1.2.2) [02]**

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (25,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 25,2 \text{ cm.}$$

III.4.6.2 Espacement des barres

D'après le (RPA 2003 Art 7.5.2.2) l'écartement est donné selon les deux zones :

✓ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{H}{4} ; 12\phi \right\} = \min (8,75 \text{ cm} ; 14,4 \text{ cm}) = 8,75 \text{ cm.}$$

Avec un espacement « S_t » de **10cm**.

✓ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{H}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}.$$

L'espacement adopté est : **$S_t = 15\text{cm}$** .

III.4.7 Calcul à L'ELS

III.4.7.1 Combinaisons de charges

$$q_s = G + R_{Au} = (2,62 + 2,81) + 37,37 = 42,80 \text{ KN}$$

Calcule des réactions d'appui

$$R_A = R_B = \frac{q_{ul}}{2} = \frac{42,80}{2} = 21,40 \text{ KN}.$$

- **Effort tranchant :**

Nous avons :

$$T_{(x)} = -42,80(x) + 37,37.$$

Donc :

$$\begin{cases} x = 0\text{m} \rightarrow T_y = 37,37 \text{ KN}. \\ x = 3,80\text{m} \rightarrow T_y = -125,27 \text{ KN}. \end{cases}$$

- **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{42,80 \times (3,80)^2}{8} = 77,25 \text{ kN.m} \rightarrow M_0 = 77,25 \text{ kN.m}$$

- **Moment corrigé :**

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{En travée : } M_t = 0,85.M_0 = 0,85 \times 77,25 = 36,38 \text{ kN.m} \rightarrow M_t = 36,38 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0,3.M_0 = -0,3 \times 77,25 = -12,84 \text{ KN.m} \rightarrow M_a = -12,84 \text{ KN.m}$$

III.4.7.2 Diagrammes des efforts internes à l'ELS :

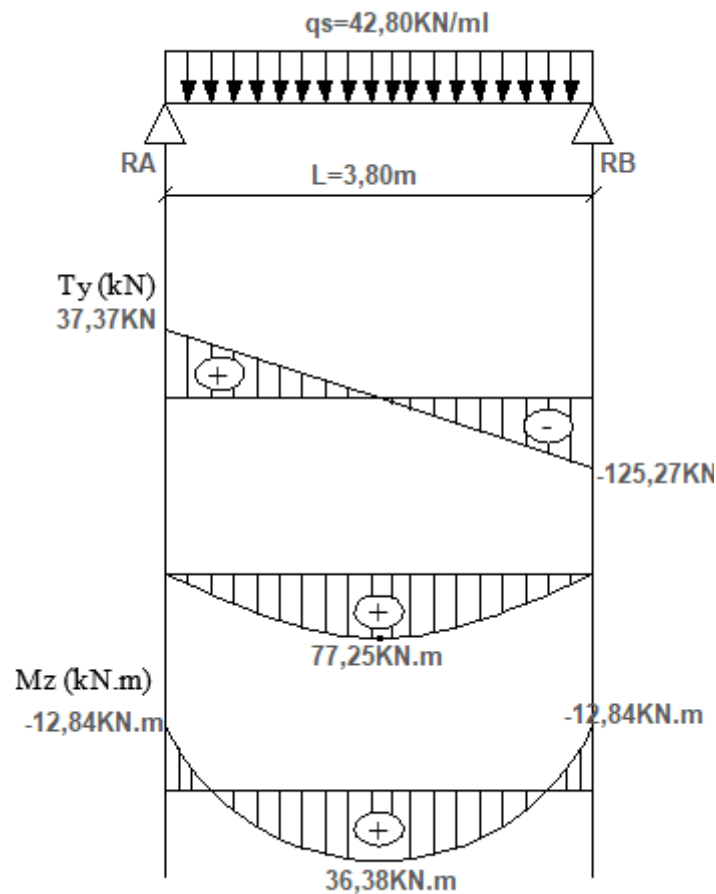


Figure 28 : diagramme du moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS

III.4.7.3 Vérification à l'ELS :

III.4.7.4 1.8.1 Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2)

Nous devons vérifier :

- $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$: Contraintes dans l'acier.
- $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$: Contraintes dans le béton

Avec :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}; \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}; \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

Appuis :

- **Acier :**

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 9,23}{30 \times 33} = 0,351$$

$$\rho = 0,351 \quad \beta = 0,908 \quad k_1 = 39,35$$

$$\sigma_s = \frac{9,94 \times 10^6}{0,908 \times 320 \times 3,39 \times 10^2} = 100,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 100,91 \leq \sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{100,91}{39,35} = 2,56 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Travée :**

• **Acier :**

$$\rho = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 4,62}{30 \times 32} = 0,481$$

$$\rho = 0,628 \quad \beta = 0,895 \quad k_1 = 32,62$$

$$\sigma_s = \frac{28,16 \times 10^6}{0,895 \times 320 \times 4,62 \times 10^2} = 212,82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 212,82 \leq \sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{212,82}{32,62} = 6,52 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.7.5 Etat limite de fissuration : (Art A.4.5.2/BAEL99)

Nous avons une fissuration peu préjudiciable $\Rightarrow$ aucune vérification n'est nécessaire

III.4.7.6 Vérification de la flèche : (Art A.6.5.2/BAEL 91 modifié 99)

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{300} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{35}{300} = 0,89 \geq \frac{36,38}{10 \times 77,25} = 0,047 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{9,23}{30 \times 33} = 0,0048 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire, donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Aux appuis : 3HA12 = 3,39cm².

En travées : 3HA14 = 4,62cm².

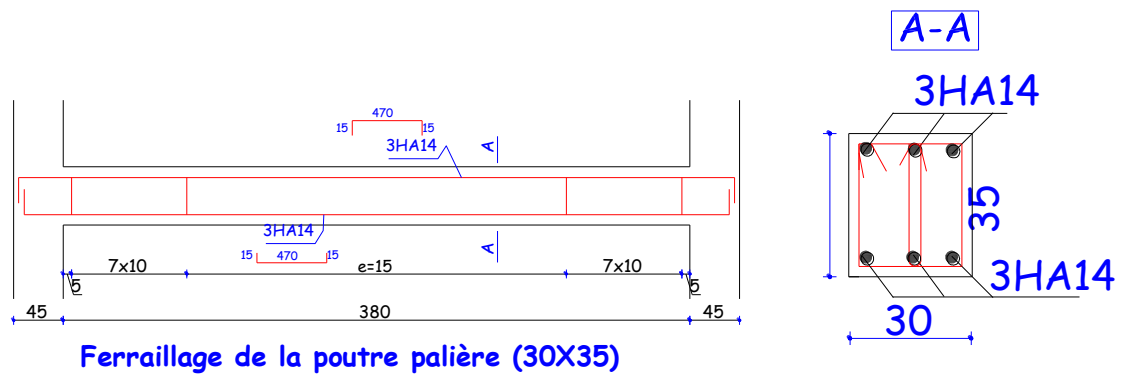


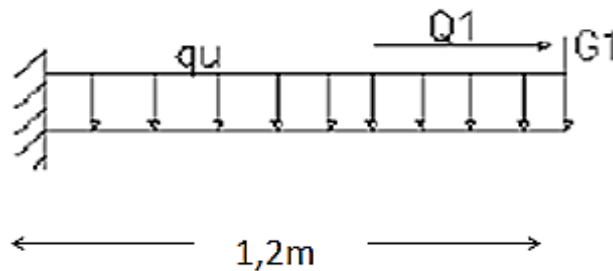
Figure 29 : détail de feriallage de la poutre palière

III.5 Balcon

Introduction

Le balcon est assimilé à une console encastrée à la poutre porteuse. Nous faisons le calcul pour une bande de 1m de largeur d'un élément de console soumis à la flexion simple en négligeant l'effort normal qui est dû à la main courante.

Dans notre structure, les balcons sont constitués de dalles pleines, leurs épaisseurs est déterminée par la condition de la résistance à la flexion (déjà calculée au chapitre 2) → $e_p = 15\text{cm}$



Largeur $l = 1.20\text{ m}$

Longueur $L = 3.50\text{m}$

- G : charge permanent uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.
- Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.
- g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps de hauteur $h = 1\text{m}$ en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

III.5.1 Détermination des charges et surcharge du balcon

- Charge concentrée (Poids propre du garde-corps)

Tableau 12 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps.

Eléments	Charges permanentes (KN/m ²)	Résultats (KN/m ²)
Brique ($e_p=0.1m$)	$9 \times 0,10$	0.90
Enduit de ciment ($e_p=2cm$)	$18 \times 0.02 \times 2$	0.72
Somme (g)		1.62

- Charges permanentes :

Tableau 13 : Charges permanentes du balcon.

Eléments	Charges permanentes (KN/m ²)	Résultats (KN/m ²)
Dalle pleine ($e_p=0.15m$)	$25 \times 0,15$	3.75
Revêtements	Carrelage	20×0.02
	Mortier de pose	20×0.02
	Couche de sable	18×0.02
	Enduit de ciment	18×0.02
Somme (G)		5.27

- Surcharge d'exploitation :

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

$$q = 1 \text{ KN/mlq}$$

III.5.2 Combinaison de charges

- A l'ELU :

➤ La dalle :

$$q_u = (1.35G + 1.5 Q) \times 1m = (1.35 \times 5.27) + (1.5 \times 3.5) = 12.36 \text{ KN/ml}$$

➤ Le garde-corps :

$$g_u = (1.35 \times g) \times 1 m = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{ KN}$$

- A l'ELS :

➤ La dalle :

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m} = 5.27 + 3.5 = 8.77 \text{ KN}$$

➤ Le garde corps :

$$g_s = g = 1.62 \text{ KN/ml}$$

III.5.3 Calcul des moments fléchissant

- A l'ELU :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u l$$

$$M_u = \frac{12.36 \times 1.20^2}{2} + 2.187 \times 1.20 = 11.523 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s l$$

$$M_s = \frac{8.77 \times 1.2^2}{2} + 1.62 \times 1.2 = 8.25 \text{ kn.m}$$

III.5.4 Ferrailage

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

$$b = 1 \text{ m}, c = 2 \text{ cm}, d = 12 \text{ cm}, h = 15 \text{ cm}$$

- Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11.523 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.048 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_u = 0.048 \rightarrow \beta = 0.975$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.523 \times 10^3}{0.975 \times 13 \times 348} = 2.61 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons : **4HA10** = 3.14 cm² avec un espacement **S_t = 25 cm**

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **4HA8** = 2.01 cm² avec **S_t = 25 cm**

III.5.5 Vérification a l'ELU

Conditions de non fragilité (A.4.2,1/BAEL91modifié 99)

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 130 = 1.569 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.569 \text{ cm}^2 < A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4. Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99)

- Armatures principales :

$$S_{t1} = 25 \text{ cm} < \min \{3h; 33\} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Armatures de répartition :

$$S_{t2} = 25 \text{ cm} < \min \{2h; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de l'entraînement des barres : (A.6.1,3/BAEL91 modifié 99)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \quad \text{D'où} \quad \tau_{se} = \frac{17.09 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 126} = 1.154 \text{ MPA}$$

$$V_u = q_u \times l + g_u$$

$$V_u = (12.36 \times 1.2) + 2.187 = 17.019 \text{ KN}$$

$$\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \cong 126 \text{ m}$$

D'où :

$$\tau_{se} = 1.154 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc, il n'y a pas de risques d'entraînement des barres.

Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91 modifié 99)

$$\tau = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{et} \quad V_u = 17.019 \text{ KN}$$

$$\text{Avec :} \quad \tau_u = \frac{17.019 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.13 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales **ne sont pas nécessaires**.

III.5.6 Calcul à L'ELS

III.5.6.1 Combinaison de charges

$$\underline{\text{La dalle :}} q_{s1} = (G + 1.5) \times 1 \text{ m} = (5.27 + 1.5)$$

$$q_{s1} = 6.77 \text{ kN/ml}$$

$$\underline{\text{Garde d corps :}} q_{s2} = (G_2 \times 1 \text{ m}) = (1.62 \times 1) = 1.62 \text{ kN/ml}$$

$$\underline{\text{Moment d'encastrement :}} M_s = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} + q_{s2} \times l = \frac{6.77 \times 1.20^2}{2} + 1.62 \times 1.20$$

$$M_s = 6.818 \text{ kn.m}$$

III.5.6.2 Vérification à l'ELS

Il faut vérifiée Les conditions suivantes : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

a. Dans l'acier

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{n} f_{t28}\right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6} \times 2.1\right\} = \min\{266.66; 201.633\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.633 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s} = \frac{6.818 \times 10^3}{0.975 \times 13 \times 3.14}$$

$$\sigma_{st} = 171.308 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\rho = \frac{100 A_s}{b.d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24$$

$$\rho = 0.241 \rightarrow \beta = 0.921 \text{ par interpolation} \rightarrow k_1 = 48.75$$

Conclusion : $\sigma_{st} = 171.308 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 201.633 \text{ MPA} \rightarrow$ Condition vérifiée

b. Dans le béton :(La fissuration peu nuisible)

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28}$

$$\sigma_{bc} = \frac{171.308}{48.75}$$

$$\sigma_{bc} = 3.51 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * 25$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 3.51 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Conclusion : la condition est vérifiée alors, il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche:

$$1/ \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0.125 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 \times M_s} = 0.125 > \frac{6.818}{10 \times 6.818} = 0.1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \quad \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{F_e} = \frac{3.14}{13 \times 100} = 0.0024 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.5.7 Conclusion

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

La console sera ferrillée comme :

Armatures principales **4HA10** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition **4HA8** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

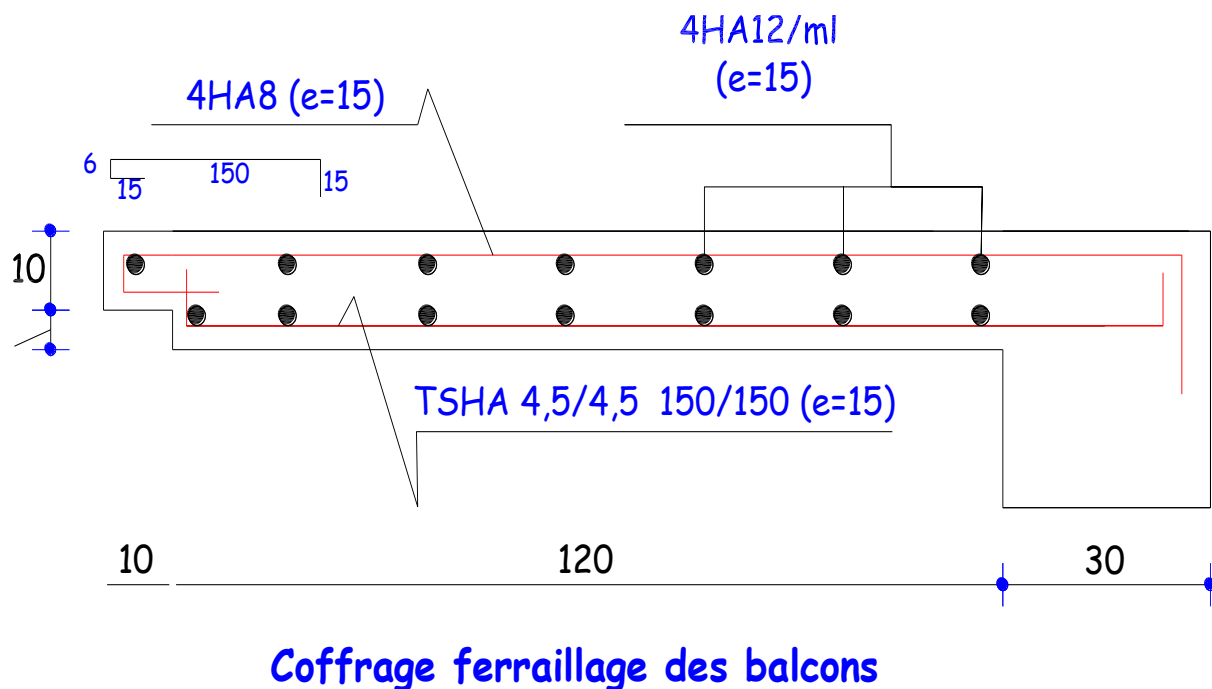


Figure 28 : détail de ferrailage du balcon

III.6 Calcul de la salle machine

Introduction

Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions **(4,80×4,10) m²** appuyée sur ses 4 cotés. En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à **10 tonnes (100KN)**, répartie sur une surface de **(1,20 × 2,30) m²** transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de **PIGEAUD**, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

III.6.1 Dimensionnement

- **Epaisseur de la dalle pleine :**

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{410}{30} = 13,66\text{cm.}$$

h_t : doit être au moins égale à 12 cm (**RPA99** version **2003**)

→ Soit $h_t = 18$ cm.

Épaisseur du revêtement : $e = 5$ cm

III.6.2 Calcul de sollicitation

III.6.3 Rectangle d'impact : (Pratique du BAEL 91).

$L_x = 410$ cm ; $L_y = 480$ cm ; $u_0 = 120$ cm ; $v_0 = 230$ cm ; $h_0 = 18$ cm ; $e = 0,05$ m ;

$U = u_0 + 2e + h_0$; $V = v_0 + 2e + h_0$

Avec :

- h_0 : épaisseur de la dalle.
- e : épaisseur de revêtement.
- ξ : coefficient dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton, $\xi = 1.0$.
- $U \times V$: surface d'impact au niveau du feuillet moyen.
- $u_0 \times v_0$: coté du rectangle dans lequel la charge est centrée.

Donc :

$$U = 120 + 2 \times 5 + 18 = 150 \text{ cm.}$$

$$V = 230 + 2 \times 5 + 18 = 260 \text{ cm.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{410}{480} = 0,85 \rightarrow 0,4 < \rho = 0,85 < 1 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

I.1.1 Moments dus au poids propre

$M_x = \mu_x \times q l_x^2$ Moment suivant la petite portée.

$M_y = \mu_y \times M_x$ Moment suivant la grande portée.

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnée en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de poison ϑ

Avec :

- $\vartheta = 0,0$ à L'ELU
- $\vartheta = 0,2$ à L'ELS

q : uniformément répartie sur tout la dalle.

A. Etat limite ultime (ELU) : $\vartheta = 0,0$

$$\rho = 0,85 \quad \mu_x = 0,051 \quad / \quad \mu_y = 0,685$$

Poids de la dalle : $G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05)$

$$G = 4,85 \text{ KN/ml}$$

Surcharge exploitation : $Q = 1,0 \text{ KN/ml}$

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

$$q_u = (1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1) \times 1\text{ml} = 8,04 \text{ KN/ml}$$

On a :

$$M_x = \mu_x \times q l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

D'où :

$$M_{x1} = 0,051 \times 8,04 \times 4,10^2 = 6,89 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 0,685 \times 6,89 = 4,72 \text{ KN.m}$$

B. Etat limite ultime (ELS) : $\vartheta = 0,2$

$$\rho = 0,85 \quad \mu_x = 0,0579 \quad / \quad \mu_y = 0,778$$

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = (4,85 + 1) \times 1\text{ml} = 5,85 \text{ kN/ml}$$

$$M_x = 0,0579 \times 5,85 \times 4,10^2 = 5,69 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 0,778 \times 5,69 = 4,42 \text{ kN.m}$$

III.6.4 Moments dues à la charge localisée

$$M_x = P \cdot (M_1 + \vartheta M_2)$$

$$M_y = P \cdot (M_2 + \vartheta M_1)$$

Avec :

- $P = 100 \text{ KN}$
- ν : Coefficient de poisson.

M_1 et M_2 sont des coefficients données par les abaques de **PIGIAUD** en fonction de ρ_x et le rapport : $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$.

U et **V** cotées des rectangle sur les quels la charges **q** s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle.

Ils sont déterminés au niveau de feuillet moyen de la dalle.

Nous avons :

$$U = u_0 + 2e + h_0$$

$$V = v_0 + 2e + h_0$$

Donc :

$$U = 120 + 2 \times 5 + 18 = 1,50 \text{ m.}$$

$$V = 230 + 2 \times 5 + 18 = 2,60 \text{ m.}$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{1,50}{4,10} = 0,36$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{2,60}{4,80} = 0,54$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{410}{480} = 0,85 \rightarrow 0,4 < \rho = 0,85 < 1$$

D'après les abaques : $M_1 = 0,132$

$$M_2 = 0,078$$

A. état limite ultime (ELU) : $\vartheta = 0,0$

$$P_u = 1,35 \times 100 = 135 \text{ KN}$$

On a :

$$M_x = P. (M_1 + \vartheta M_2)$$

$$M_y = P. (M_2 + \vartheta M_1)$$

Donc :

$$M_{x2}^u = P_u. (M_1) = 135 \times 0,132 = 17,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2}^u = P_u. (M_2) = 135 \times 0,078 = 10,53 \text{ KN.m}$$

B. état limite ultime (ELS) : $\vartheta = 0,2$

$$P_s = 100 \text{ kN}$$

$$M_{x2}^u = P. (M_1 + \vartheta M_2) = 100 \times (0,132 + 0,2 \times 0,078) = 14,76 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} M_{y2}^u &= M_y = P. (M_2 + \vartheta M_1) \\ &= 100 \times (0,078 + 0,2 \times 0,132) = 10,44 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

*III.6.4.1 Superposition des moments***➤ À l'ELU :**

$$M_x = M_{x1}^u + M_{x2}^u = 6,89 + 17,82 = 24,71 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1}^u + M_{y2}^u = 4,72 + 10,53 = 15,25 \text{ kN.m}$$

➤ À l'ELS :

$$M_x = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 5,69 + 14,76 = 20,45 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1}^u + M_{y2}^u = 4,42 + 10,44 = 14,86 \text{ kN.m}$$

Pour tenir compte de semi encastrement de la dalle (continuité des voiles), on réduit les moments calculés (appuis et travées).

Les moments seront réduits de 15% en travée, et de 70% en appuis.

➤ À l'ELU :**✚ En travée :**

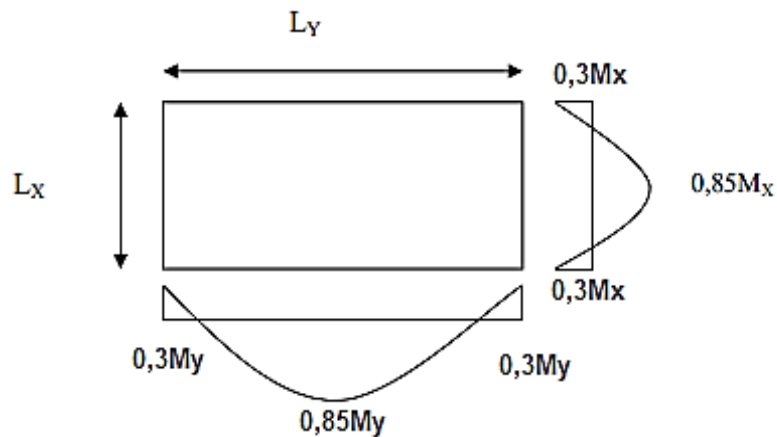
$$M_x^t = 0,85 \times 24,71 = 21,00 \text{ kN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times 15,25 = 12,96 \text{ kN.m}$$

✚ Aux appuis :

$$M_x^t = -0,3 \times 24,71 = -7,41 \text{ kN.m}$$

$$M_y^t = -0,3 \times 15,25 = -4,57 \text{ kN.m}$$



➤ À l'ELS :

✚ En travée :

$$M_x^t = 0,85 \times 20,45 = 17,38 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times 14,86 = 12,63 \text{ KN.m}$$

✚ Aux appuis :

$$M_x^a = -0,3 \times 20,45 = -6,13 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 \times 14,86 = -4,45 \text{ KN.m}$$

III.6.5 Ferrailage du panneau

III.6.6 A L'ELU :

Le calcul se fera en flexion pour une bande de 1m de largeur, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur.

Pour les des deux directions, en considère en travée comme en appuis. D

➤ En travée

- Dans le sens de la petite portée (x-x) :

$$b = 100\text{cm}; d = 20 - 2 = 18\text{cm};$$

$$M_u^t = 19,39 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{21 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 1420} = 0,046 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_{st}^t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{21 \times 10^5}{0,976 \times 18 \times 34800} = 3,43 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^t = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$.

- Dans le sens de la petite portée (y-y) :

$$M_u^t = 12,96 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12,96 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 1420} = 0,028 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{st}^t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12,96 \times 10^5}{0,986 \times 18 \times 34800} = 2,09 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^t = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ Au appui :

- Dans le sens de la petite portée (x-x) :

$$M_u^a = 7,41 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,41 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 1420} = 0,016 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_{st}^a = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7,41 \times 10^5}{0,992 \times 18 \times 34800} = 1,19 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^a = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

- Dans le sens de la grande portée (y-y) :

$$M_u^a = 4,57 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4,57 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 1420} = 0,022 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_{st}^a = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4,57 \times 10^5}{0,989 \times 18 \times 34800} = 1,16 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^a = 3HA8 = 1,15 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.6.7 A L'ELS :

➤ En travée

- Dans le sens de la petite portée (x-x) :

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 20 - 2 = 18 \text{ cm} ;$$

$$M_s^t = 14,76 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_s^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{14,76 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 1420} = 0,0322 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow \beta = 0,782$$

$$A_{st}^t = \frac{M_s^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{14,76 \times 10^5}{0,782 \times 18 \times 34800} = 3,01 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^t = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$

Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$.

- Dans le sens de la petite portée (y-y) :

$$M_s^t = 13,75 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_s^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{13,75 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 1420} = 0,0291 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow \beta = 0,788$$

$$A_{st}^t = \frac{M_s^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13,75 \times 10^5}{0,788 \times 13 \times 34800} = 4,05 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^t = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ Aux appuis :

- Dans le sens de la petite portée (x-x) :

$$M_s^a = 5,21 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_s^a}{bd^2f_{bc}} = \frac{5,21 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 1420} = 0,0113 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow \beta = 0,845$$

$$A_{st}^a = \frac{M_s^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,21 \times 10^5}{0,845 \times 18 \times 34800} = 0,98 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^a = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

- Dans le sens de la grande portée (y-y) :

$$M_s^a = 4,85 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_s^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{4,85 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 1420} = 0,0104 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow \beta = 0,850$$

$$A_{st}^a = \frac{M_s^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4,85 \times 10^5}{0,850 \times 18 \times 34800} = 0,91 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^a = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.6.8 Vérification à L'ELU

A- Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91/ modifiée99)

- Dans le sens de la petite portée (x-x) :

$$W_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \frac{W_0(3 - \rho)}{2} \rightarrow A_x \geq \frac{W_0(3 - \rho)}{2} \times b \cdot h$$

- A_x : la section des armatures .
- $b \cdot h$ = section total du béton .
- W_0 : taux d'acier minimale (réglementaire) = 0,8‰ (acier HA Fe400)

$$A_x = \frac{0,0008 \times (3 - 0,85)}{2} \times 100 \times 20 = 1,72 \text{ cm}^2.$$

$$\begin{cases} \text{En travées : } A_{adoptée} = 4,52 \text{ cm}^2 > 1,72 \text{ cm}^2 \\ \text{Aux appuis : } A_{adoptée} = 4,52 \text{ cm}^2 > 1,72 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

❖ Dans le sens de la grande portée (y-y) :

$$W_x = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq W_0 \rightarrow A_y \geq W_0 \times b \times h.$$

$$A_y = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} \text{En travées : } A_{\text{Adoptée}} = 4,52 \text{ cm}^2 > 1,6 \text{ cm}^2 \\ \text{Aux appuis : } A_{\text{Adoptée}} = 4,52 \text{ cm}^2 > 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

B. Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91 / modifiée99)

La direction la plus sollicitée :

Pour une fissuration non préjudiciable et une charge concentrée.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

. Armature inférieures (sens x-x) :

$$. S_t \leq \min (2h ; 25 \text{ cm})$$

$$. S_t = 25 \text{ cm} \leq (30 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

. Armature supérieures (sens y-y) :

$$. S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$. S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (45 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

C. Condition de non poinçonnement : (Art A.5.2.42 BAEL91/ modifiée99)

$$P \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- P : charge de calcul à L'ELU ;
- h_t : épaisseur totale de la dalle ;
- U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2(U + V) = 2(1,50 + 2,60) = 8,2 \text{ m.}$$

$$P = 100 \text{ kN/ml} \leq \frac{0,045 \times 8,2 \times 0,20 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 1230 \text{ kN/ml}$$

$\rightarrow$ **Condition vérifiée**

D. Vérification aux cisaillements : (Art 5.2.2 BAEL91 / modifiée 99)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad \text{avec: } \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa.}$$

- Dans le sens de la petite portée (x-x) :

$$T_u^{\max} = V_u = \frac{P}{2L_x + L_y} \times 1ml = \frac{135}{2 \times 4,10 + 4,80} = 10,38 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{10,38 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,079 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

- Dans le sens de la grande portée (y-y) :

$$T_u^{\max} = V_u = \frac{P}{3L_y} \times 1ml = \frac{135}{3 \times 4,80} = 9,37 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{9,37 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,072 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

III.6.9 Vérification a L'ELS**➤ Etat limite de compression de béton**

On peut se dispenser de cette vérification si la condition suivante est vérifiée

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

➤ En travée :

- Dans le sens de la petite portée (x-x) :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{19,39}{14,76} = 1,31 \quad d'ou : \quad \alpha \leq \frac{1,31 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,62$$

$$\mu = \frac{M_t^x}{b \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{14,76 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 1420} = 0,062$$

$$\mu = 0,062 < \alpha = 0,080 \rightarrow \textbf{condition vérifiée.}$$

$$\alpha = 0,080 < 0,62 \rightarrow \textbf{condition vérifiée}$$

- Dans le sens de la grande portée (y-y) :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{14,79}{13,75} = 1,07 \quad d'ou: \quad \alpha \leq \frac{1,07 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,285$$

$$\mu = \frac{M_t^x}{b \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{13,75 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 1420} = 0,058$$

$$\mu = 0,058 < \alpha = 0,074 \rightarrow \textbf{condition vérifiée.}$$

$$\alpha = 0,074 < 0,285 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

- Dans le sens de la petite portée (x-x) :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{6,84}{5,21} = 1,31 \quad d'ou: \alpha \leq \frac{1,31 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,62$$

$$\mu = \frac{M_a^x}{b.d.f_{bu}} = \frac{5,21 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 1420} = 0,022$$

$$\mu = 0,022 < \alpha = 0,027 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\alpha = 0,027 < 0,62 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Dans le sens de la grande portée (y-y)

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{5,22}{4,85} = 1,07 \quad d'ou: \alpha \leq \frac{1,07 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,285$$

$$\mu = \frac{M_a^x}{b.d.f_{bu}} = \frac{4,85 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 1420} = 0,020$$

$$\mu = 0,020 < \alpha = 0,025 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\alpha = 0,025 < 0,285 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche (Etat limite de déformation) : (Art B.7.5 BAEL91 modifiée 99)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \Leftrightarrow \frac{15}{410} = 0,048 > \frac{21}{20 \times 24,70} = 0,042 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{4,52}{100 \times 18} = 0,0025 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \quad \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

- Dans le sens de la petite portée (x-x)

➤ **En travée :**

Contrainte dans l'acier :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b.d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 18} = 0,253$$

$$\text{à partir des tableaux à l'ELS} \begin{cases} K1 = 47,50 \\ \beta_1 = 0,920 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{17,38 \times 10^3}{0,920 \times 18 \times 4,52} = 232,19 \text{ MPa}$$

Calcul de $\overline{\sigma}_{st}$:

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 232,19 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte dans le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{232,19}{47,50} = 4,88 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Dans le sens de la grande portée (y-y) :

Contrainte dans l'acier :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 18} = 0,253$$

A partir des tableaux à L'ELS $\begin{cases} K_1 = 47,50 \\ \beta_1 = 0,920 \end{cases}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{12,63 \times 10^3}{0,920 \times 18 \times 4,52} = 168,73 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 168,73 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte dans le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{168,73}{47,50} = 3,55 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

- Dans le sens de la petite portée (x-x) :

Contrainte dans l'acier

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 18} = 0,253$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 57,46 \\ \beta_1 = 0,207 \end{array} \right\} \rightarrow \text{à partir des tableaux à L'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{5,21 \times 10^3}{0,207 \times 13 \times 2,35} = 823,86 \text{ MPa} \quad \text{avec: } \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 392,60 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte dans le béton :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{392,60}{48,29} = 8,13 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Dans le sens de la grande portée (y-y) :

Contrainte dans l'acier :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,14}{100 \times 13} = 0,379$$

$$\text{A partir des tableaux à L'ELS.} \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 37,63 \\ \beta_1 = 0,905 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{13,75 \times 10^3}{0,905 \times 13 \times 4,14} = 282,29 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 392,60 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte dans le béton :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_{st} = \frac{282,29}{37,63} = 7,50 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

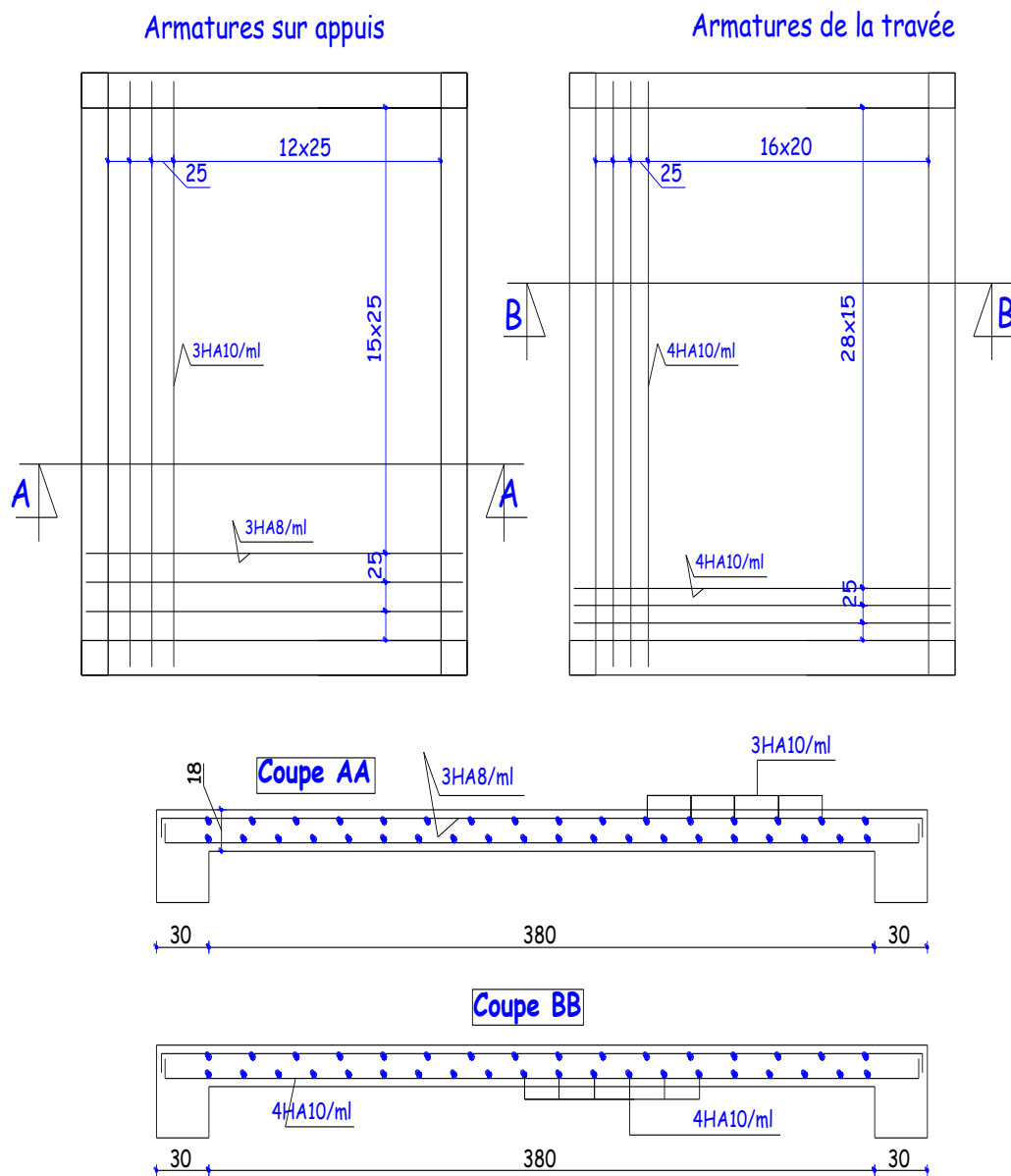


Figure 29 : Ferrailage de la dalle de la salle machine

Chapitre IV : MODILISATION ET VERIFICATION

IV. Modalisation et vérification

Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions.

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même plus fiable.

IV.1 Description du logiciel ETABS (MEF)

(Extended Three Dimensions Analyses Building Systems)

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, dans son calcul se base sur la méthode des éléments finis. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de données avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000 et SAFE*).

IV.2 Etude sismique

IV.2.1 Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques algériennes proposent trois méthodes de calcul :

- 1) la méthode statique équivalente,
- 2) la méthode d'analyse modale spectrale,
- 3) la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Dans notre cas on utilise : **Méthode Dynamique Modale Spectrale** :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

❖ *Principe* :

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

IV.2.2 Logiciel utilisé pour la modélisation

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

ETABS (Extended Tridimensionnel Analysis of Building Structures) est un logiciel de calcul et de conception conçu pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Dans notre travail, on a utilisé la version (**ETABS v 9.7**).

IV.2.3 Etapes de modélisation

Le calcul dynamique est réalisé sur un modèle tridimensionnel de la structure, avec 9 niveaux (R+8) encastrée à sa base.

IV.2.4 Différents étapes de modélisation

- ✓ Introduction de la géométrie du modèle.
- ✓ Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- ✓ Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- ✓ Introduction des directions principales de l'étude sismique EX, EY
- ✓ Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version2003.

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse donnée par le RPA.

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération (S_a/g) ou (l'accélération / pesanteur) pour un système de degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période « T ».

- ✓ Définition des charges statiques (G, Q).
- ✓ Définition de la charge sismique E.
- ✓ Introduction des combinaisons d'actions

- **Combinaisons du BAEL :**

$$1.35G + 1.5Q \text{ (l'ELU)}$$

$$G + Q \text{ (L'ELS)}$$

- **Combinaisons du RPA 99 modifié 2003 (combinaisons accidentelles) :**

$$G+Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

- ✓ Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)

Les poteaux sont supposés encastres dans les fondations. Diaphragme : comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équation à résoudre par le logiciel. La masse des planchers est supposée concentrée en leur centres de masse qui sont désignés par la notation de (masse – source)

- ✓ Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

IV.3 Vérifications selon les exigences du RPA

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- 1) Vérification de la participation de la masse modale ;
- 2) Vérification de la période de la structure ;
- 3) Justification du système de contreventement et calcul du coefficient de comportement R
- 4) Vérification de l'effort tranchant à la base
- 5) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux
- 6) Vérification des déplacements relatifs
- 7) Vérifications du déplacement maximal de la structure
- 8) Vérification de l'effet du 2^{ème} ordre (l'effet P-Δ)
- 9) Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité)
- 10) Vérification au renversement
- 11) Spécifications pour les poteaux.

IV.3.1 Vérification du pourcentage de participation massique modale

Le nombre de mode de vibration à retenir dans chaque direction d'excitation est tel que la somme des masses effectuée soit égale à 90% au moins de la masse totale.

Tableau 14: la période et des masses participantes

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.634470	70.1803	0.0000	0.0000	70.1803	0.0000	0.0000	0.0000	98.9751	0.0002	0.0000	98.9751	0.0002
2	0.538456	0.0000	68.4157	0.0000	70.1803	68.4157	0.0000	98.6065	0.0000	0.0000	98.6065	98.9751	0.0002
3	0.381513	0.2239	0.0000	0.0000	70.4043	68.4157	0.0000	0.0000	0.0560	68.7301	98.6065	99.0311	68.7303
4	0.170026	15.5759	0.0000	0.0000	85.9802	68.4157	0.0000	0.0000	0.4710	0.0019	98.6065	99.5020	68.7322
5	0.135619	0.0000	17.6557	0.0000	85.9802	86.0714	0.0000	1.0183	0.0000	0.0000	99.6248	99.5020	68.7322
6	0.103404	0.2556	0.0000	0.0000	86.2358	86.0714	0.0000	0.0000	0.0180	0.5760	99.6248	99.5200	69.3082
7	0.098452	0.0000	1.3595	0.0000	86.2358	87.4309	0.0000	0.1056	0.0000	0.0000	99.7304	99.5200	69.3082
8	0.097011	1.3412	0.0000	0.0000	87.5771	87.4309	0.0000	0.0000	0.1572	2.8588	99.7304	99.6772	72.1670
9	0.090728	0.0001	0.0000	0.0000	87.5772	87.4309	0.0000	0.0000	0.0205	15.0458	99.7304	99.6977	87.2128
10	0.076810	5.4027	0.0000	0.0000	92.9799	87.4309	0.0000	0.0000	0.2320	0.1533	99.7304	99.9297	87.3661
11	0.059607	0.0000	6.4106	0.0000	92.9799	93.8415	0.0000	0.2205	0.0000	0.0000	99.9509	99.9297	87.3661
12	0.048663	2.4507	0.0000	0.0000	95.4306	93.8415	0.0000	0.0000	0.0212	0.4017	99.9509	99.9509	87.7677

On constate dans le tableau ci-dessus dans notre cas le pourcentage de la participation massique a atteint les **90%** dans le **mode 12**.

➤ 1^{er} mode : translation suivant x avec un taux de participation massique de **70,19%**

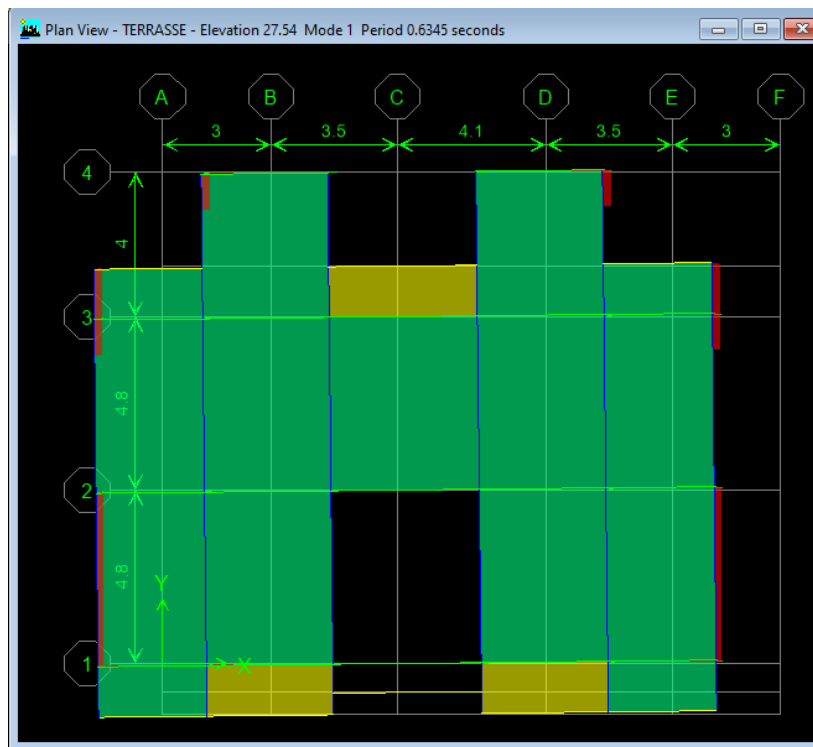


Figure 32: Mode de vibration dans le sens X-X

➤ 2^{ème} mode : translation suivant y avec un taux de participation massique de **68,83%**

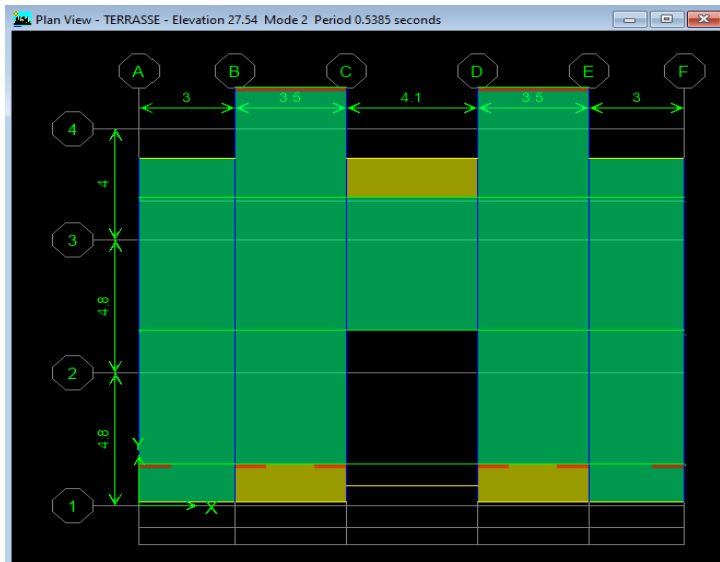


Figure 31 : mode de vibration dans le sens Y-Y

➤ 3^{ème} mode : le 3^{ème} mode de vibration est une torsion.

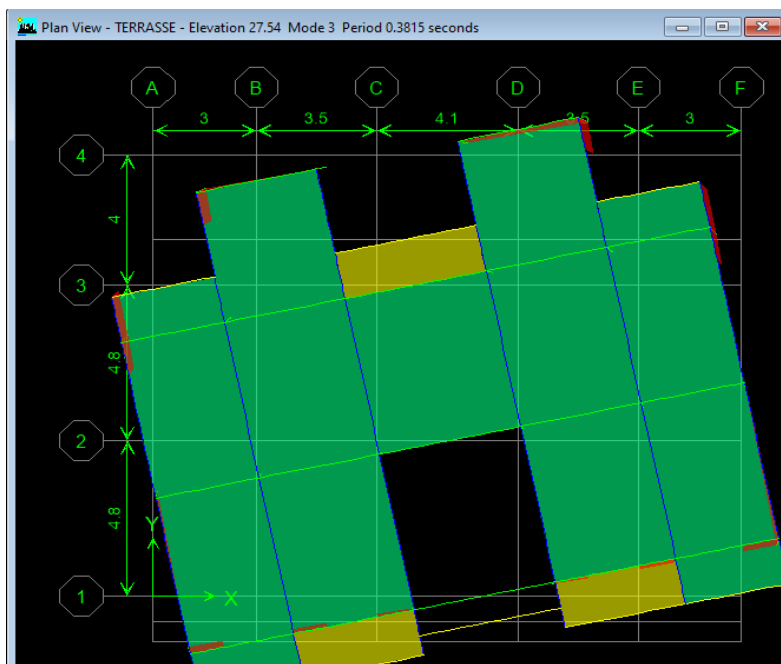


Figure 32 : Mode de vibration dans le sens Z-Z

Ce modèle présente une période fondamentale **$T = 0,634s$**

IV.3.2 Justification du système de contreventement

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

- on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur :
Display → show Deformed shape → Load : Ex spectra
- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :
Draw → Draw Section Cut
- Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante :

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1792.4779	15.6759	9.904E-12	1792.4779	15.6759	1.034E-11
Moment	305.3243	34874.297	10476.2671	305.3243	34874.297	10476.2671

Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-1**) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases **columns**, **floors**, **beams**, **braces**, **ramps** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1604.3213	33.0815	0.0764	1620.5604	33.4172	0.0764
Moment	419.3064	20325.3119	9876.1673	420.1039	20363.9664	9867.1213

Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles.

De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison **Ex** par **Ey** et relever les valeurs sur la case (**Force-2**). Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison « **Poids combo** » puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous.

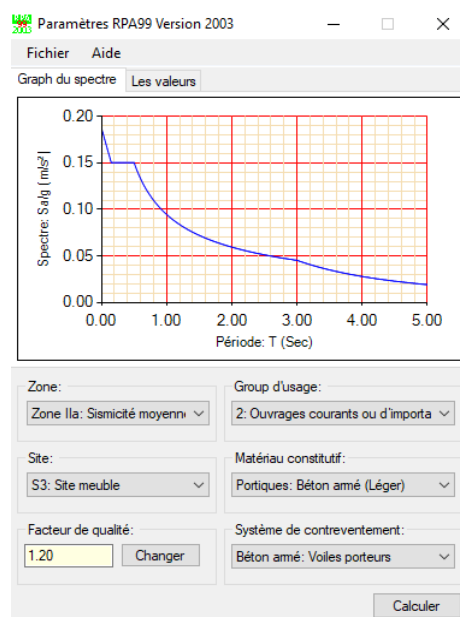
Tableau 15: Justification du système de contreventement.

	Forces reprises par les voiles et poteaux		Force reprises par les voiles uniquement	
Unités	[kN]	[%]	[kN]	[%]
Sens Ex	1792.4779	100	1604.601	89.54
Sens Ey	1966.0278	100	1808.5099	91.98
Poids	20794,1601	100	7728,1603	34,16

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles $\geq 20\%$.

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, Dans notre cas nous avons un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Dont le coefficient de comportement **R=3,5** ce qui nous a amené à changer le spectre et l'introduire dans ETABS, puis refaire l'analyse.



IV.3.3 Vérification de l'effort tranchant a la base (RPA V.2003/Art4.3.6)

La résultante des forces sismiques a 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 pour une valeur de la période fondamentales donnée par la formule empirique appropriée

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \quad (\text{Formule 4-1. article 4.2.3 RPA99/version 2003})$$

- ❖ **A** : coefficient d'accélération donné par le tableau 4.1 des règles RPA version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage
- ❖ **R** : Facteur de comportement dépendant du type du système de contreventement de la structure
- ❖ **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, de facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure
- ❖ **Q** : Facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux ...etc.)
- ❖ **W** : Poids totale de la structure.

Application :

- **A** : Zone IIa ; groupe d'usage 2 → **A = 0,15**
- **D** :
$$\begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}T_2 \leq T \leq 3s & \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3} \cdot (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad (4.2 \text{ RPA99/2003})$$

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.4 \end{cases} \rightarrow \text{Site meuble s2}$$

- η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \quad (4.3 \text{ RPA 99/2003})$$

Où : ($\xi\%$) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Dans notre cas $\xi = 8.5\%$

$$\eta = 0.816 \geq 0.7$$

– Estimation de la période fondamentale de la structure

- la période de la période fondamentales (T) de la structure peut être estimée a partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
- La formule empirique a utiliser selon les cas est la suivantes

$$T = C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}}$$

- h_N : Hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau n et

$$h_N = 27.54 \text{ m}$$
- C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage .il est donné par le **tableau 4.6 du RPA2003** $C_T = 0.05$

D'où :

$$T_{\text{empirique}} = 0.05 \times 27.54^{\frac{3}{4}} = 0.601s$$

$$T_{\text{MAJ}} = T_{\text{empirique}} + T_{\text{empirique}} \times 30\% = 1.3 \times T_{\text{emp}}$$

$$T_{\text{MAJ}} = 1.3 \times 0.601 = 0.781s$$

On relève la valeur de la période en fonction du premier mode

Mode	Period
1	0.634470
2	0.538456
3	0.381513
4	0.170026
5	0.135619
6	0.103404
7	0.098452
8	0.097011
9	0.090728
10	0.076810
11	0.059607
12	0.048663

Figure 35: Récapitulatif des périodes en fonction des modes

Mode 1 : $T_{\text{etabs}} = 0.634 \text{ s}$

Comparaison des résultats

On a :

- La période empirique $T = 0,634s$
- La période majorée $T_{\text{maj}} = 0,781s$
- La période ETABS $T_{\text{etabs}} = 0,629s$

On remarque que : **$T_{\text{etabs}} < T_{\text{maj}}$**

Donc : La période est vérifiée.

$$T_2 = 0.4 \leq T = 0.781 \leq 3s$$

$$D = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.781}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.515$$

$$D = 1.515$$

Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Conditions minimales sur les files de contreventement : chaque fille de portique doit comporter à tous les niveaux ; au moins trois(03).
- la redondance en plan : Chaque étage devra avoir en plan au moins (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées, dont le rapport n'excède pas 1.5.
- la régularité en plan et en élévation.
- contrôle de la qualité des matériaux.
- contrôle d'exécution.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée par le tableau suivant

Tableau 16: Valeur de pinalité P_q

Critère	P_q	
Observation de critère	Oui	Non
1-Condition minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2-Redondance en plan	0	0.05
3-Régularité en plan	0	0.05
4-Régularité en élévation	0	0.05
5-Contrôle de qualité des matériaux	0	0.05
6-Contrôle de qualité de l'exécution	0	0.10
$Q = 1 + \sum P_q$	1.20	

On aura : $Q = 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 1 = 1.20$

$$Q = 1.20$$

$W_T = 20794,1601 \text{ KN}$: Poids de la structure, donné par ETABS total

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 du RPA

Système de contreventement constitué par des voiles porteurs $R = 3.5$

Tableau 17: Tableau récapitulatif des résultats

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	1,515
Facteur de qualité Q	1,20
Coefficient de comportement R	3,5
Le poids total de la structure W_t [kN]	20794.1601

On remplace les valeurs des facteurs dans la formule :

$$V = \frac{0,15 \times 1,515 \times 1,20}{3,5} \times 20794,1601 = 1620.162 \text{ KN}$$

$$v = 1620.162 \text{ KN}$$

IV.3.4 Effort normal réduit aux niveaux des poteaux

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$(\text{Art 7.4.3.1 RPA 99/V2003}) \quad V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : L'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

D'où : En sélectionnant les combinaisons d'actions sismiques « $G + Q \pm E$ » et « $0.8G \pm E$ » :

$N_d = 1560.84 \text{ kN}$ (À la base)

Donc :

$$V = \frac{1560.84}{(0.45 \times 0.45) \times 25 \times 10^3} = 0.30 \leq 0.30 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

IV.3.5 Vérification des déplacements relatifs

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

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

$$\delta_k = R \times \delta_{eK} \quad (\text{formule 4.19 de RPA})$$

Avec :

δ_{eK} Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

δ_{Kx} : Déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

δ_{Ky} : Déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

$\Delta K_y = K_{yi} - K_{yi-1}$: Déplacement horizontal suivant le sens longitudinal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « $K-i$ » (**formule 4.20 RPA99**)

$\Delta K_y = K_{yi} - K_{yi-1}$: Déplacement horizontal suivant le sens transversal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « $K-i$ » (**formule 4.20 RPA99**)

H_e : Hauteur de l'étage considéré.

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display** → **show tables** Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes : **ANALYSIS RESULTS** → **Displacement Data** → **table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

Select cases/combo... → 2 fois sur **OK**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur :

Select cases/combo... → 2 fois sur **OK**

Les résultats de calcul dans les deux directions sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau 18 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens

Table 1 : Story	Diaphragm	δ_{Kx} : kx [m]	δ_{Ky} : ky [m]	ΔKx	ΔKy	1%He	conclusion
DSM	D10	0.0187	0.0158	0.00175	0.0035	0.0306	cv
Terrasse	D9	0.0182	0.0148	0.007	0.00665	0.0306	cv
ET7	D8	0.0162	0.0129	0.00805	0.007	0.0306	cv
ET6	D7	0.0139	0.0109	0.0084	0.007	0.0306	cv
ET5	D6	0.0115	0.0089	0.0084	0.007	0.0306	cv
ET4	D5	0.0091	0.0069	0.00875	0.007	0.0306	cv
ET3	D4	0.0066	0.0049	0.00805	0.0063	0.0306	cv
ET2	D3	0.0043	0.0031	0.007	0.00525	0.0306	cv
ET1	D2	0.0023	0.0016	0.0056	0.00385	0.0306	cv
RDC	D1	0.0007	0.0005	0.00245	0.00175	0.0306	cv

Conclusion :

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée

IV.3.6 Vérification du déplacement maximal de la structure

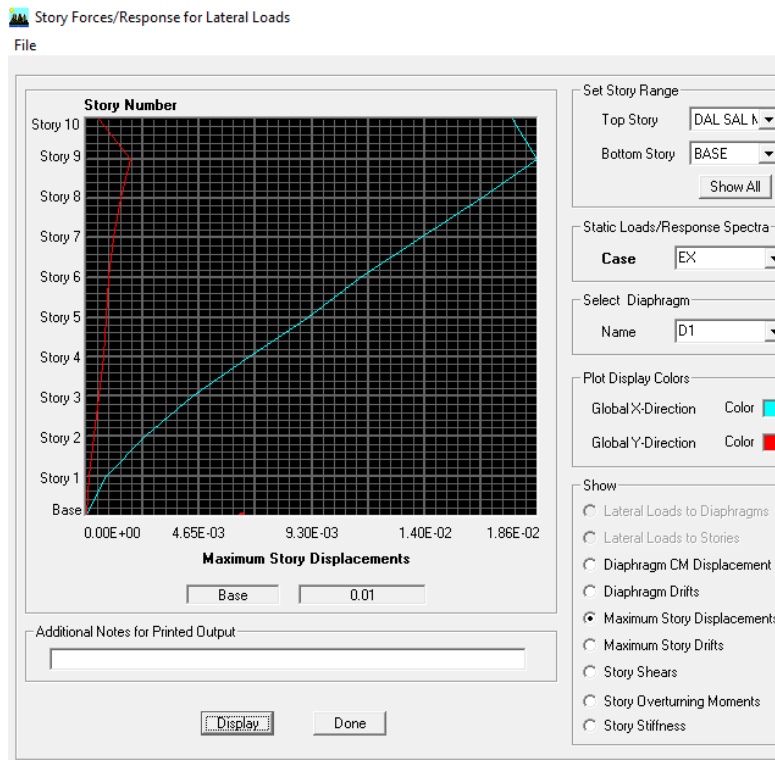
Dans cette étape nous devons déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible f_{adm}

$$f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{30,04}{500} = 0,060 \quad (\text{ART B.6.5,3 /BAEL91})$$

❖ Détermination du déplacement maximal avec ETABS

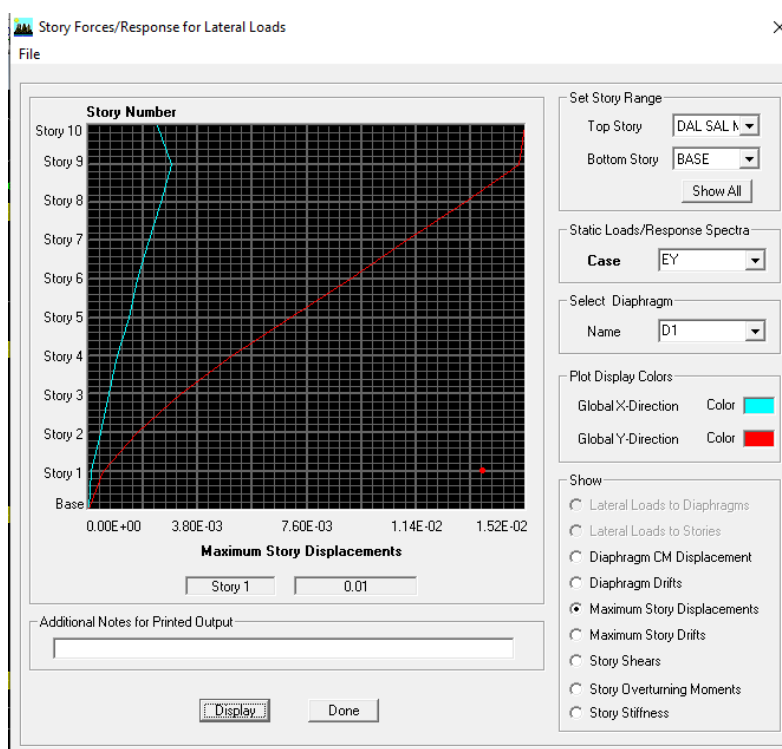
- Dans le sens longitudinal :

On suit le cheminement suivant : **Display** → **Show Story Response Plots**. Puis, on clique sur **display**
Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.



- Dans le sens transversal :

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante :



❖ **Résultats trouvés :**

- ✓ Déplacement maximal suivant (x-x) : 0.01m
- ✓ Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.01m
- ✓ Flèche admissible : 0.060 m

IV.3.7 Justification vis-à-vis de L'effet P-Δ (Art 5.9 du RPA 99/ version 2003)

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au- dessus du niveau «k». $P_k = \sum(WGi + \beta WQi)$

V_k : Effort tranchant au niveau «k» = $\sum F_i$

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

h_k : Hauteur d'étage «k».

- Si $\theta_k < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$: il faut augmenter l'effet de l'action sismique affecter d'un facteur égale à $\frac{1}{(1-k)}$
- Si $\theta_k > 0,2$:
la structure est potentiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 19: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

Niveaux	P_k	H_k	Sens X-X			Sens Y-Y		
			Δ_k	V_k	θ_x	Δ_k	V_k	θ_y
DAL SAL MACHINE	208.53	3.06	0.00175	53.39	0.0022337	0.0035	62.02	0.00384577
TERRASSE	2488.96	3.06	0.00665	427.24	0.01266037	0.00595	485.19	0.00997474
ET7	4727.67	3.06	0.00735	758.94	0.01496255	0.00665	852.92	0.0120459
ET6	6966.38	3.06	0.00805	1028.3	0.01782222	0.00665	1144.9	0.0132233
ET5	9205.09	3.06	0.00805	1249.75	0.01937668	0.00665	1386.24	0.01443078
ET4	11443.81	3.06	0.00805	1429.73	0.02105674	0.00665	1583.26	0.01570792
ET3	13745.63	3.06	0.0077	1575.28	0.02195716	0.00695	1736.49	0.01797859
ET2	16047.46	3.06	0.00665	1684.95	0.02069758	0.0049	1852.35	0.0138726
ET1	18420.81	3.06	0.0049	1759.7	0.01676273	0.0035	1931.86	0.01090636
RDC	20794.16	3.06	0.00175	1792.55	0.00928784	0.00175	1966.03	0.00604878

Conclusion :

- On constate que Δ et θ sont inférieurs à 0,1 → Les effets du second ordre peuvent être négligés pour tous les étages et suivant les deux sens dans notre structure.

IV.3.8 Stabilité au renversement (Arti 4.41)

D'après l'article : « Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sole-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids totale équivalant au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai » **(RPA 99, Page 50)**

Avec :

$$M_{\text{stabilisateur}} = W \times S$$

b : centre de gravité

M_r : moment de renversement est égale à

$$M_x = 40887,28 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 37188,592 \text{ KN.m}$$

Tableau 20: Vérification vis-à-vis de renversement

Sens	W	b	Ms	Ms/Mr	OBS
X-X	20794,1601	8,55	177790,0686	4,34	C.V
Y-Y	20794,1601	5,84	121437,895	3,62	C.V

Conclusion :

On a ($M_s/M_r > 1,5$), donc l'ouvrage est stable au renversement dans les deux directions et la condition de l'article 4.41 du RPA 99/version 2003 est vérifiée.

IV.3.9 Spécification pour les poteaux

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,30 \quad \text{avec : } N_d : \text{Effort normal dans les poteaux}$$

B_c : Section du poteau

- **Poteaux 45x45 :**

$$N_d = 1560,84 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1560,84}{0,45 \times 0,45 \times 25 \times 10^3} = 0,30 \leq 0,3 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 40x40 :**

$$N_d = 1134,20 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1134,20}{0,40 \times 0,40 \times 25 \times 10^3} = 0,29 \leq 0,3 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 35x35 :**

$$N_d = 1194,20 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1194,20}{0,35 \times 0,35 \times 25 \times 10^3} = 0,26 \leq 0,3 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.4 Conclusion

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que :

- ✓ La période est vérifiée.
- ✓ Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- ✓ Justification du système de contreventement est vérifiée.
- ✓ L'effort tranchant à la base est vérifié.
- ✓ Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- ✓ L'effet P-Delta est vérifié
- ✓ Stabilité au renversement est vérifiée
- ✓ Efforts normales réduits au niveau des poteaux sont vérifiés

. Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V. Ferrailage des éléments structuraux

V.1 Ferrailage des poteaux

Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

V.1.1 Etude des poteaux

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens longitudinal et transversal, puis vérifier à l'ELS pour les cas suivants

Tableau 21 : caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

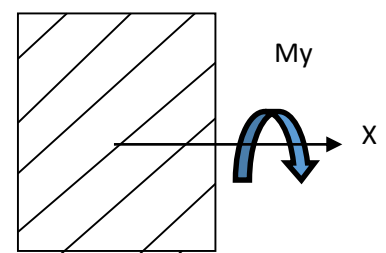
Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal de compression et moment correspondant.
- effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- moment maximal et effort normal correspondant.

M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal.

M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal.



V.1.2 Recommandations et exigences du RPA

➤ Combinaisons de calcul :

▪ Combinaisons de charges suivant le règlement BAEL91/modifiée99 :

D'après le règlement **BAEL91**, le ferrailage se calcule suivant des situations, à qui on fait correspondre des combinaisons de charges, nous citons :

- $A'ELU : 1,35G + 1,5Q$
- $A'ELS : G + Q$

▪ Combinaisons des charges suivant le règlement RPA99 / modifié 2003 :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :

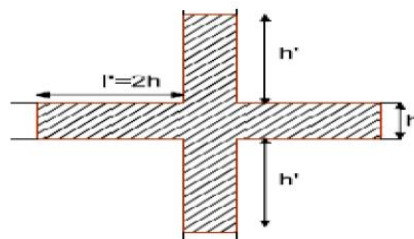
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

• Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1RPA 99/ version 2003 :

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et dépourvues de Crochets
- le pourcentage minimal est de : **0.8 % (Zone IIa)**.
- le pourcentage maximal est de : **4 % en zones courantes.**
- 6% en zones de recouvrement.**
- le diamètre minimal est de **12mm**.
- la longueur minimale des recouvrements est de : **40Ø (zone IIa)**.
- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : **25cm(zoneIIa)**
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

La zone nodale est définie par l' et h

$$\left\{ \begin{array}{l} l' = 2h \\ h' = \max\left\{\frac{he}{6}, b, h, 60 \text{ cm}\right\} \end{array} \right.$$



❖ **Délimitation de la zone nodale :**

Tableau 22: Délimitation des zones nodales.

Niveau	Poteaux	He (cm)	$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm}\right)$		l' (cm)
Etage 5,6,7,8,	35x 35	306	$h' = \max(51 ; 35 ; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{ cm}$	70
Etage 3,4	40x 40	306	$h' = \max(51 ; 40 ; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{ cm}$	80
Etage RDC, ET1	45X45	306	$h' = \max(51 ; 40 ; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{ cm}$	90

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99/version 2003** sont rapportées dans le tableau suivant :

Les armatures longitudinales seront calculées comme suite :

$$A_{min} = 0,8\% \times h \times b \quad (\text{Zone IIa})$$

$$A_{max} = 6\% \times h \times b \quad (\text{zone devrecouvrement})$$

$$A_{max} = 4\% \times h \times b \quad (\text{zone courante})$$

Les résultats sont résumés comme suite dans les tableaux suivant :

Tableau 23: les sections des armatures longitudinales

Etage	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
RDC ; 1 ^{er} étage	45x45	16,2	81	121,5
2 ^{ème} ; 3 ^{ème} ; étage	40x40	12,8	64	96
4 em au 8em etage	35x35	9,8	49	73,5

➤ **Sollicitations de calcul**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS ,les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 24 : Efforts internes dans les poteaux dans le sens Longitudinal.

Zone	Sollicitations	N (KN)	M _x (KN.m)
Zone I (45x45)	N _{max} -M _{corr}	-2075.33	2.749
	N _{min} -M _{corr}	1056.18	3.411
	N _{corr} -M _{max}	-586.28	55.802
Zone II (40x40)	N _{max} -M _{corr}	-1577.29	7.672
	N _{min} -M _{corr}	469.94	1.879
	N _{corr} -M _{max}	-416.84	68.379
Zone III (35x35)	N _{max} -M _{corr}	-1106.3	8.38
	N _{min} -M _{corr}	130.43	1.546
	N _{corr} -M _{max}	-65.03	64.462

V.1.3 Calcul de la section d'armature donné à L'ELU dans la situation durable et accidentelle :

Chaque poteaux est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et a un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

➤ Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU : Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Deux cas peuvent se présenter :

a) Section partiellement comprimée (SPC) :

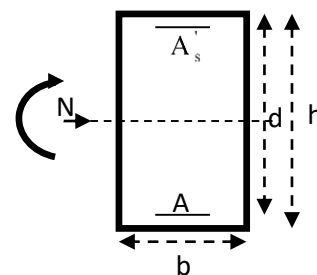
Une Section partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bc}$$

Avec : N_u : effort de compression.

$$M_f : \text{moment fictif} \quad M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{Avec :} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée. ($A' = 0$)

- Armatures fictives : $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

➤ 2^{ème} cas :

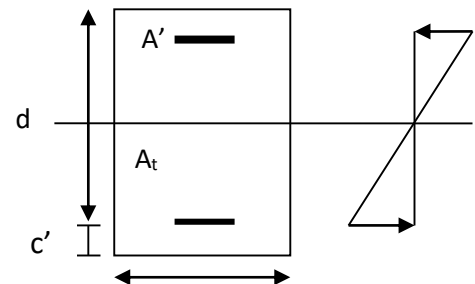
Si $\mu \geq \mu_1 = 0,392$ la section est doublement armée. ($A' \neq 0$)

$$\text{On calcul : } M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc}$$

σ_{bc}

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :



M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\sigma_{st} \begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \end{cases}$$

La section réelle d'armature :

$$\begin{cases} A_s = A' \\ A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

b) Section entièrement comprimée (SEC) :

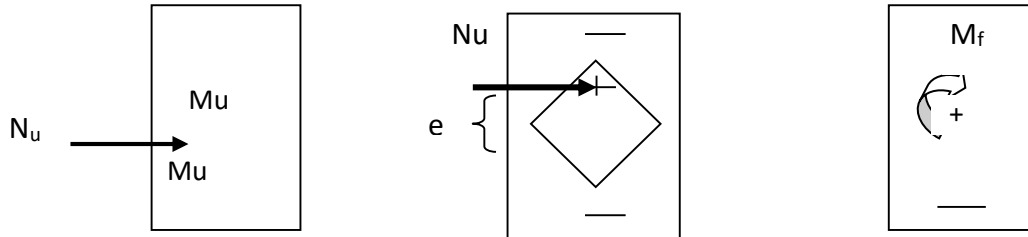
La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\text{1^{er} condition :} \quad e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$\text{2^{em} condition : } N_u = (d - c') - M_f > (0,337h - 0,81c) b h^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter :



➤ **1er cas :**

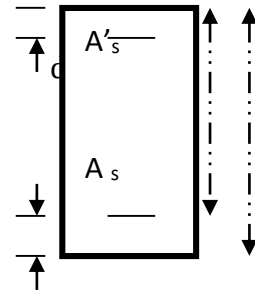
Si $N_u(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c}{h}\right) b h^2 f_{bc} \longrightarrow$ la section est doublement armée

$$A_s > 0 \quad \text{et} \quad A_{s'} > 0$$

La section d'armature :

$$A'_{s'} = \frac{M_f(d - 0.5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

c'



$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_{s'}$$

2^{eme} cas :

Si $N_u(d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c}{h}\right) b h^2 f_{bc} \longrightarrow$ la section est simplement armée

$$A_s > 0 \quad \text{et} \quad A_{s'} = 0$$

$$A_s = \frac{N_u - \Psi b h f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{avec :} \quad \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

c- Section entièrement tendue :

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Avec :

$$\begin{cases} A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d - c)} \\ A_{ss} = \left(\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}\right) \end{cases}$$

$$F_{ss} = A_{ss} \times \frac{f_e}{\gamma}$$

$$F_{si} = A_{si} \times \frac{f_e}{\gamma}$$

$$\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

➤ **Calcul du ferrailage des poteaux :**

Poteaux du RDC , 1^{eme} étage :

$$b = 45 \text{ cm} \quad h = 45 \text{ cm}$$

$$d = 42 \text{ cm} \quad c = c' = 3 \text{ cm}$$

Poteaux du 3^{ere} , 4^{eme} étage :

$$b = 40 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm}$$

$$d = 37 \text{ cm} \quad c = c' = 3 \text{ cm}$$

Poteaux du 5^{eme} , 6^{eme}, 7^{eme} et 8^{eme} étage :

$$b = 35 \text{ cm} \quad h = 35 \text{ cm}$$

$$d = 32 \text{ cm} \quad c = c' = 3 \text{ cm}$$

❖ **Exemple de calcul manuel :**

Pour le poteau (45× 45) :

$$N_u = 1056,18 \text{ kN} ; M_u = 3,411 \text{ kN.m}$$

✓ Calcul de l'excentricité (e) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3,411 \times 10^2}{1056,18} = 0,32 \text{ cm}$$

$$e = 0,13 \text{ cm} < \left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{45}{2} - 3\right) = 19,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{SEC}$$

✓ Calcul de : $(d - c')N_u - M_f$ et $(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc}$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$d = h - c = 0,45 - 0,03 = 0,42 \text{ m}$$

✓ Calcul du moment fictif :

$$M_f = 3,411 + 1056,18 \left(\frac{0,45}{2} - 0,03\right) = 209,366 \text{ kN.m}$$

Et :

$$(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc} = \left(0,337 - 0,81 \frac{0,03}{0,45}\right)(0,45)^3 \times 14,2 \times 10^3 = 366,2 \text{ kN.m}$$

$$(d - c')N_u - M_f = (0,42 - 0,03) \times 1056,18 - 209,366 = 202,54 \text{ kN.m} < 366,2 \text{ kN.m}$$

✓ Calcul de : $(0,5h - c') \times h \times b \times f_{bc}$

$$:(0,5h - c') \times h \times b \times f_{bc} = (0,5 \times 0,45 - 0,03) \times 0,45^2 \times 14,2 \times 10^3 = 560,72 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc : } (d - c')N_u - M_f = 202,54 \text{ kN.m} < 560,72 \text{ kN.m}$$

✓ Calcul des armatures :

$$A'_s = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \sigma_s}; \quad A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.357 + \frac{1056.18(0.42 - 0.03) - 2.09 \times 100}{100 \times 0.45^3 \times 14.2 \times 10^3}}{0.857 - \frac{0.03}{0.45}} \\ \Psi = 0.45$$

$$\text{Donc : } A'_s = \frac{1672.8 - 100 \times 0.45 \times 0.45^2 \times 14.2 \times 10^3}{100 \times 348 \times 10^3} = 0.0036 = 0$$

$$A'_s = 0$$

Exemple de calcul avec SOCOTEC :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts :

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire :
Nom du fichier : sans nom

Matériaux
Contrainte béton : f_{cd} 25 MPa Coeff. acier/béton : n 15
Limite élast. acier : f_{te} 400 MPa

Géométrie
Largeur : b 0.45 m
Hauteur : h 0.45 m
Pos. cdg armatures sup. : d' 0.03 m
Pos. cdg armatures inf. : c 0.03 m

☒ Calcul aux ELU ☐ Calcul aux ELS

Effort normal : Nu 2075.3 kN
Moment fléchissant : Mu -2.75 kN*m

Coefficients
durée chargement : θ 1
sécurité du béton : γ_b 1.5
sécurité de l'acier : γ_s 1.15

Sections d'armatures
supérieures : cm2
inférieures : cm2

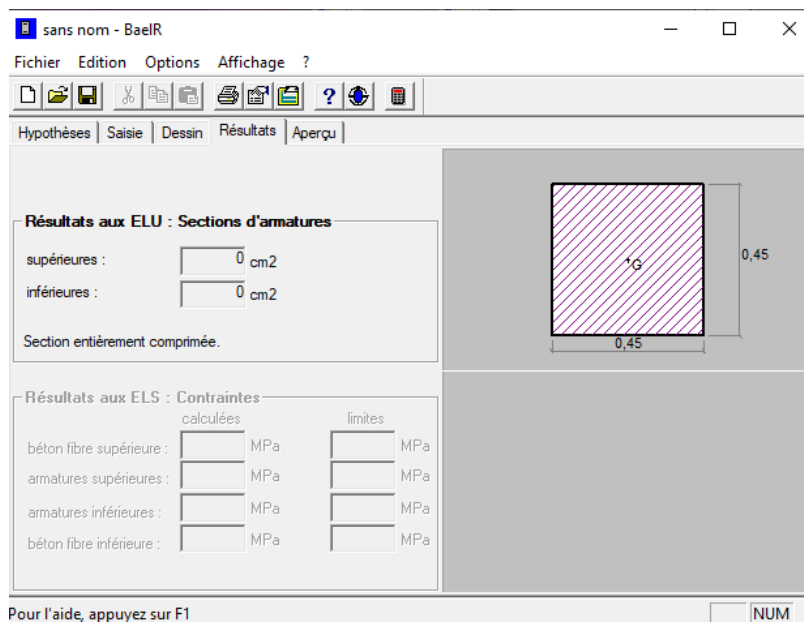
Convention signes
N > 0 : compression
M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration
☒ peu préjudiciable
☐ préjudiciable
☐ très préjudiciable

Type d'armature
☐ rond lisse
☒ barre HA
☐ barre HA

Pour l'aide, appuyez sur F1 NUM

La section donnée par SOCOTEC :



Remarque : le résultat trouvé manuellement est le même trouvé avec le logiciel SOCOTEC.

Nous allons ferrailer par zones à l'aide de logiciel SOCOTEC et les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

- Sens xx :

Tableau 25: Ferrailage des poteaux suivant

Niv.	Section (cm ²)	Effort normal KN	Moment (kN.m)	(h/2-c) (cm)	e _u (cmt)	Obs.	Asup (cm ²)	Ainf (cm ²)	A c.n.f	Choix de ferrailage	A adoptée (cm ²)
Zone I	45 x 45	-2075.33	2.749	19,5	0,13	SEC	0	0	5.66*2=11.32	4HA16	8,04
		1056.18	3.411	19,5	0,32	SEC	0	0	5.75	4HA16	8,04
		-586.28	55.802	19,5	0,95	SEC	0	0	6.07	4HA16	8,04
Zone II	40 x 40	-1577.29	7.672	17	0,48	SEC	0	0	5.83	4HA16	8,04
		469.94	1.879	17	0,39	SEC	0	0	5.78	4HA16	8,04
		-416.84	68.379	17	16,4	SEC	0	0	0.71	4HA16	8,04
Zone III	35 x 35	-1106.3	8.38	14,5	0,75	SEC	0	0	5.96	4HA14	6,15
		130.43	1.546	14,5	1,10	SEC	0	0	6.16	4HA14	6,15
		-65.03	64.462	14,5	99	SEC	0	4,46	1.99	4HA14	6,15

Récapitulation de ferrailage des poteaux :

Tableau 26: Ferrailage des poteaux suivant les deux sens

Section	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix d'armatures	A _{adopté} (cm ²)
45 x 45	16.08	16,2	4HA20 +4HA16	20.6
40 x 40	16.08	12,8	4HA20 +4HA16	20.6
35 x 35	12.32	9,8	4HA16 +4HA14	14.2

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- **Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e} \quad (1)$$

Avec:

V_u : effort tranchant de calcul,

h_t : hauteur totale de la section brute

,

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale,

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

$$\rho_a \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : Elancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \dots (2) \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b} \dots (3)$$

l_f : La longueur de flambement des poteaux ($l_f = 0,7 l_0$)

a, b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

S_t : espacement des armatures transversales

$$\left\{ \begin{array}{ll} S_t \leq \min(10\phi_{l\min}; 15\text{cm}) & \text{en zone nodale IIa} \\ S_t \leq 15\phi_{l\min} & \text{en zone courante IIa} \end{array} \right.$$

ϕ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

La quantité minimale d'armature transversale en (%) est donnée comme suit:

$$A_{t\min} = \frac{A_t}{S_t \times b_1} \dots (4)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{interpolation entre les valeurs limites du poteau.} \end{array} \right.$$

➤ **Exemple de calcul:**

❖ **Poteau 45x45:**

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2,142}{0,45} = 4,76$$

$$3 < \lambda_g = 4,76 < 5 \rightarrow \text{par interpolation} \rightarrow 0,36\%.$$

❖ **Zone nodale :**

$$A_t^{\min} = 0,36\% \times 45 \times 10 = 1,35$$

❖ **Zone courante:**

$$A_t^{\min} = 0,36\% \times 45 \times 15 = 2,02$$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ minimum.

Tableau 27 :Détermination des armatures transversales

Niveaux	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{em} et 3 ^{em} étage	4 ^{em} au 8 ^{em} étage
Section	45X45	40X40	35X35
Ø (cm)	10	10	10
I _f (cm)	214,5	214,5	214,5
λ _g	4.76	5.35	6.12
V(KN)	36,1	45,82	44,5
S _t (zone nodale en cm)	10	10	10
S _t (zone courante en cm)	15	15	15
ρ	3.75	2,5	2,5
A _t (cm ²) zone nodale	1.62	1.2	1.05
A _t (cm ²) zone courante	2.43	1.8	1.57
A _{t min} (cm ²) zone nodale	1,35	1,2	1,05
A _{t min} (cm ²) zone courante	2,02	1,8	1,57
A _{t adoptée} (cm ²)	4HA10	4HA10	4HA8

V.1.4 Vérification

V.1.5 Vérification a l'ELU

V.1.5.1 Vérification des contraintes tangentielles : Art 7.4.3.2 RPA99 version 2003

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\tau = \frac{Vu}{B \cdot d}$$

Il faut : $\tau = \frac{Vu}{B \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$

AVEC :

τ :contrainte de cisaillement

Vu : effort tranchant de la section etudiee

b : la largeur de la section etudiee

$$f_{c28} = 28MPa$$

d : la hauteur util (d=h-c)

$$\rho_d \begin{cases} 0.075si \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.040si \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calculs sont représentés dans le tableau suivant :

Table 1 vérification des contraintes tangentielles pour les poteaux.

Niv	Section	Vu (KN)	B (cm)	d (cm)	λ_g	ρ_d	τ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Obs
RDC, 1 ^{er}	45x45	36.1	45	42	4,76	0,04	0,191	1	Cv
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	40x40	68.379	40	37	5,355	0,075	0,462	1,875	Cv
4 ^{eme} , 8 ^{eme}	45x45	44.5	35	32	6,12	0,075	0,397	1.875	Cv

Conclusion :

Les contraintes tangentielles sont vérifiées pour tous les niveaux.

V.1.5.2 Ancrage des barres (BAEL99 / article A.6.1.2.2.1) [02]

Les barres rectilignes de diamètre $\emptyset$ et de limite élastique f_e sont encreées sur une longueur :

$$L_s = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s}$$

Où :

. L_s : longueur de scellement droit.

$$. \tau_s = 0.6 \psi 2 f_t 228 = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$. \text{Pour HA20 : } L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.84} = 70.42 \text{ cm}$$

On prend : **$L_s = 75 \text{ cm}$**

$$. \text{Pour HA16 : } L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.84} = 56.34 \text{ cm}$$

On prend : **$L_s = 60 \text{ cm}$**

$$. \text{Pour HA14 : } L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.30 \text{ cm}$$

On prend : **$L_s = 50 \text{ cm}$**

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normales, la longueur encrée mesurée hors crochet est au moins égale à $L_a = 0.4 l_s$ pour les aciers HA.

- Pour ϕ_{20} : $L_a = 0.4 \times 75 = 30 \text{ cm}$
- Pour ϕ_{16} : $L_a = 0.4 \times 60 = 24 \text{ cm}$
- Pour ϕ_{14} : $L_a = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$

V.1.5.3 Longueur de recouvrement

La longueur de recouvrement L_r est de : $L_r > 40\phi$ en zone IIa (**Article 7.4.2.1 BAEL91 MODIFIEE 99**).

Table 2 La Longueur de recouvrement des armatures longitudinales

Diamètre des barres [mm]	L_r [cm] $L_r = 40 \times \phi$	L_r adoptée (cm)
HA20	80	85
HA16	64	65
HA14	56	60

V.1.6 Vérification a L'ELS

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_{ad} \geq A_{min} = \frac{0,23f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \right] \times b \times d$$

Avec : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 28 : Vérification des ferraillements à l'ELS

Zone	Sollicitations	N_s (KN)	M_s (KN.m)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Observation
Zone II (45x45)	$N_{max}-M_{corr}$	- 1503.87	1.971	5.66	20.6	Vérifiée
	$N_{min}-M_{corr}$	-226.54	-5.384	6.93		Vérifiée
	$N_{corr}-M_{max}$	-633.92	-24.723	8.54*2=17.08		Vérifiée
Zone III (40x40)	$N_{max}-M_{corr}$	- 1143.21	5.506	4.57	20.6	Vérifiée
	$N_{min}-M_{corr}$	-147.25	-8.503	13.62		Vérifiée
	$N_{corr}-M_{max}$	-423.35	-26.066	17.22		Vérifiée
Zone IV (35x35)	$N_{max}-M_{corr}$	-802.28	6.018	3.58	14.2	vérifiée
	$N_{min}-M_{corr}$	-9.52	-1.629	0.15		vérifiée
	$N_{corr}-M_{max}$	-132.27	28.474	0.50		Vérifiée

b) État limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

c) Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91):

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant logiciel [SOCOTEC]

Tableau 30 /Vérification des contraintes L'ELS

Zone	Ns (KN)	Ms (KN.m)	A _s (cm ²)	$\sigma_{b \text{ sup}}$	$\sigma_{b \text{ adm}}$	σ_{inf}	$\overline{\sigma}_{st}$	Observation
Zone II (45x45)	-	1.971	20.6	6,74	15	100.9	384	Vérifiée
	1503.87	-5.384		1.28	15	18.6	384	Vérifiée
	-226.54	-24.723		4.08	15	58.6	384	Vérifiée
Zone III (40x40)	-	5.506	20.6	6.6	15	98.1	384	Vérifiée
	1143.21	-8.503		1.4	15	19.7	384	Vérifiée
	-147.25	-26.066		4.14	15	58	384	Vérifiée
Zone IV (35x35)	-802.28	6.018	20.6	6.07	15	89.5	384	Vérifiée
	-9.52	-1.629		0.26	15	3.26	384	Vérifiée
	-132.27	28.474		4.39	15	54.5	384	Vérifiée

- **Conclusion :**

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferrailage calculé à l'ELU.

V.1.7 ferrailage des poteaux

➤ **Poteaux (45×45) :**

-Les armatures longitudinales : $4HA20 + 4HA16 = 20,6\text{cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA10 = 3,14\text{cm}^2$

➤ **Poteaux (40×40) :**

-Les armatures longitudinales : $4HA20 + 4HA16 = 20,6\text{cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA10 = 3,14\text{cm}^2$

➤ **Poteaux (35×35) :**

-Les armatures longitudinales : $4HA16 + 4HA14 = 14,20\text{cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

V.2 Ferrailage des poutres

Introduction :

Ce chapitre est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque éléments sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont ; les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans, et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan

V.2.1 Etudes des poutres

V.2.1.1 Recommandations et exigences du RPA

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

G + Q : à L'ELS.

G + QE : RPA99 révisé 2003.

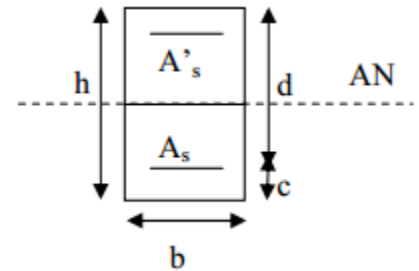
.8G E : RPA99 révisé 2003.

■ Calcul de ferrailage :

Dans le cas d'une flexion simple, nous avons les étapes suivantes :

Soit :

- A_s : La section d'armatures tendues
- A'_s : La section d'armatures comprimées



Avec :

h : hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

d : hauteur utile ($d = h - c$).

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

❖ Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :

M_u : le moment de flexion supporté par la section

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

$\gamma_b = 1.5$ (situation durable)

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

Nous comparons les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

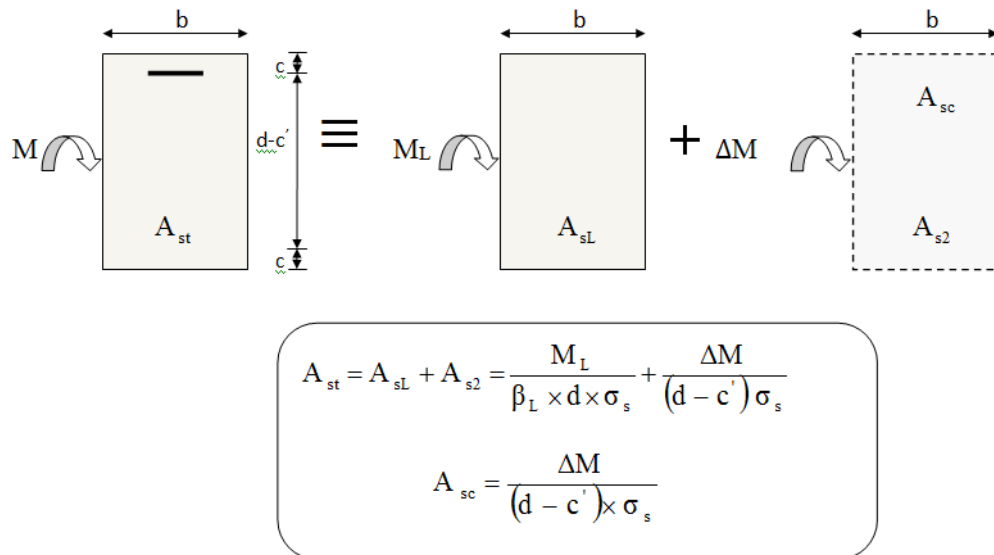
➤ **1er cas** : si $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ la section simplement armée (SSA), c'est-à-dire la section ne comprendra que des aciers tendus, alors :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Tel que : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

➤ **2ème cas : $\mu \geq \mu_l$ Section doublement armée (SDA)**

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



V.2.1.2 Les recommandations du RPA

a) Les armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

- Poutres principales : $A_{min} = 0.005 \times 45 \times 30 = 6.75 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $A_{min} = 0.005 \times 45 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$

le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
4% : En zone courante.

6% : En zone de recouvrement.

En zone courante :

- Poutres principales : $A_{max} = 0.04 \times 45 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement :

- Poutres principales : $A_{max} = 0.06 \times 45 \times 30 = 81 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2$

La longueur du recouvrement est de **40∅** (Zone IIa).

L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Tableau 31 :Récapitulatif des sections d'aciers recommandées par RPA

	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (Zone courante)	A _{max} (cm ²) (Zone de recouvrement)
Poutre principale	30x45	6.75	54	81
Poutre secondaire	30x35	5.25	42	42

b) Armatures transversales :

Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0.003.S_t.b$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \rightarrow \text{en zone nodale.}$$

$$S_t = \frac{h}{2} \rightarrow \text{en zone recouvrement.}$$

Avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.2 Ferrailage

1) Poutre principales :

Exemple de calcul : 30x45

En travée : $M_{u(RDC)} = 56.929 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{56.929 \times 10^6}{300 \times 420^2 \times 14,2} = 0,075 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\beta = 0,960 \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad (\text{Situation courante})$$

$$A_{st} = \frac{56.929 \times 10^2}{0,960 \times 42 \times 34,8} = 4,05 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **3HA12+2HA12** $A_{ad}=5.65\text{cm}^2$

Aux appuis : $M_{u(RDC)} = 59,477 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{59,477 \times 10^6}{300 \times 420^2 \times 18,48} = 0,06 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\beta = 0,969$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa} \quad (\text{Situation accidentelle})$$

$$A_{st} = \frac{59,477 \times 10^2}{0,969 \times 42 \times 40} = 3,65 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **3HA12+2HA12** $A_{ad}=5,65\text{cm}^2$

Le ferrailage des poutres principales est résumé dans les tableaux suivants :

Tableau 32 : Ferrailage a L'ELU

Niveau	Type de poutre	section	Localisation	M (KN.m)	Combinaison	β	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadp (cm ²)	Choix d'armatures
RDC	PP	30X45	Travée	56.929	ELU	0.960	4.05	6.75	8.01	3HA14+3HA12
			Appuis	-59.477	ELU	0.969	3.65		4.62	3HA14
	PS	30X35	Travée	21.617	ELU	0.976	1.928	5.25	4.62	3HA14
			Appuis	-32.605	GQEX	0.970	2.62		4.62	3HA14
Terrasse	PP	30X45	Travée	51.947	08GEXM	0.965	3.68	6.75	8.01	3HA14+3HA12
			Appuis	-71.964	GQEX	0.962	4.45		8.01	3HA12+2HA12
	PS	30X35	Travée	32.775	GEY	0.962	3.05	5.25	4.62	3HA14
			Appuis	-51.612	GQEX	0.953	4.23		4.62	3HA14

V.2.3 Vérification a l'ELU

V.2.3.1 Condition de non fragilité (BAEL 99/ article A.4.2.1) [02]

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{adoptes} \geq A_{min}$

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$\text{ET } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutre principale (PP}_1 \text{ et PP}_2\text{) } 30\text{X}45 : A_{min} = 0.23 \times 30 \times 42 \times \frac{2.1}{400} = 1.53\text{cm}^2$$

$$\text{Poutre Secondaire (PS}_1 \text{ et PS}_2\text{) } 30\text{X}35 : A_{min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

Toutes les sections adoptées sont supérieures à A_{min} donc, la condition est vérifiée.

V.2.3.2 Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A5.1.21 BAEL 91 modifiée 99)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec : } T_u^{\max} = \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0,2 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

Tableau 33: Vérification de la contrainte tangentielle

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principales (30x45)	$T_{\max}$	59.477	30	42	0,472	3,33	Condition vérifiée
Secondaires (30x35)	$T_{\max}$	39.53	30	32	0,411	3,33	Condition vérifiée

V.2.3.3 Influence de l'effort tranchant

➤ Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :

On se doit de vérifier la relation : $T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9bdf_{c28}}{\gamma_b}$

Tableau 34 : vérification de l'influence de l'effort tranchant

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	f_{c28} (MPa)	$\bar{T}_u$ (KN)	Observation
Principales (30x45)	$T_{\max}$	59,477	30	42	25	756	Condition vérifiée
Secondaires (30x35)	$T_{\max}$	39,53	30	32	25	576	Condition vérifiée

V.2.3.4 Influence sur les armatures longitudinales (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] \quad \text{Avec : } M_u \text{ en valeur algébrique.}$$

Si: $\left[T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

Avec : M_u est pris avec son signe.

- **Pour les poutres principales :** $M_u = -71,964 \text{ KN.m}$

$$\tau_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 59,477 - \frac{71,964}{0.9 \times 0.42} = -130.90 < 0$$

- **Pour les poutres secondaires :** $M_u = -51,612 \text{ KN.m}$

$$\tau_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 39.53 - \frac{51,612}{0.9 \times 0.33} = -134,24 < 0$$

⇒ Donc les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

V.2.3.5 Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

$\psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement HA

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

- **Poutres principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,309 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{59,477 \times 10^3}{0.9 \times 420 \times 113,09} = 1.39 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 1.39 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

- **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1.2 = 11.309 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{39,53 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 113,09} = 1.21 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 1.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres

V.2.3.6 Longueur de scellement droit des barres :

- Selon BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.23):

$$\text{Longueur de scellement : } l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \quad \text{avec: } \tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad \psi_s^2 = 1,5^2$$

- Pour les $\emptyset_{12}$: $L_s = 42,32 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égale à : $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

- Pour les $\emptyset_{12}$: $L_a = 16,93 \text{ cm}$

V.2.4 Vérifications à l'ELS

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

Etant donné qu'on est dans le cas d'une fissuration peu nuisible, donc cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de déformation du béton en compression :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \rho_1 = \frac{100A}{b_0 d}$$

Et à partir des tableaux, on extrait les valeurs de β_1 et K_1 .

La contrainte dans l'acier est :

Tableau 35 : Vérification à L'ELS

Niveau	Type de poutre	section	Localisation	M (KN.m)	As(cm ²)	ρ_1	β	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
RDC	PP	30X45	Travée	41.032	8.01	0.450	0.898	34.02	192.6	5.66	15	C.V
			Appuis	-42.925		0.458	0.898	34.02	-201.4	-5.92	15	C.V
	PS	30X35	Travée	8.723	4.62	0.268	0.918	45.98	40.0	0.87	15	C.V
			Appuis	-15.44		0.448	0.898	34.02	-72.5	-2.13	15	C.V
Terrasse	PP	30X45	Travée	37.809	8.01	0.593	0.886	28.86	179.8	6.23	15	C.V
			Appuis	-48.481		0.351	0.908	39.35	-225.0	-5.72	15	C.V
	PS	30X35	Travée	22.369	4.62	0.588	0.886	2.86	106.4	37.20	15	C.V
			Appuis	-29.251		0.351	0.908	39.35	-135.8	-3.45	15	C.V

V.2.5 Ferrailage des poutres

➤ Poutres principales :

- Armatures longitudinales : 3HA14 (fil) + 3HA12(chap)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

➤ Poutres secondaires :

- Armatures longitudinales : 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

V.3 Ferrailages des voiles

VL1

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre(m)	0.35	0.35	0.35
	hauteur etage (m)	3.06	3.06	3.06
	L (m)	1.00	1.00	1.00
	e (m)	0.15	0.15	0.15
	B (m ²)	0.15	0.15	0.15
	He	3.060	3.060	3.060
	h	2.71	2.71	2.71
Solicitation de calcul	T(kN)	720.590	712.970	726.680
	N _{ser} (kN)	-2791.90	-2408.29	-1929.18
	Vu (kN)	1008.826	998.158	1017.352
	σ _{max} (kN/m ²)	4242.020	2369.510	2211.230
	σ _{min} (kN/m ²)	7910.290	5685.650	5338.870
	σs (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00
	L _c	0.35	0.29	0.29
	L _t	0.65	0.71	0.71
	d	0.23	0.20	0.20
	d _{adopté}	0.23	0.20	0.20
	d2 = L _t - d _{adopté}	0.42	0.51	0.51
	σ ₁	5082.277	4105.977	3864.717
	N ₁	226.77	144.02	134.77
	N ₂	159.41	156.97	148.37
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	5.67	3.60	3.37
	A _{v2} /bande (cm ²)	3.99	3.92	3.71
	A _{vj} (cm ²)	27.74	27.45	27.98
	A'v1/bande/nappe	10.05	10.05	10.05
	A'v2/bande/nappe	8.04	8.04	8.04

armatures minimales	$A_{\min}/\text{bande/nappe (cm}^2\text{)}$		1.83	1.54	1.54
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A'v1$ adopté (cm ²)		10.65	10.05	10.05
	$A'v2$ adopté (cm ²)		10.65	10.05	10.05
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	5HA16	5HA16	5HA16
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	4HA6	4HA6	4HA6
	ST		22.5	22.5	22.5
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		2.66	2.51	2.51
	AH adopté (cm ²)		4.62	4.62	4.62
	choix de la section		3HA12	3HA12	3HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	A_t adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Véification des contruction	$\bar{\tau}_{br} = 5MPa$	τ_b	7.473	7.394	7.536
	2,26 Mpa	τ_u	5.338	5.281	5.383
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	-16.821	-14.589	-11.687

VL4

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre(m)	0.35	0.35	0.35
	hauteur etage (m)	3.06	3.06	3.06
	L (m)	3.50	3.50	3.50
	e (m)	0.15	0.15	0.15
	B (m ²)	0.525	0.525	0.525
	He	3.060	3.060	3.060
	h	2.71	2.71	2.71
Solicitation de calcul	T(kN)	1138.450	956.780	669.510
	N _{ser} (kN)	-2258.62	-1368.25	-1069.87

	Vu (kN)		1593.830	1339.492	937.314
	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)		5624.200	3718.280	2608.100
	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)		8023.720	5278.680	3452.310
	σ_s (kN/m ²)		400.00	400.00	400.00
	L _c		1.44	1.45	1.51
	L _t		2.06	2.05	1.99
	d		0.96	0.96	1.00
	d _{adopté}		0.96	0.96	1.00
	d2 = L _t - d _{adopté}		1.10	1.09	1.00
	σ_1		4274.253	2799.827	1726.155
	N ₁		886.88	584.27	387.18
	N ₂		351.39	228.72	129.06
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		22.17	14.61	9.68
	A _{v2} /bande (cm ²)		8.78	5.72	3.23
	A _{vj} (cm ²)		43.83	36.84	25.78
	A'v1/bande/nappe		22.04	16.51	11.28
	A'v2/bande/nappe		15.35	12.06	8.04
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		7.57	7.59	7.91
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		28.27	18.09	12.06
	A'v2 adopté (cm ²)		15.70	12.06	8.04
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	9HA20	9HA16	6HA16
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	5HA20	6HA16	4HA16
	ST		22.5	22.5	22.5
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		7.88	7.88	7.88
	AH adopté (cm ²)		9.23	9.23	9.23
	choix de la section		6HA14	6HA14	6HA14
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		

Véification des contruction	$\bar{\tau}_{br} = 5MPa$	τ_b	3.373	2.835	1.984
	2,26 Mpa	τ_u	2.409	2.025	1.417
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	-4.025	-2.486	-1.961

VT1 et VT3

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre(m)	0.45	0.45	0.45
	hauteur etage (m)	3.06	3.06	3.06
	L (m)	1.00	1.00	1.00
	e (m)	0.15	0.15	0.15
	B (m²)	0.15	0.15	0.15
	He	3.060	3.060	3.060
	h	2.61	2.61	2.61
Solicitation de calcul	T(kN)	80.700	55.040	65.760
	N _{ser} (kN)	-282.83	-231.57	-178.47
	Vu (kN)	112.980	77.056	92.064
	σ_{max} (kN/m²)	4259.970	3718.280	2330.640
	σ_{min} (kN/m²)	6768.150	5274.210	2848.340
	σ_s (kN/m²)	400.00	400.00	400.00
	L _c	0.39	0.41	0.45
	L _t	0.61	0.59	0.55
	d	0.26	0.28	0.30
	d _{adopté}	0.26	0.28	0.27
	d2 = L _t -d _{adopté}	0.36	0.31	0.27
	σ_1	3928.170	2795.357	1424.170
	N ₁	206.59	166.83	88.12
	N ₂	104.94	65.17	29.37
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)	5.16	4.17	2.20
	A _{v2} /bande (cm²)	2.62	1.63	0.73
	A _{vj} (cm²)	3.11	2.12	2.53
	A'v1/bande/nappe	3.36	2.62	1.73
	A'v2/bande/nappe	2.09	1.34	1.00
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm²)	2.03	2.17	2.36

Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		4.52	4.52	4.52
	A'v2 adopté (cm ²)		4.52	4.52	4.52
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	4HA12	4HA12	4HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	4HA12	4HA12	4HA12
	ST		22.5	22.5	22.5
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		2.25	2.25	2.25
	AH adopté (cm ²)		3.39	3.39	3.39
	choix de la section		3HA12	3HA12	3HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Véification des contruction	$\bar{\tau}_{br} = 5MPa$	τ_b	0.837	0.571	0.682
	2,26 Mpa	τ_u	0.598	0.408	0.487
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	-1.804	-1.477	-1.138

VT2

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre(m)	0.45	0.45	0.45
	hauteur etage (m)	3.06	3.06	3.06
	L (m)	1.40	1.40	1.40
	e (m)	0.15	0.15	0.15
	B (m ²)	0.21	0.21	0.21
	He	3.060	3.060	3.060
	h	2.61	2.61	2.61
Solicitation de calcul	T(kN)	106.650	36.470	149.310
	N _{ser} (kN)	-282.83	-286.93	-334.31
	Vu (kN)	149.310	51.058	209.034
	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)	4066.590	1677.870	4172.760
	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)	6457.180	3699.060	4433.650
	σ_s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00

	L_c		0.54	0.44	0.68
	L_t		0.86	0.96	0.72
	d		0.36	0.29	0.45
	$d_{adopté}$		0.36	0.29	0.36
	$d2 = L_t - d_{adopté}$		0.50	0.67	0.36
	σ_1		3746.120	2580.480	2216.825
	N_1		275.99	137.17	179.87
	N_2		140.02	130.03	59.96
armatures verticales	$A_{v1}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		6.90	3.43	4.50
	$A_{v2}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		3.50	3.25	1.50
	$A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)}$		4.11	1.40	5.75
	$A'_{v1}/\text{bande/nappe}$		4.48	2.07	3.69
	$A'_{v2}/\text{bande/nappe}$		2.78	1.98	2.19
armatures minimales	$A_{min}/\text{bande/nappe (cm}^2\text{)}$		2.84	2.29	3.56
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A'_{v1} \text{ adopté (cm}^2\text{)}$		6.15	6.15	6.15
	$A'_{v2} \text{ adopté (cm}^2\text{)}$		6.15	6.15	6.15
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	4HA14	4HA14	4HA14
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	4HA14	4HA14	4HA14
	ST		22.5	22.5	22.5
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	10	10	10
Armatures horizontales	$A_H / \text{nappe (cm}^2\text{)}$		3.15	3.15	3.15
	$A_H \text{ adopté (cm}^2\text{)}$		3.39	3.39	3.39
	choix de la section		3HA12	3HA12	3HA12
Armatures transversales	Espacement $s_t(\text{cm})$		25	25	25
	$A_t \text{ adoptées}$		4 épingles HA8 /m ²		
Véification des contruction	$\bar{\tau}_{b'} = 5MPa$	τ_b	0.790	0.270	1.106
	2,26 Mpa	τ_u	0.564	0.193	0.790
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	-1.290	-1.324	-1.542

VT4

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0.45	0.45	0.45
	hauteur etage (m)		3.06	3.06	3.06
	L (m)		4.80	4.80	4.80
	e (m)		0.15	0.15	0.15
	B (m²)		0.72	0.72	0.72
	He		3.060	3.060	3.060
	h		2.61	2.61	2.61
Solicitation de calcul	T(kN)		962.480	873.210	698.030
	N _{ser} (kN)		1285.03	-1093.43	-850.31
	Vu (kN)		1347.472	1222.494	977.242
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)		5306.190	3419.490	2260.970
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)		7525.700	5197.220	3016.670
	σ_s (kN/m²)		400.00	400.00	400.00
	L _c		1.98	1.90	2.06
	L _t		2.82	2.90	2.74
	d		1.31	1.27	1.31
	d _{adopté}		1.31	1.27	1.31
	d2 = L _t - d _{adopté}		1.51	1.63	1.44
	σ_1		4037.030	2917.560	1581.812
	N ₁		1131.70	772.87	450.08
	N ₂		457.23	355.63	170.68
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)		28.29	19.32	11.25
	A _{v2} /bande (cm²)		11.43	8.89	4.27
	A _{vj} (cm²)		37.06	33.62	26.87
	A'v1/bande/nappe		23.41	18.07	12.34
	A'v2/bande/nappe		14.98	12.85	8.85
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm²)		10.28	10.00	10.28
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		28.27	18.09	16.08
	A'v2 adopté (cm²)		15.70	15.70	14.07
	Choix de A (cm²)	Bande 1	9HA20	9HA20	8HA16
	Choix de A (cm²)	Bande 2	5HA20	5HA20	7HA16
	ST		22.5	22.5	22.5
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	10	10	10

Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		10.80	10.80	10.80
	AH adopté (cm ²)		12.06	12.06	12.06
	choix de la section		6HA16	6HA16	6HA16
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Véification des contruction	$\bar{\tau}_{b'} = 5MPa$	τ_b	2.079	1.887	1.508
	2,26 Mpa	τ_u	1.485	1.348	1.077
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	1.695	-1.461	-1.148

Chapitre VI : ETUDE DE L'INRASTRUCTURE

VI. Etude de l'infrastructure

Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure, ayant pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- **Une force horizontale** résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- **Un moment** qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

a) Fondations superficielles :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface. Les principaux types de ces dernières que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles
- Les radiers.
- Les semelles isolées.

b) Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

VI.1 Etude du sol de fondation

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de 2 bars comme contrainte admissible du sol.

VI.2 Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- La profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivant :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

VI.2.1 Pré-dimensionnement des semelles

VI.2.1.1 Semelle isolée

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal ser N qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \text{ (poteau carré)}$$

$$D'ou \quad B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

Avec:

- N : l'effort normal agissant sur la semelle à l'ELS ;
- S : surface d'appui de la semelle ;
- σ_{sol} : Contrainte admissible du sol ;

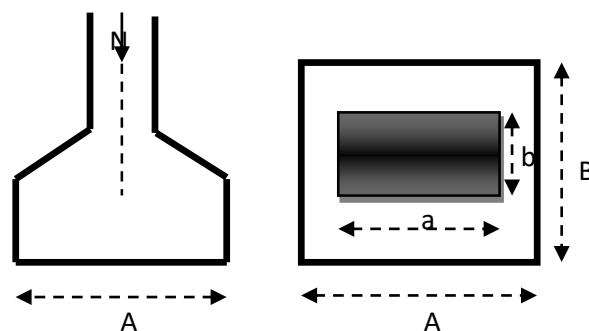


Figure 34 /Schéma d'une semelle isolée

A.N :

$$N_{ser} = 1503.87 \text{KN}$$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{bars} = 200 \text{KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1503.87}{200}} = 2.74 \text{m}$$

$$A = B = 3 \text{m}$$

On a la section des semelles sous poteau totale est :

$$s = n \times B^2 = 22 \times 3^2 = 31 \text{m}^2$$

Avec :

n : nombre des poteaux

La section totale à la base est : $S_t = S_1 + S_2$

$$S_t = (12.40 \times 17.40) + 2(3.50 \times 2.80) = 235.36 \text{m}^2 > 50\% . S_{str} = 117.68 \text{m}^2$$

- La distance minimale entre axes des poteaux est de 2 m (Distance insuffisante pour accueillir deux semelles isolées). Ce qui expose ces dernières au chevauchement. Ce type de fondation n'est donc pas approprié pour l'ouvrage en question.

VI.2.1.2 Semelles filantes

VI.2.1.3 Prédimensionnement des semelles filantes sous les voiles

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N, données par la condition la plus défavorable.

Avec :

$$N_s = G + Q$$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{BL} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

- **B** : Largeur de la semelle
- **L** : Longueur de la semelle sous voile
- **G** : Charge permanent a la base du voile considéré
- **Q** : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré
- $\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcule sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

a) Sens transversal

Tableau 36: Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal)

Voiles	N_s	L(m)	B(m)	nombre	$S=B \times L \times n$ (m^2)
VT ₁	540.4	1	2.7	2	5.4
VT ₂	674.59	1.40	2.40	2	6.72
VT ₃	1979.57	4.80	2.5	4	48
				S1totale des semelles sous voiles	60.12

b) Sens longitudinal :

Tableau 37: Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).

Voiles	N_s	L(m)	B(m)	nombre	$S=B \times L \times n$ (m^2)
VL ₁	1289.47	1	6.50	6	39
VL ₂	1085.16	3.50	2	2	14
				S1totale des semelles sous voiles	53

$$\sum S_{VT} + S_{VL} = 53 + 60.12 = 113.12m^2$$

VI.2.1.4 *Prédimensionnement des semelles filantes sous poteaux*❖ **Hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ **Etape de calcul :****Etape de calcul**

Détermination de

- **R** : réaction du sol donnée en fonction de la contrainte σ_{sol} .

$$R = \sum N_i$$

- $\sum N_i$: charges verticales totales à la base de la fondation (charges permanentes et d'exploitation).

- **e** : la coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$ Excentricité par rapport au centre de gravité.

. Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations des semelles filantes tel que :

Si $e \leq \frac{L}{6}$ répartition trapézoïdale

Si $e > \frac{L}{6}$ répartition triangulaire

$$q_{min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L} \right)$$

$$q_{max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L} \right)$$

$$q \left(\frac{l}{4} \right) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L} \right)$$

- **Détermination de la largeur de la semelle** : $B \geq \frac{q(\frac{l}{4})}{\sigma_{sol}}$

Avec :

L : distance entre nus des poteaux.

On fera le calcul sur le portique longitudinal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 38: surface des semelles filantes sous poteaux.

Poteaux	N=G+Q (KN)	M(KN.m)	e _i	N × e _i
C12	294.76	2.652	6.4	1886.464
C11	1111.8	4.078	2.4	2668.32
C10	1503.87	1.971	-2.4	-3609.288
C9	729.07	1.321	-5.24	-5249.304
total	3639.52	10.02	/	-4303.808

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plate telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

$$R = \sum N_i = 3639.52 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-4303.808 + 10.02}{3639.52} = -1.179 \text{ m}$$

- **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle**

On a : $e = -1.179 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{15.20}{6} = 2.53 \text{ m} \Rightarrow \text{Repartition trapézoïdale.}$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{3639.52}{15.20} \times \left(1 - \frac{6 \times (-1.179)}{15.20} \right) = 350.87 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{3639.52}{15.20} \times \left(1 + \frac{6 \times (-1.179)}{15.20} \right) = 128.00 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{3639.52}{15.20} \times \left(1 + \frac{3 \times (-1.179)}{15.20} \right) = 183.71 \text{ KN/ml}$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{183.71}{200} = 0.91$$

Donc on opte pour **B = 1 m.**

$$\text{On aura : } S = 1 \times 15.20 = 15.20 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

- **n** : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = (15.20 \times 6) = 91.2 \text{ m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_T = S_p + S_v = 91.2 + 113.12 = 204.32 \text{ m}^2$$

La section totale à la base est : $S_{bat} = S_1 + S_2$

$$S_{bat} = (12.40 \times 17.40) + 2(3.50 \times 2.80) = 235.36m^2$$

$$S_T = 204.32 > 50\%. S_{bat} = 117.68m^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_T}{S_{bat}} = \frac{204.32}{235.36} = 0.86$$

Conclusion :

Il y a donc un risque certain de chevauchement des semelles filantes, la surface totale de ses derniers dépasse 50% de la surface de la structure.

Ce type de fondations n'est pas approprié pour l'ouvrage en question. Finalement, le type de fondation qui convient le mieux à cette structure est un radier général.

VI.3 Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VI.3.1 Prédimensionnement du radier :

a) Condition forfaitaire :

■ Sous voiles :

Epaisseur du radier est :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \rightarrow \frac{480}{8} \leq h \leq \frac{480}{5} \Rightarrow 60 \leq h \leq 96cm$$

✓ On prend : $h = 90cm$

■ Dalle

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} ; \text{ avec un minimum de } 25cm$$

$$h_d \geq \frac{480}{20} = 24 \text{ cm}$$

✓ On prend: $h_d = 30 \text{ cm}$

■ Nervure (poutre) :

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{480}{10} = 40.8 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } h_n = 90 \text{ cm}$$

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \rightarrow 36 \text{ cm} \leq b_n \leq 63 \text{ cm}$$

Soit: $b_n = 60 \text{ cm}$

Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface

$$K = \begin{cases} 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Très mauvais sol} \\ 40 \text{ MPa} \rightarrow \text{sol moyen} \\ 120 \text{ MPa} \rightarrow \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen alors $K=40 \text{ MPa}$

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m)

E : Module de déformation longitudinale déferée : $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$

$L_{\max}$: Distance maximale entre nus des nervures.

$$\text{D'où } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.80\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.98 \text{ m}$$

✓ On prend : $h=100 \text{ cm}$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant:

$h_t = 100\text{cm}$ (hauteur de la nervure)

$b_n = 60\text{cm}$ (largeur de la nervure)

$h_d = 30\text{ cm}$ (hauteur de la dalle)

Hauteur de la dalle flottante : $h_{df} = 10\text{ cm}$

Enrobage : $c = 3\text{ cm}$

VI.3.2 Calcul de la surface du radier

Charge permanente de la structure : $G = 20031.03\text{ KN}$

Charge d'exploitation de la structure : $Q = 3815.65\text{ KN}$

a) Combinaison d'actions :■ **A l'ELU :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 20031.03 + 1.5 \times 3815.65 = 32765.36\text{KN}$$

■ **A l'ELS :**

$$N_s = G + Q = 20031.03 + 3815.65 = 23846.68\text{KN}$$

b) Détermination de la surface du radier :■ **A l'ELU :**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{32765.36}{1.33 \times 200} = 123.17\text{m}^2$$

■ **A l'ELS :**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{23846.68}{200} = 119.23\text{m}^2$$

D'où :

$$S_{\text{rad}} = \max(s_{\text{nec}}^{\text{ELU}}, s_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 123.17\text{m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 235.36\text{m}^2 > S_{\text{rad}} = 123.17\text{m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30\text{cm}\right) = 50\text{cm}$$

✓ Soit un débord de : $L_{deb}=120\text{cm}$

$$S_{deb} = (15.20 + 17.40) \times 2 \times 1.2 = 79\text{m}^2$$

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 235.36 + 79 = 314\text{m}^2$$

Donc : La surface totale du radier : $S_{rad} = 314\text{m}^2$

VI.3.3 Calcul des sollicitations

Charges permanentes :

■ **Poids de radier :**

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

■ **Poids de la dalle :**

$$P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{dalle} = 314 \times 0.3 \times 25 = 2355\text{KN}$$

■ **Poids des nervures :**

$$P_{nerv} = b_n \times h_n \times \rho_b \sum (L_x \times n + L_y \times m)$$

$$P_{nerv} = 0.6 \times 1 \times 25 \times (17.40 \times 6 + (3.50 \times 2) \times 2) + (12.40 \times 3 + 2.80 \times 4) \\ = 2502\text{KN}$$

■ **Poids de TVO :**

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \rho_{TVO}$$

$$S_{ner} = b_n \sum (L_x \times n + L_y \times m)$$

$$S_{ner} = 0.60 \times 171.6 = 102.96\text{m}^2$$

$$P_{TVO} = (314 - 102.96) \times (1 - 0.3) \times 17 = 2511.37\text{KN}$$

■ **Poids de la dalle flottante**

$$P_{dalle flottante} = (S_{rad} - S_{ner}) \times e_p \text{ dalle flottante} \times \rho_b$$

$$P_{dalle flottante} = (314 - 102.96) \times 0.10 \times 25 = 527.6KN$$

$$G_{rad} = P_{dalle} + P_{nerv} + P_{TVO} + P_{dal flottante} = 2355 + 2502 + 2511.37 + 527.6$$

$$= 7895.97KN$$

Donc : le poids totale du radier est : $G_{rad} = 7895.97KN$

a) Surcharges d'exploitations :

Surcharge de bâtiment : $Q = 3815.65KN$

Surcharge du radier : $Q = 3815.65 \times 4 = 15262.6 KN$ 7895.97

b) Poids total de la structure :

$$G_T = G_{Bat} + G_{rad} = 20031.03 + 7895.97 = 27927KN$$

$$Q_T = Q_{Bat} + Q_{rad} = 3815.65 + 15262.61 = 19075.25KN$$

c) Combinaison d'actions :

▪ **A l'ELU :**

$$N_U = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 27927 + 1.5 \times 19075.25 = 66314.325KN$$

▪ **A l'ELS :**

$$N_S = G + Q = 27927 + 19075.25 = 47002.25KN.$$

VI.3.4 Les Vérifications

a) Vérification à la contrainte de cisaillement (BAEL91 Art A.5.1.1) :

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 MPa \right\} = 2.5 MPa$$

Avec : $b=100 \text{ cm}$; $d=0.9h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$

$$T_U^{max} = \frac{q_u L_{max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{66314.325 \times 1}{314} \times \frac{4.80}{2} = 506.86KN$$

$$\rightarrow \tau_u = \frac{506.86 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.8 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.8 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure (tiré à partir du logiciel)

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure (tiré à partir du logiciel)

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

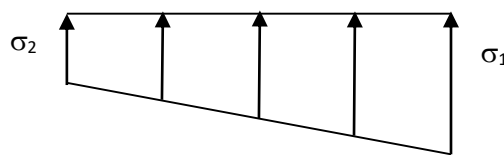


Figure 35: Diagramme des contraintes

On doit vérifier que :

■ A l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol} \text{ (d'après le DTU 13.12/2,31)}$$

■ A l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \text{ (d'après le DTU 13.12/2,31)}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V \\ \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

❖ Le centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{Lx}{2} = \frac{15.20}{2} = 7.6 \text{ m} ; Y_G = \frac{Ly}{2} = \frac{17.40}{2} = 8.7 \text{ m}$$

❖ Moment d'inertie du radier :

$$I_x = 3708.80 \text{ m}^4$$

$$I_y = 5743.82 \text{ m}^4$$

a) Sens longitudinal :

■ A l'ELU :

$$M_{0x} = 37188.592 \text{ KN.m} ; T = 1909.17 \text{ KN}$$

$$M_x = 37188.592 + (1909.17 \times 1) = 39097.76 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{66314.325}{314} + \frac{39097.76}{5743.82} \times 7.6 = 262.9 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{66314.325}{314} - \frac{39097.76}{5743.82} \times 7.6 = 97.95 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 262.9 + 97.95}{4} = 254.57 \text{ KN/m}^2$$

$$\checkmark \sigma_m = 254.57 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1.33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN / m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

■ A l'ELS :

$$M_x = 37188.592 + (1909.17 \times 1) = 39097.76 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{47002.25}{314} + \frac{39097.76}{5743.82} \times 7.6 = 201.42 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{47002.25}{314} - \frac{39288.67}{5743.82} \times 7.6 = 97.95 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 201.42 + 97.95}{4} = 182.92 \text{ N/m}^2$$

$$\checkmark \sigma_m = 182.92 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN / m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Sens transversal :

$$M_{0y} = 48087.28 \text{KN.m} \quad ; \quad T = 2082.34 \text{KN}$$

$$M_y = 48087.28 + (2082.34 \times 1) = 50169.62 \text{KN.m}$$

■ A'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{66314.325}{314} + \frac{50169.62}{3708.80} \times 8.7 = 328.87 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{66314.325}{314} - \frac{50169.62}{3708.80} \times 8.7 = 93.50 \text{KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 328.87 + 93.50}{4} = 265.45 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 265.45 \text{KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 266 \text{KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

■ A'ELS :

$$M_{0x} = 48087.28 \text{KN.m} \quad ; \quad T = 2082.34 \text{KN}$$

$$M_x = 48087.28 + (2082.34 \times 0.9) = 49961.38 \text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{47002.25}{314} + \frac{50169.62}{3708.80} \times 8 = 267.37 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{47002.25}{314} - \frac{50169.62}{3708.80} \times 8 = 32 \text{KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 267.37 + 32}{4} = 193.80 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 193.80 \text{KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P > P' \quad \text{Avec : } P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{radier} \times z$$

- P : Poids total du bâtiment à la base du radier.
- $\alpha = 1,5$: Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement.

- γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ NK/m}^3$).
- z : profondeur de l'infrastructure ($h= 1\text{m}$).

AN:

$$P' = 1,5 \times 10 \times 314 \times 1 = 4710 \text{KN}.$$

$$p = (G_{\text{superstructure}} + G_{\text{infrastructure}}) = 52096,77 \text{KN}$$

$$P = 52096,77 \text{KN} > P' = 4710 \text{KN} \rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

✓ Pas de risque de soulèvement de la structure.

d) Vérification au poinçonnement (Art. A.5.2.42 BAEL91modifiées 99):

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite : $\leq N'_u$

$$N'_u = \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.
- μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.
- a : Epaisseur du voile ou du poteau.
- b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1 m).
- h : Épaisseur totale du radier.

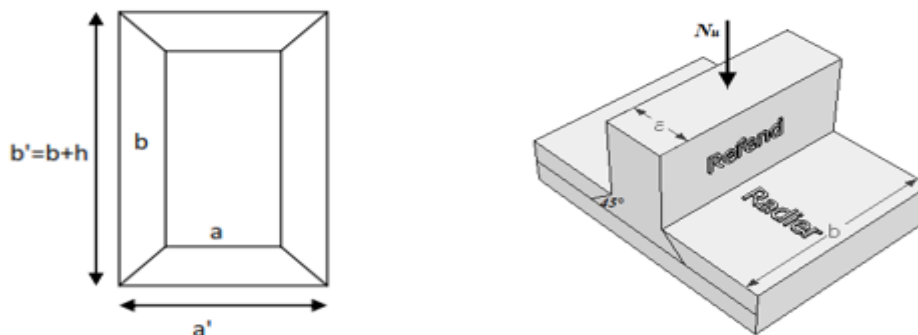


Figure 36 :Périmètre utile des voiles et des poteaux.

❖ Calcul du périmètre utile :

1. Poteaux :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b' + 2h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 1) = 5.8 m^3.$$

$$N'_u = \frac{0,045 \times 5.8 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 4350KN.$$

$$N_u = 2075.33KN < N'_u = 4350KN \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Voile :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b' + 2h) = 2 \times (0,15 + 4.80 + 2 \times 1) = 13.9m^3.$$

$$N'_u = \frac{0,045 \times 13.9 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 10425KN.$$

$$N_u = 2708.25KN < N'_u = 10425KN \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e).Vérification de la stabilité au renversement :(Art A.10.1.5 RPA99/Version 2003) :

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement : $\left(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}\right)$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{39097.76}{47002.25} = 0.81m < \frac{17.40}{4} = 4.35m \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{50169.62}{47002.25} = 1.06m < \frac{15.20}{4} = 3.8m \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3.5 Ferrailage du radier

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre côtés,

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens}$$

$$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité. ;

a) Identification du panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.10}{4.80} = 0.8$$

$0,4 \leq \rho = 0.8 \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

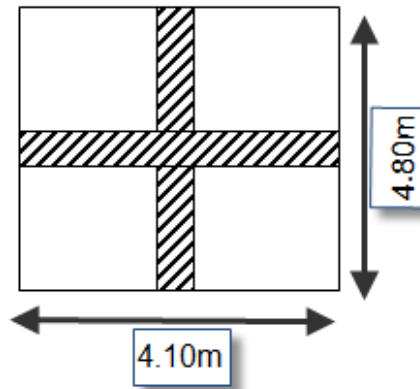


Figure 37 : panneau le plus sollicité

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- **La contrainte moyenne max à l'ELU :**

$$\sigma_m = \max(\sigma_u^x, \sigma_u^y) = \max(254.57, 265.45) = 265.45 \text{ KN/m}^2$$

- **La contrainte moyenne max à l'ELS :**

$$\sigma_m = \max(\sigma_s^x, \sigma_s^y) = \max(193.80, 182.92) = 193.80 \text{ KN/m}$$

- **A l'ELU :** $q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \times 1 \text{ ml} = \left(265.45 - \frac{7895.97}{314} \right) = 240.30 \text{ KN/ml}$
- **A l'ELS :** $q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \times 1 \text{ ml} = \left(193.80 - \frac{7895.97}{314} \right) = 168.65 \text{ KN/ml}$

b) Calcul a l'état limite ultime

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\rho = 0.8 \text{ et } \vartheta = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_x \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0531 \\ \mu_y = 0.649 \end{array} \right.$$

$$M_{0x} = 0.0531 \times 240.30 \times 4.10^2 = 214.49 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0y} = 0.649 \times 214.49 = 139.20 \text{ KN/ml}$$

a) Ferrailage dans le sens x-x :

Moments en appuis à L'ELU : $M_a - x = -0,5 \times 214.49 = -107.245 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à L'ELU : $M_t - x = 0,75 \times 214.49 = 161.09 \text{ kN.m}$

• Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{107.245 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0.104 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.104 = 0,021 \quad \beta_u = 0,9895$$

$$A_{app} = \frac{M_x^a}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{107.245 \times 10^3}{0,945 \times 27 \times 348} = 12.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{app} = 12.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **8HA14/ml = 12,31 cm²/ml**

Avec : **St = 12cm**

• En travée :

$$\mu_u = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{161.09 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0.156 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.156 \quad \beta_u = 0.915$$

$$A_{app} = \frac{M_x^t}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{160.8 \times 10^3}{0,915 \times 27 \times 348} = 18.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 18,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **10HA16/ml = 20,10 cm²/ml**

Avec : **St = 15 cm**

b) Ferrailage dans le sens y-y :

Moments en appuis à L'ELU : $M_a - x = -0,5 \times 139.20 = -69.6 \text{ kN.m}$

Moments en travée à L'ELU : $M_t - x = 0,75 \times 139.20 = 104.4 \text{ kN.m}$

• Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{69.6 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0.068 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.068 \quad \beta_u = 0.965$$

$$A_{app} = \frac{M_y^a}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{69.6 \times 10^3}{0.965 \times 27 \times 348} = 7,67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{app} = 7,67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}14/\text{ml} = 9,23 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Avec : } St = 15\text{cm}$$

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{104.4 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0.100 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.100 \quad \beta_u = 0,945$$

$$A_{app} = \frac{M_y^t}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{140.4 \times 10^3}{0,945 \times 27 \times 348} = 15.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 15,81 \text{ m}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 8\text{HA}16/\text{ml} = 16,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : } St = 15 \text{ cm}$$

Remarque :

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur

Tableau 39 : Résultats de calcul des armatures du panneau de dalle du radier

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	Section	β_u	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	St (cm)
X-X	Appuis	-107,24	0,104	SSA	0,945	12,07	8HA14=12,31	12
	Travée	160,8	0,156	SSA	0,915	18,70	10HA16=20,10	10
Y-Y	Appuis	-96,6	0,068	SSA	0.965	7.67	6HA14=9,23	15
	Travée	-104,4	0,100	SSA	0.945	15,81	8HA16=16,08	15

VI.3.6 Vérification a l'ELU

VI.3.6.1 Vérification de la condition de non fragilité :

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \text{ et } \rho_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_0$$

Avec

. ρ_x et ρ_y : Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y ».

. ρ_0 : Rapport du volume des aciers à celui du béton. $\rho_0 = 0.0008$ pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.

. **Armature parallèles a l_x**

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \Rightarrow A_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} (b.h) = 0.0008 \times \frac{3 - 0.8}{2} \times (100 \times 30) = 2,64 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{x \min} = 2,64 \text{ cm}^2$$

. **Armature parallèles a l_y**

$$\rho_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_0 \Rightarrow A_y \geq \rho_0 (b.h) = 0.0008 \times (100 \times 30) = 2,4 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{x \min} = 2,4 \text{ cm}^2$$

Sens	Zone	A_{cal} (cm ²)	A_{min}	Observation
X-X	Appuis	12,07	2,64	Condition vérifier
	Travée	18,70		Condition vérifier
Y-Y	Appuis	7,67	2,4	Condition vérifier
	Travée	15,81		Condition vérifier

VI.3.6.2 Diamètre maximal des barres (BAEL 91/ A.7.2.1)

. On doit vérifier que : $\phi_{max} \leq \frac{h}{10}$

$$\phi_{max} \leq \frac{300}{10} = 30 \text{ mm.}$$

$\phi_{adopté} = 16 \text{ mm} < \phi_{max} = 30 \text{ mm} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

VI.3.6.3 Espacements des barres (BAEL 91/ A.8.2)

Pour une fissuration non préjudiciable et une charge uniformément répartie. L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

. Armature inférieures (sens x-x)

$$. S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$. S_t = 12 \text{ cm} \leq \min (3h : 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

. Armature supérieures (sens y-y)

$$. S_t \leq \min (4h; 45)$$

$$. S_t = 10 \text{ cm} \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

VI.3.6.4 Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

Avec : $p = q_{um} l_x l_y = 240.30 \times 4.10 \times 4.80 = 2729.104 \text{ KN/m}^2$

✓ Sens x-x : $V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{2729.104}{3 \times 4.80} = 189.52 \text{ KN}$

✓ Sens y-y : $V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{2729.104}{2 \times 4.80 + 4.10} = 199.20 \text{ KN}$

AN:

$$\tau_u = \frac{199.20 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 0.73 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

✓ $\tau_u = 0.73 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI.3.7 Calcul a l'ELS

On a : $\rho = 0.83$ et $v = 0.2$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.060 \\ \mu_y = 0.750 \end{cases}$$

▪ Moments fléchissant :

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.060 \times 144.36 \times 4.10^2 = 145.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.750 \times 145.36 = 109.02 \text{ KN.m}$$

▪ Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 145.36 = 109.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 109.02 = 81.765 \text{ KN.m}$$

▪ Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 145.36 = -72.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 109.02 = -54.51 \text{ KN.m}$$

❖ Vérification à L'ELS :

a) Vérification des contraintes :

▪ Dans le béton :

On doit vérifier que : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Exemple de calcul :

▪ Sens x-x :

Aux appuis : $A_s = 12,07 \text{ cm}^2$ (section adoptée)

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 12,07}{100 \times 27} = 0,450$$

$$\beta = 0,898$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$K_1 = 34,02$$

$$\sigma_{st} = \frac{72,68 \times 10^3}{0,898 \times 27 \times 12,07} = 248,35 \text{ MPa} < \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = 7,30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 40: Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Zone	A_s (cm ²)	M_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appuis	12,07	72.68	0.450	0.898	34.02	248,35	348	10.23	15	Cv
	Travée	18,70	109.02	0.690	0.879	26.32	245,64	348	9,33	15	Cv
Y-Y	Appuis	7,67	54.51	0.283	0.916	44,52	287.35	348	6,45	15	Cv
	Travée	15,81	81.76	0.580	0.886	26.86	216,1	348	8.04	15	Cv

Ferraillage du débord:

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

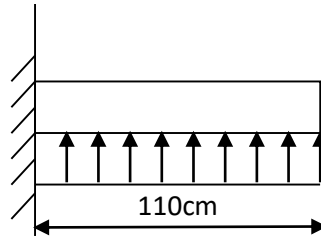


Figure 38 :Schéma statique du débord.

❖ **Sollicitation de calcul :**▪ **A l'ELU :**

$$P_u = q_u = 216.01 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-216.01 \times 1.1^2}{2} = -130.740 \text{ KN.m}$$

▪ **A l'ELS:**

$$P_s = q_s = 168.65 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-168.65 \times 1.1^2}{2} = -102.03 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul des armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m} ; d = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{130.740 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0,126 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,126 \rightarrow \beta = 0,932$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{130.740 \times 10^6}{0.932 \times 270 \times 348} = 14.92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 8\text{HA}16 = 16,08 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = 10 \text{ cm}$$

❖ **Vérification à l'ELU :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 16,08 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Calcul des armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{16.08}{4} = 4.02 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ Vérification à l'ELS :

a) Vérification de la contrainte dans les aciers :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 12.07}{100 \times 27} = 0.450$$

$$\rho_1 = 0.450 \rightarrow \beta_1 = 0.898 \rightarrow \alpha_1 = 0.306$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.306}{15(1 - 0.306)} = 0.029 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{72.68 \times 10^{-3}}{0.909 \times 0.27 \times 12.07 \times 10^{-4}} = 245.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.029 \times 245.34 = 7.11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = 245 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.4 Ferrailage des nervures

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

VI.4.1 Chargement simplifié admis

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastrees à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Remarque

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

❖ **Cas de chargement trapézoïdal**

- Moment fléchissant : $l_m = l_x \left(0.5 - \frac{l^2}{6} \right)$
- Effort tranchant : $l_t = l_x \left(0.5 - \frac{l^2}{4} \right)$

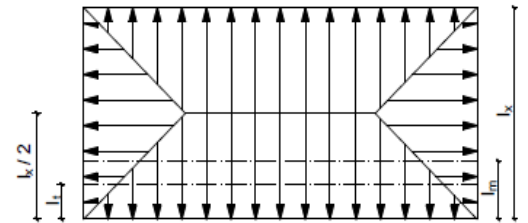


Figure 39: Répartition trapézoïdale

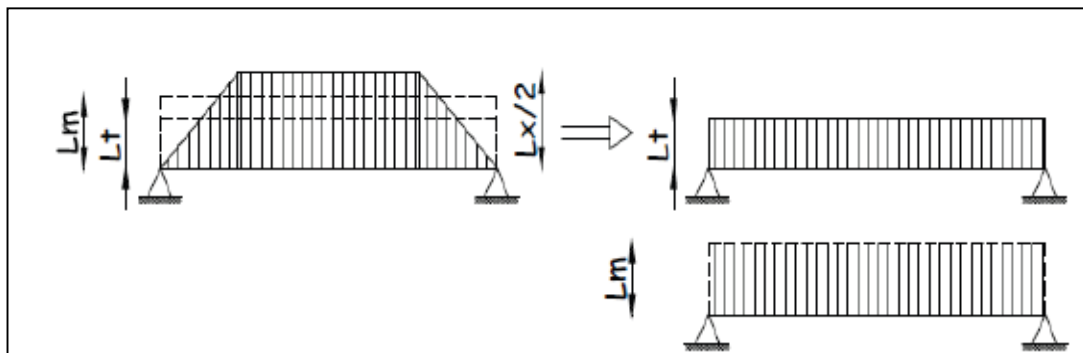
❖ **Le Chargement simplifié :**

Figure 40 : Présentation du chargement simplifié

❖ **Cas de chargement triangulaire :**

Moment fléchissant : $l_m = 0.333xl_x$

Effort tranchant : $l_t = 0.25xl_x$

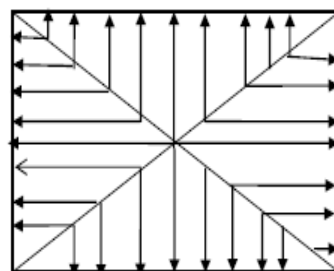


Figure 41 : Répartition triangulaire.

▪ **Pour les moments fléchissant :**

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

▪ **Pour les efforts tranchant :**

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_m$$

❖ **Détermination des charges**

$$\begin{aligned} \text{A L'ELU: } q_u &= \left(\sigma_m^{\max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{nerv}}{S_{nerv}} \right) = \left(265.45 - \frac{7895.97}{314} - \frac{2502}{102.96} \right) \\ &= 216.01 \text{KN/ml} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{A L'ELS: } q_u &= \left(\sigma_m^{\max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{nerv}}{S_{nerv}} \right) = \left(193.80 - \frac{7895.97}{314} - \frac{2502}{102.96} \right) \\ &= 144.36 \text{KN/ml} \end{aligned}$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

- Sens longitudinal :

Tableau 41 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	Panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	lt	Qu	qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	3	4.8	0.8	Triangulaire	0.999	0.75	216.01	144.36	215.79	431.59	144.22	288.43	162.01	324.02	108.27	216.54
	2	3	4.8	0.8	Triangulaire	0.999	0.75	216.01	144.36	215.79		144.22		162.01		108.27	
b-c	1	3.5	4.8	0.8	Triangulaire	1.1655	0.875	216.01	144.36	251.76	503.52	168.25	336.50	189.01	378.02	126.315	252.63
	2	3.5	4.8	0.8	Triangulaire	1.1655	0.875	216.01	144.36	251.76		168.25		189.01		126.315	
C-D	1	4.1	4.8	0.8	Triangulaire	1.3653	1.025	216.01	144.36	294.92	589.84	197.09	394.19	221.41	442.82	147.969	295.94
	2	4.1	4.8	0.8	Triangulaire	1.3653	1.025	216.01	144.36	294.92		197.09		221.41		147.969	
D-E	1	3.5	4.8	0.8	Triangulaire	1.1655	0.875	216.01	144.36	251.76	503.52	168.25	336.50	189.01	378.02	126.315	252.63
	2	3.5	4.8	0.8	Triangulaire	1.1655	0.875	216.01	144.36	251.76		168.25		189.01		126.315	
E-F	1	3	4.8	0.8	Triangulaire	0.999	0.75	216.01	144.36	215.79	431.59	144.22	288.43	162.01	324.02	108.27	216.54
	2	3	4.8	0.8	Triangulaire	0.999	0.75	216.01	144.36	215.79		144.22		162.01		108.27	

- Sens transversal :

Tableau 42 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	Panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	lt	Qu	qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	4.8	4.1	0.85	Trapézoïdale	1.82	1.52	216.01	144.36	392.34		262.20		329.303		220.07	
	2	4.8	4.1	0.85	Trapézoïdale	1.82	1.52	216.01	144.36	392.34	784.69	262.20	524.41	329.303	658.61	220.07	440.15
b-c	1	4.8	4.1	0.85	Trapézoïdale	1.82	1.52	216.01	144.36	392.34		262.20		329.303		220.07	
	2	4.8	4.1	0.85	Trapézoïdale	1.82	1.52	216.01	144.36	392.34	784.69	262.20	524.41	329.303	658.61	220.07	440.15
C-D	1	4	4.1	1.03	Trapézoïdale	1.30	0.95	216.01	144.36	280.72		187.61		205.074		137.05	
	2	4	4.1	1.03	Trapézoïdale	1.30	0.95	216.01	144.36	280.72	561.45	187.61	375.22	205.074	410.15	137.05	274.10

➤ A L'ELU
❖ Sens X-X

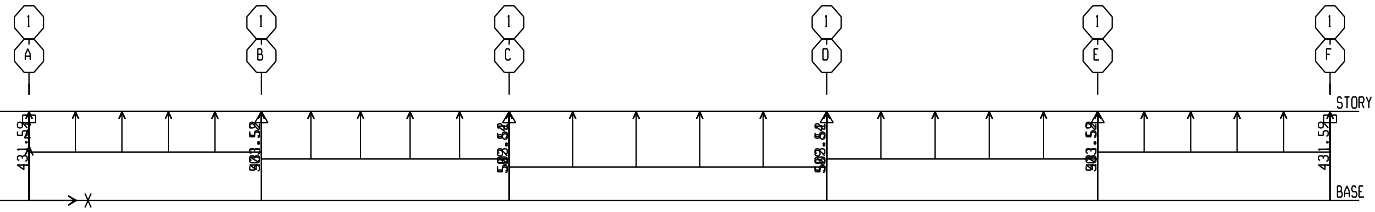


Figure 42:schéma statique moment ELU

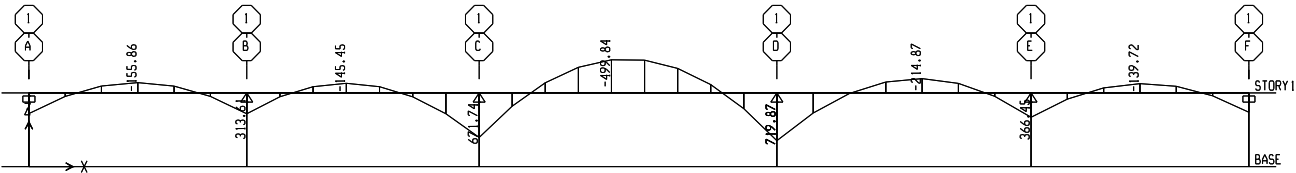


figure 43 :diagramme moment ELU

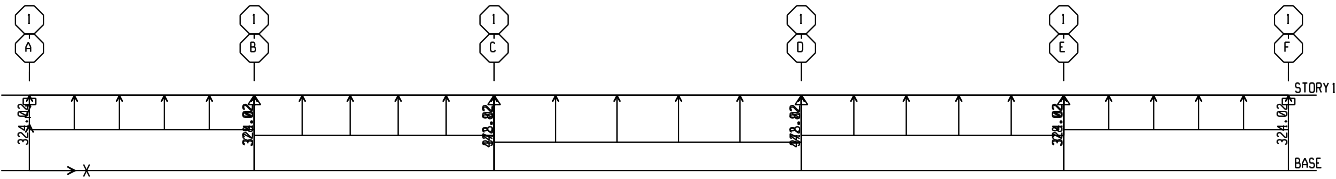


Figure 44 : schéma statique de l'effort tranchant ELU

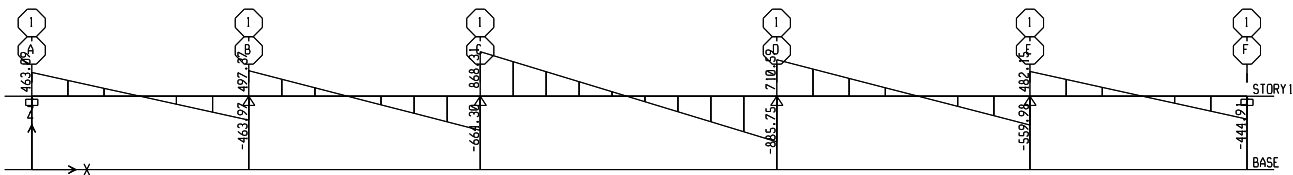


Figure 45 : digramme effort tranchants ELU

❖ Sens Y-Y

Figure46 : schéma statique moment ELU

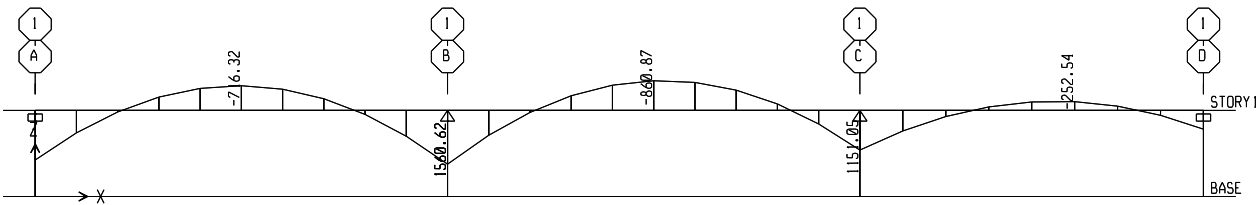


Figure 47 : digramme moment ELU

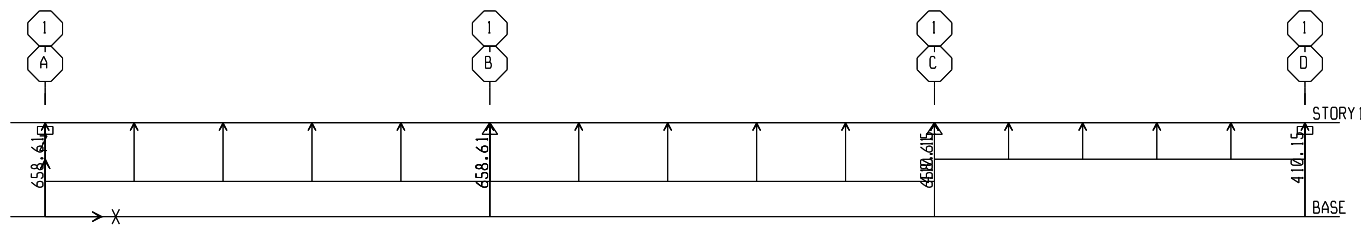


Figure 48 : schéma statique de l'effort tranchant ELU

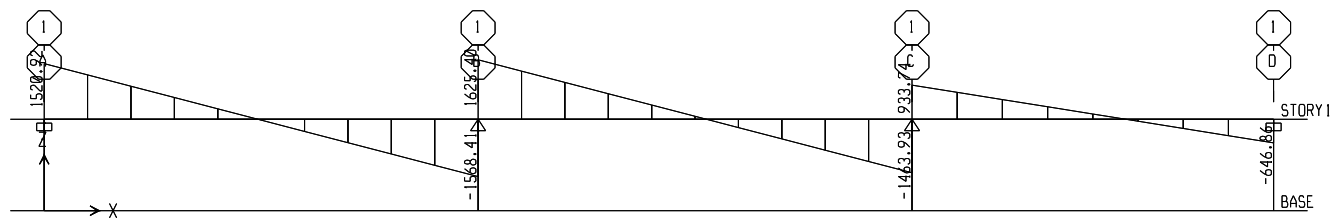


Figure 49 : diagramme effort tranchants ELU

➤ **A L'ELS**
❖ **Sens X-X**

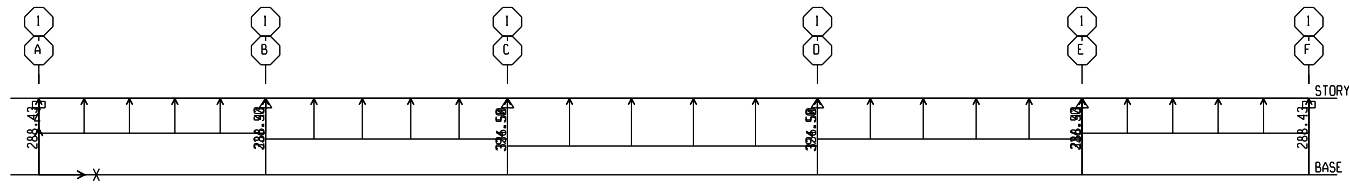


Figure 50 : schéma statique moment els

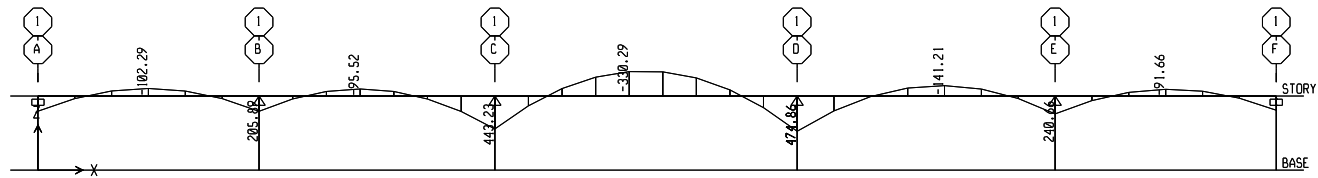


Figure 51 : digramme moment els

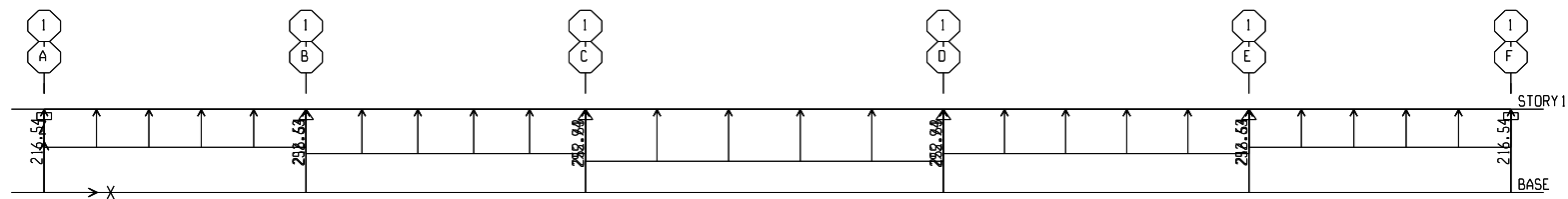


Figure 52 : schéma statique de l'effort tranchant els

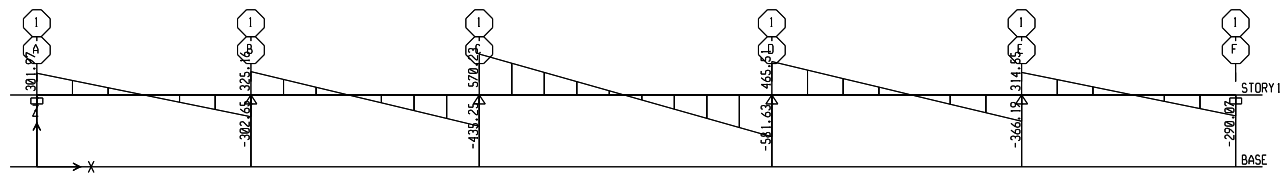


Figure53 : diagramme de l'effort tranchant els

❖ Sens Y-Y

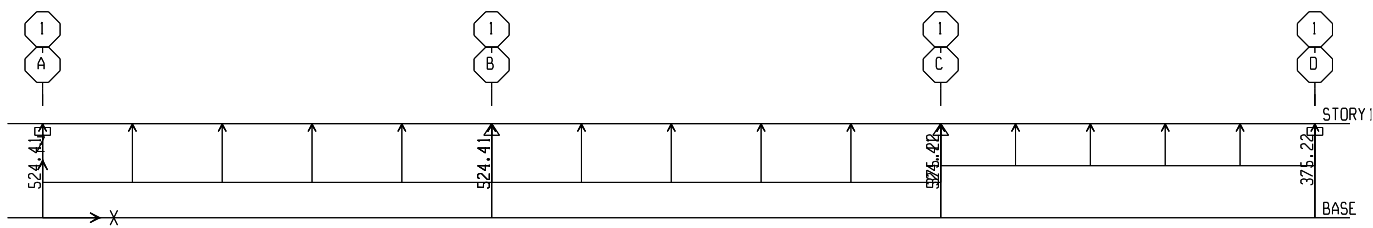


Figure 54: schéma statique moment els

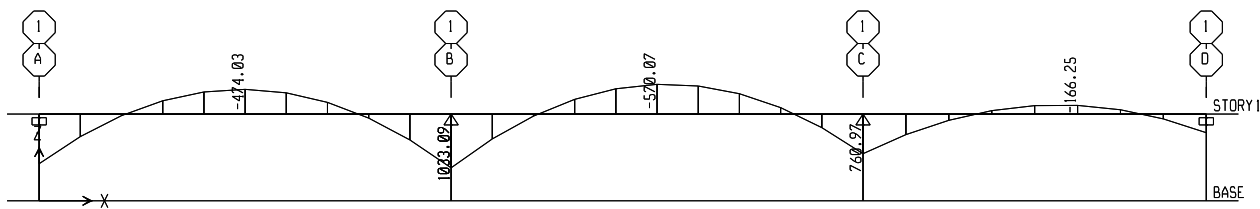
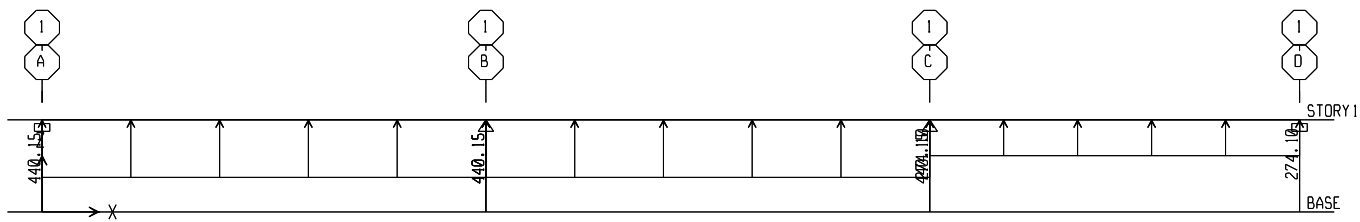


Figure 55 : digramme moment els



VI.4.2 Ferrailage :

❖ Les efforts internes dans les nervures :

Tableau 43: Les efforts internes dans les nervures.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	-449.84	-330.29	-860.87	-570.07
M_{tmax} (KN.m)	719.87	474.86	1560.62	1033.09
T_{max} (KN)	868.31	-581.63	1625.40	1073.98

❖ Calcul des Armatures :

▪ Armatures longitudinales :

h_n = 100cm ; b_n = 60cm ; d = 97cm

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau 44 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

Sens	Zone	M _u (KN.m)	μ _u	β	Section	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
xx	Appuis	-449.84	0.094	0,951	SSA	23.40	6HA20(fil) + 6HA16(chap) = 30,9
	Travée	719.87	0.058	0,970	SSA	14.54	6HA16(fil) = 16.08
yy	Appuis	-860.87	0.184	0,898	SSA	48.75	8HA20(fil) + 8HA20(chap) = 50.26
	Travée	1560.62	0.092	0,952	SSA	22.99	8HA20(fil) = 25.13

▪ Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

✓ Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\text{mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8\text{mm}$$

✓ Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{lmax} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min\{25; 24\} = 10\text{cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 25\text{cm}$$

✓ **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 60 = 1.8\text{cm}^2$$

Soit : $A_t=4HA8=2.01\text{cm}^2$ (deux cadre et un étrier)

✓ **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3\text{cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 80 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / 1 \times 1 = 3.00\text{cm}^2$$

On opte pour : $2HA16 = 4,02\text{cm}^2$

VI.4.3 Vérification à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 97 \times \frac{2.1}{400} = 7.02\text{cm}^2$$

✓ **Sens longitudinale :**

➤ **Aux appuis :**

$$A_a = 30,9\text{cm}^2 > A_{min} = 5,12\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travées :**

$$A_t = 16.08\text{cm}^2 > A_{min} = 7.02\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Sens transversal**

➤ **Aux appuis :**

$$A_a = 50.26\text{cm}^2 > A_{min} = 7.02\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travées**

$$A_t = 25.13\text{cm}^2 > A_{min} = 7.02\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{Mpa} \right\} = 2.5 \text{Mpa}$$

$$T_u^{\max} = 1544.66 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{1544.66}{60 \times 97} = 0.26 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau}_u = 2.5 \text{Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.4.4 Vérification à l'ELS

❖ Vérification des contraintes :✓ Dans le béton :

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau 45 : Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ _{st}	σ _b	σ _b	Obs
Xx	Appuis	30,9	-330.29	0.530	0.891	30.87	281.2	348	9.1	15	Cv
	Travée	16.08	474.86	0.275	0.917	45.24	332.9	348	7.4	15	Cv
Yy	Appuis	50.26	-570.07	0.865	0.867	22.88	349.6	348	15	15	Cv
	travée	25.13	1033.09	0.429	0.9	35	336.8	348	9.6	15	Cv

VI.5 Conclusion

Le ferrailage retenu pour le radier est le suivant :

2. La dalle du radier (y compris les débords) .

➤ Sens X-X

En travée (Lit supérieur) : 10HA 16/ml (St= 20 cm). .

Aux appuis (Lit inférieur) : 10HA 16/ml (St= 25 cm). .

➤ Sens Y-Y

En travée (Lit supérieur) : 6HA 14/ml (St= 20 cm).

Aux appuis (Lit inférieur) : 8HA 16/ml (St= 25 cm).

Les nervures

Sens des petites portées

Armatures supérieures (En travée) :6HA 14+2HA14. .

Armatures inférieures (Aux appuis) : 6HA 20+6HA16 .

❖ **Sens des grandes portées**

Armatures supérieures (En travée) :8HA 20. .

Armatures inférieures (Aux appuis) :8HA 20+8HA20.

Armatures de peau : 2HA 16 (Pour toutes les nervure)

Conclusion générale

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principes des étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, Il nous a aussi permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'un master et d'utiliser le logiciel EABS 9.7 pour dresser un modèle spatial de l'ouvrage, Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol notre système de contreventement est :
« système de contreventement part voile porteur »
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux , ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- Les ferrailages obtenus sont établis en fonction des sollicitations (M, N, T)

Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Il est important aussi de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux laquelle à son tour garantira la résistance de la structure, avec la mise en place des procédures de contrôle adéquates.

En fin nous espérons que ce travail servira les promotions à venir.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.



Bibliographie



- + Règlement parasismique algérien (R.P.A 99-Version 2003).**
- + Charges permanentes et surcharge d'exploitation (D.T.R/B.C-2.2).**
- + Règles de conception et de calcul des structure en béton armé C.B.A.93 (DTR-BC 2.41).**
- + Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91-modifiée 99).**
- + Formulaire du Béton armé de Victor DAVIDOVICI.**
- + Cours et TD (Béton, MDS, RDM) des années précédentes.**
- + Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.**