



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democratic republic of Algeria
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research
جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم
University Abdelhamid Ibn Badis – Mostaganem
كلية العلوم و التكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology
قسم الهندسة المدنية و المعمارية
Civil engineering & architecture department



N° d'ordre : M...../GCA/2022

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTERACADEMIQUE

Filière : Genie Civil

Spécialité : Structure

Thème

ETUDE D'UN BÂTIMENT (R+10) A USAGE D'HABITATION

Présenté par :

-AGBOUBI HALIMA

- AYAD FATIHA

Soutenu le 12/ 07/ 2022 devant le jury composé de :

Présidente : Mr BELHOUARI FETHI

Examineur: Mr BAHAR SADEK

Encadrant : Mr SADKI NIZAR

Année Universitaire : 2021/2022

Remerciement

Je tiens à remercier dans un premier temps ; toute l'équipe

Pédagogique de l'**Université Abdelhamid Ibn Badais** et les

Intervenants professionnels responsables de la formation.

Je remercie également Monsieur **SADKI NIZAR et RAHIM SIDALI** et

BELHOUARI FETHI, BAHAR SADEK

Pour l'aide et les conseils concernant les missions évoquées

Dans ce rapport. Qu'il m'a apporté lors des différents suivis.

Dédicaces

Que travail témoigne de mes respects ;

A la mémoire de ma mère ;

A mon père et grand –mère ;

Grâce à leurs tendres encouragement et leurs grands sacrifiées, ils

Ont pu créer le climat affectueux et propice à la poursuite de mes

études ;

Aucune dédicace ne pourrait exprimer mon respect ma considération

Et mes profonds sentiments entres eux ;

Je prie le bon Dieu de les bénir, de veille sur eux, en espérant qu'ils

Seront toujours fiers de moi ;

A mes sœurs : FATIMA et HKEIRA et FARIDA

A mes frères : ABDELLAH et AMINE

A la famille : AGBOUBI

A mes amies : AMINE MENAD

Ils vont trouver ici l'expression de mes sentiments de respect et de

Reconnaissance pour le soutien qu'ils n'ont cessé de me porter

A tous mes professeurs ; leurs générosités et leur soutien m'obligé de leurs

témoigner

Mon profond respect et ma loyale considération.

A tous mes amis et mes collègues : ils sont trouvés ici le témoignage d'axe

Fidélité et d'une amitié infinie.

Dédicaces

Que travail témoigne de mes respects ;

A la mémoire de ma mère ;

A mon père et grand-père ;

Grâce à leurs tendres encouragements et leurs grands sacrifices, ils
Ont pu créer le climat affectueux et propice à la poursuite de mes études ;

Aucune dédicace ne pourrait exprimer mon respect et ma considération

Et mes profonds sentiments envers eux ;

Je prie le bon Dieu de les bénir, de veiller sur eux, en espérant qu'ils

Seront toujours fiers de moi ;

A ma sœur Nesrine

A mes frères : Amine, Abdel-illah et son fille Norhane et son Damme Fatima

A mes tantes : Fatiha, Djamila, Malika et Kheira

A la famille : AYAD

Ils vont trouver ici l'expression de mes sentiments de respect et de

Reconnaissance pour le soutien qu'ils n'ont cessé de me porter

A tous mes professeurs ; leurs générosités et leur soutien m'obligé de

Leurs Témoigner

Mon profond respect et ma loyale considération.

A tous mes amis et mes collègues : ils sont trouvés ici le témoignage

d'axe

Fidélité et d'une amitié infinie ;

A mes amis : CHERIF Mohamed, ADIDA Ibtissam, Fatima, Halima,

Hayat et Kheira

RESUME :

Ce projet nous a permis de faire appel aux formations acquis tout le long de notre formation

En utilisant les règlements de calcul et vérification du béton armé (RPA99V2003 et

B.A.E.L.91), cette étude entame la description générale du projet avec une présentation de

Caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente

Des charges.et calcul des éléments principaux (poteaux, poutres et voiles)

Et les éléments secondaires(poutrelles ,balcon, escaliers, acrotère et plancher)

En fin on a fait une étude dynamique de la structure avec le logiciel Autodesk Structural

Analysis 2020 (ASD).

pour vérifier la Stabilité et déterminer Les Différentes sollicitation dues aux chargements

(charges permanentes, d'exploitation et charge Sismique),

et on terminer le travail avec le ferrailage des différents éléments de la structure.

Mot clés :RPA99V2003 et B.A.E.L.91Modifié99, poteau, poutres principale et secondaires, les Voiles, poutrelles ,balcon, escaliers, acrotère, plancher).

ABSTRACT :

This project allowed us to use the training acquired throughout our training By using the regulations for the calculation and verification of reinforced concrete (RPA99V2003 and BAEL91), this study begins the general description of the project with a presentation of Characteristics of the materials, then the pre-sizing of the structure, the descent Loads and calculation of main elements (columns, beams and walls) and the secondary elements (beams, balcony, stairs, parapet and floor) In the end we made a dynamic study of the structure with the Autodesk Structural software Analysis 2020 (ASD). To check the stability and determine the various stresses due to the loads (permanent, operating and seismic loads), and we finish the work with the reinforcement of the different elements of the structure.

نبذة مختصرة:

سمح لنا هذا المشروع باستخدام التدريب المكتسب طوال فترة تدريبنا باستخدام اللوائح الخاصة بالحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003) و (BAEL91)، تبدأ هذه الدراسة بالوصف العام للمشروع بعرض تقديمي لخصائص المواد ، ثم التحجيم المسبق للهيكل ، والنسب الأحمال وحساب العناصر الرئيسية (العمدة والعوارض والجدران) والعناصر الثانوية (عوارض ، شرفة ، سلم ، حاجز وأرضية) في النهاية أجرينا دراسة ديناميكية للهيكل باستخدام برنامج Autodesk Structural تحليل 2020. (ASD) للتحقق من الاستقرار وتحديد الضغوط المختلفة بسبب الأحمال (الأحمال الدائمة والتشغيلية والزلزالية) ، وتنتهي من العمل بتقوية العناصر المختلفة للهيكل.

SOMMAIRE :

Chapitre I : présentation de projet

I.1.	Introduction.....	1
I.2.	Présentation du projet.....	1
I.3.	Caractéristiques générales.....	1
I.3.1.	Caractéristiques géométriques.....	1
I.3.2.	Caractéristiques techniques.....	2
I.3.3.	Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	3
I.3.4.	Caractéristiques du sol.....	7

Chapitre II : Pré-dimensionnement

II.1.	Introduction.....	13
II.2.	Pré-dimensionnement des poutres.....	13
II.2.1.	Poutres principales.....	14
II.2.2.	Poutres secondaires.....	14
II.3.	Pré-dimensionnement des planchers.....	15
II.4.	Descentes de charges.....	16
II.5.	Pré-dimensionnement des poteaux.....	17
II.6.	Pré-dimensionnement des voiles.....	22
II.6.1.	Voile de contreventement.....	22
II.6.2.	Voiles d'ascenseur.....	23

Chapitre III : Etude de planchers

III.1.	Introduction.....	25
III.2.	Plancher à corps creux.....	25
III.2.1.	Détermination des dimensions des poutrelles.....	25
III.2.2.	Ferraillage de la dalle de compression.....	27
III.2.3.	Etude de poutrelles.....	28
III.2.4.	Détermination des armatures.....	40
III.2.5.	Calcul des armatures transversales.....	43
III.2.6.	Vérification de la flèche.....	45
III.2.7.	Poutre noyée.....	48

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

IV.1.	Etude des escaliers.....	55
IV.1.1.	Définition.....	55
IV.1.2.	Eléments constitutifs.....	55
IV.1.3.	Escalier Type 1.....	57
IV.1.3.1.	Pré-dimensionnement.....	57
IV.1.3.2.	Descente de charges.....	58
IV.1.3.3.	Calcul du ferrailage.....	59
IV.1.4.	Escalier Type 2.....	68
IV.1.4.1.	Pré-dimensionnement.....	68
IV.1.4.2.	Descente de charges.....	69
IV.1.4.3.	Calcul de ferrailage.....	70
IV.2.	Etude des balcons.....	80
IV.2.1.	Descente de charges.....	80
IV.2.2.	Calcul de ferrailage.....	81
IV.2.3.	Calcul des armatures transversales.....	83
IV.2.4.	Calcul de la flèche.....	83
IV.3.	Etude de l'acrotère.....	84
IV.3.1.	Définition.....	84
IV.3.2.	Calcul de ferrailage.....	84
IV.3.3.	Détermination des sollicitations.....	85
IV.3.4.	Détermination de la section des armatures	86
IV.3.5.	Vérification des contraintes de cisaillement.....	89
IV.4.	Etude de l'ascenseur.....	90
IV.4.1.	Définition.....	90
IV.4.2.	Etude de l'ascenseur.....	91
IV.4.3.	Descente de charges.....	93
IV.4.4.	Calcul du ferrailage de la dalle pleine.....	103
IV.4.5.	Vérification des contraintes de cisaillement.....	107
IV.4.6.	Vérification de la flèche.....	108

Chapitre V : Etude sismique

V.1.	Introduction.....	109
V.2.	Méthodes de calcul.....	109
V.2.1.	Méthode statique équivalente.....	109
V.2.2.	Méthode dynamique modale spectrale.....	111
V.3.	Etapas de modélisation.....	112
V.4.	Interprétation des résultats.....	114
V.4.1.	Vérification de la participation modale(RPA.434).....	114
V.4.2.	Vérification Risque de torsion(RPA.4.2.7).....	115
V.4.3.	Vérification la résultante des forces sismiques.....	115
V.4.4.	Vérification de la période.....	118
V.4.5.	Calcul et vérification des déplacements.....	118
V.4.6.	Justification vis-à-vis de l'effet $p - \Delta$	120

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

VI.1.	Etude des portiques.....	121
VI.1.2.	Introduction.....	121
VI.1.3.	Définition.....	121
VI.1.3.1.	Poteau.....	121
VI.1.3.2.	Poutre.....	121
VI.2.	Ferraillage des portiques.....	121
VI.2.1.	Combinaisons d'action.....	121
VI.2.2.	Ferraillage des poutres.....	121
VI.2.3.	Ferraillage des poteaux.....	128
VI.3.	Etude des voiles.....	145
VI.3.1.	Introduction.....	145
VI.3.2.	Ferraillage des voiles de contreventement.....	146
VI.3.2.1.	Les Armatures verticales.....	148
VI.3.2.2.	Les Armatures horizontales.....	148
VI.4.	Ferraillage verticales.....	150

Chapitre VII : Etude l'infrastructure

VII.1.	Etude de Radier.....	159
VII.1.1.	Introduction.....	159
VII.2.	Généralité.....	160

VII.2.1.	Pré-dimensionnement de radier.....	161
VII.3.	Détermination de la sollicitation.....	165
VII.4.	Ferraillage du radier.....	171
VII.5.	Ferraillage du débordement.....	183
VII.6.	Armatures transversales.....	185
VII.7.	Ferraillage des poutres.....	186
VII.7.1.	Charge équivalente.....	186
VII.8.	Ferraillage des poutres.....	187
VII.9.	Etude de longrines.....	204

Liste des tableaux :

Tableau II.1 :	Les charges permanentes de pente.....	16
Tableau II.2 :	les charges permanentes RDC et étage courant.....	17
Tableau II.3 :	Tableau récapitulatif des sections des poteaux.....	24
Tableau III.1 :	Tableau schémas statiques des différents types de poutrelle.....	30
Tableau III.2 :	Tableau récapitulatif de calcul de les l'effort tranchant (T) des autre travées de rive.....	36
Tableau III.3 :	Tableau récapitulatif de calcul M_t Maximum (X_0) des différentes travées de rive.....	37
Tableau III.4 :	Tableau récapitulatif des moments fléchissant aux autres travées.....	38
Tableau III.5 :	Tableau récapitulatif du ferrailage de la poutre noyée.....	54
Tableau IV.1 :	Caractéristiques des câbles.....	96
Tableau IV.2:	Tableau de charge permanent.....	97
Tableau IV.3:	Tableau récapitulatif des résultats.....	101
Tableau IV.4:	Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.....	103
Tableau V.1.	Période et facteur de participation massique.....	114
Tableau V.2.	Valeur des pénalités P_q	117
Tableau V.3.	Tableau récapitulatif pour la Vérification du déplacement du plancher.....	119
Tableau V.4.	Vérification de l'effet $p-\Delta$	120
Tableau VI.1.	Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.....	123
Tableau VI.2.	Tableau récapitulatif de ferrailages.....	127
Tableau VI.3.	Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normal tranchant.....	133
Tableau VI.4.	Tableau récapitulatif des ferrailages des poteaux.....	143
Tableau VI.5.	Tableau récapitulatif des ferrailages des voiles verticales.....	150
Tableau VI.6.	Tableau récapitulatif des ferrailages des voiles verticales ELS.....	151
Tableau VI.7.	Tableau récapitulatif des ferrailages des voiles horizontales	153
Tableau VI.8.	Tableau récapitulatif des ferrailages des voiles horizontales ELS.....	156
Tableau VII.1.	Dimension des poutres.....	165
Tableau VII.2.	Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis travées.....	173
Tableau VII.3.	Tableau des moments et choix des armateurs.....	182
Tableau VII.4.	Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres	191

Liste des figures :

Fig. I.1 :	Schéma d'un escalier.....	2
Fig.I.2 :	Schéma d'acrotère.....	2
Fig.I.3:	Coup transversale d'un mur de façade.....	3
Fig.I.4 :	Diagramme contraintes-déformations du béton(E.L.U).....	5
Fig.I.5 :	Diagramme contraintes-déformations du béton(E.L.S).....	5
Fig.I.6 :	Diagramme contraintes-déformations Pour tous les aciers.....	6
Fig.I.7 :	Vue en plan du RDC;1 ^{er} étage et des étages courant et Terrasse.....	10
Fig.II.1 :	Section transversale	13
Fig.II.2 :	Coup transversale d'un plancher à corps creux.....	15
Fig.II.3 :	Coup transversale d'un plancher à corps creux (plancher terrasse).....	16
Fig.II.4 :	Coup transversale d'un plancher à corps creux (étage courant).....	17
Fig.II.5 :	Section réduite du béton.....	18
Fig.II.6 :	Schéma de la loi de dégression.....	19
Fig.II.7 :	Tableau de la loi de dégression des charges.....	20
Fig.II.8 :	Surface afférente du poteau.....	21
Fig.II.9:	Coup de voile en élévations.....	22
Fig. III.1:	Plancher à corps creux.....	25
Fig. III.2:	Dimensions des poutrelles.....	26
Fig. III.3:	Section de calcul.....	26
Fig. III.4:	Représentation de la méthode de Caquot.....	26
Fig. III.5:	Section de calcul.....	28
Fig. III.6:	Section de calcul.....	40
Fig. III.7:	Ferraillage de poutrelle.....	46
Fig. III.8:	Section de calcul.....	48
Fig. III.9:	Ferraillage de la poutre noyée.....	49
Fig. IV.1.1:	Les éléments constitutifs d'un escalier.....	54
Fig. IV.1.2:	Coupe A-A.....	55
Fig. IV.1.3:	Vue en plan de la cage d'escalier.....	56
Fig. IV.1.4:	Schéma de la paillasse.....	57
Fig. IV.1.5:	Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier.....	57
Fig. IV.1.6:	Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant à E.L.U.....	61

Fig. IV.1.7:	Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant à E.L.S.....	63
Fig. IV.1.8:	Section de calcul de la paillasse.....	64
Fig. IV.1.9:	Section de calcul de la paillasse.....	65
Fig. IV.1.10:	Ferraillage de la paillasse.....	67
Fig. IV.1.11:	Vue en plan de la cage d'escalier(Type2).....	68
Fig. IV.1.12:	Schéma de la paillasse.....	68
Fig. IV.1.13:	Schéma statique d'un escalier à paillasse avec deux paliers.....	70
Fig. IV.1.14:	Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant à E.L.U.....	73
Fig. IV.1.15:	Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant à E.L.S.....	75
Fig. IV.1.16:	Section de calcul de la paillasse.....	76
Fig. IV.1.17:	Section de calcul de la paillasse.....	78
Fig. IV.1.18:	Ferraillage de la paillasse.....	79
Fig. IV.2.1:	Coupe sur balcon.....	80
Fig. IV.2.2:	Schéma statique du balcon.....	81
Fig. IV.2.3:	Section de calcul	82
Fig. IV.2.4:	Ferraillage de balcon.....	84
Fig. IV.3.1:	Dimension de l'acrotère.....	84
Fig. IV.3.2:	Section de calcul	86
Fig. IV.3.3:	Position de centre de pression.....	89
Fig. IV.3.4:	Ferraillage de l'acrotère.....	91
Fig. IV.4.1:	Dimension de l'ascenseur.....	92
Fig. IV.4.2:	Ascenseur électrique.....	93
Fig. IV.4.3:	Abaque de détermination de suspentes	95
Fig. IV.4.4:	Schéma de la surface d'impact.....	97
Fig. IV.4.5:	Schéma de la dalle pleine d'ascenseur.....	99
Fig. IV.4.6:	Panneaux de calcul de la dalle machine.....	100
Fig. IV.4.7:	Dimension de panneau de la dalle d'ascenseur.....	102
Fig. IV.4.8:	Section de calcul en travée(x-x).....	104
Fig. IV.4.9:	Section de calcul en appuis(x-x).....	105
Fig. IV.4.10:	Section de calcul en travée (y-y).....	106
Fig. IV.4.11:	Section de calcul en appuis (y-y).....	107
Fig. V.1:	Structure simulé dans le logiciel Robot.....	112
Fig.VI.1.1 :	Dessin de Ferraillage des poutres.....	128

Fig.VI.1.2 :	Direction des Moment et effort normal dans un poteau.....	129
Fig.VI.1.3 :	La zone nodale.....	130
Fig.VI.1.4 :	Espacement entre les armatures longitudinales.....	131
Fig.VI.1.5 :	Les Armatures transversale dans la zone de recouvrement	132
Fig.VI.1.6 :	Section rectangulaire compression E.L.U.....	134
Fig.VI.1.7 :	Dessin de ferrailage de poteau (45 × 45).....	144
Fig.VI.1.8 :	Dessin de ferrailage de poteau (40 × 40).....	144
Fig.VI.1.9 :	Dessin de ferrailage de poteau (35× 35).....	144
Fig.VI.1.10 :	Dessin de ferrailage de poteau (30 × 30).....	145
Fig.VI.1.11:	Disposition des voiles.....	145
Fig.VI.2.1 :	Sollicitation sur les voiles.....	146
Fig.VI.2.2 :	Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	147
Fig.VI.2.3 :	Voile le plus défavorable.....	149
Fig.VI.2.4 :	Section de calcul suivant l'axe x-x.....	150
Fig.VI.2.5 :	Section de calcul suivant l'axe y-y.....	154
Fig.VI.2.6 :	Ferrailage des voiles.....	158
Fig.VII.1 :	Schéma du radier général	160
Fig.VII.2 :	Radier.....	161
Fig.VII.3 :	Dimension du radier.....	163
Fig.VII.4 :	Dimension de la poutre.....	165
Fig.VII.5:	Schéma des contraintes du sol	169
Fig.VII.6:	Schéma du panneau de la dalle.....	172
Fig.VII.7:	Enrobage.....	173
Fig.VII.8:	Section de calcul dans le sens x-x.....	174
Fig.VII.9:	Section de calcul dans le sens y-y.....	174
Fig.VII.10:	Dessin de la de ferrailage Dalle de radier.....	183
Fig.VII.11:	schéma statique du débord.....	183
Fig.VII.12:	Section de calcul	183
Fig.VII.13:	Distribution des charges.....	187
Fig.VII.14:	Schéma statique de la poutre principale.....	187
Fig.VII.15:	Schéma statique de la poutre secondaire.....	188
Fig.VII.16:	Poutre principale de moment ELU	189
Fig.VII.17:	Poutre principale moment ELS.....	190
Fig.VII.18:	Poutre principale effort tranchant ELU.....	190

Fig.VII.19:	Poutre secondaire moment ELU.....	190
Fig.VII.20:	Poutre secondaire moment ELS.....	190
Fig.VII.21:	poutre secondaire effort tranchant ELU.....	191
Fig.VII.22:	Dessin de ferrailage des poutres principales.....	198
Fig.VII.23:	Dessin de ferrailage des poutres secondaires.....	204
Fig.VII.24:	Dessin de ferrailage de la longrine.....	205

Introduction Générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles et militaires. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines, dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans le domaine d'intervention : BTPH

Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le bâtiment.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures et s'initier au canevas de calcul, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+10 à usage d'habitation situé à Oran. Pour ce faire nous allons répartir le travail en sept chapitres à savoir :

- Le premier chapitre consiste en la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux.
- Le troisième chapitre consiste à l'étude de plancher
- Le quatrième chapitre traite le calcul des éléments secondaires.
- Le cinquième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux est l'objet du sixième chapitre.
- Le septième et dernier chapitre aborde l'étude de l'infrastructure.

Chapitre I

Présentation du projet

Etude d'une Tour de R+10

I.1-Introduction :

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un RDC plus 10 étages dont le système de contreventement est assuré par des voiles et des portiques avec une justification de l'interaction portiques voiles.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul **AUTODESK STRUCTURAL ANALYSIS** (version 2020) particulièrement efficace dans la SIMULATION des bâtiments à plusieurs étages en particulier et dans le domaine génie civil en générale. Il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le **BAEL91** et les Règles Parasismiques Algériennes "**RPA99/Version 2003**".

I.2-Présentation du projet :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment du projet des 173 logements sociaux participatifs (LSP) en béton armé. Il est composé, d'un rez-de-chaussée (locaux commerciaux), et les dix étages restant à usage d'habitation. Chaque niveau ayant une distribution de **04** logements de type **F3**.

Le lieu d'implantation : **quartier les platanes**, au **boulevard millenium**, wilaya d'**Oran**. Cette région est classée comme une zone de sismicité moyenne (Zone II_a) et de groupe d'usage 2 selon la classification d'usage établie par le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003.

I.3- Caractéristiques générales :

I.3.1- Caractéristiques géométriques :

L'architecture de notre bâtiment présente une forme irrégulière en plan.

*** Dimension en hauteur :**

- La hauteur totale du bâtiment est : 34,68m.
- La hauteur de rez-de-chaussée est : 4,08m.
- La hauteur des autres étages est : 3,06m.

*** Dimension en plan :**

- Sens longitudinal : 27.75m.
- Sens transversal : 18.50m.

I.3.2-Caractéristiques techniques :

Pour le système de contreventement adopté ; les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

L'ouvrage comporte une terrasse inaccessible, l'écoulement des eaux pluviales sera facilité par une forme de pente, et un système d'étanchéité conçu à cet effet.

A. Les planchers :

On utilise un seul type de plancher :

- Plancher à corps creux.

B. Les balcons :

Les balcons seront réalisés en corps creux et dalle pleine.

C. Ascenseur :

Le bâtiment est équipé d'un ascenseur entouré par des murs voiles.

D. Les escaliers :

Dans notre structure on adopte un escalier à paillasse porteuse.

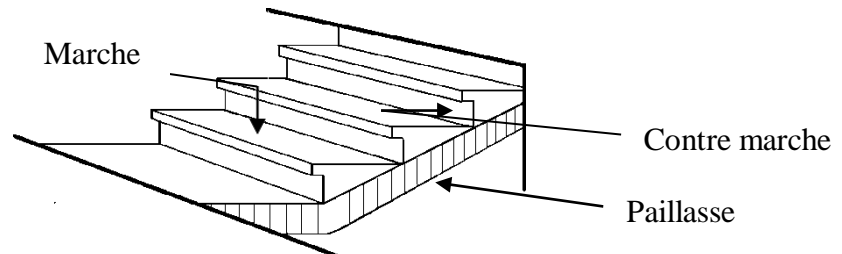


Fig.I.1 : Schéma d'un escalier

e. L'acrotère :

- Le rôle de l'acrotère est de protéger les joints d'étanchéité.
- Dans notre bâtiment, la terrasse étant inaccessible, alors on adoptera pour l'acrotère les dimensions indiquées sur la figure ci-dessous :

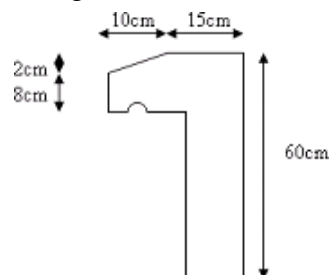


Fig.I.2 : Schéma d'acrotère

f. Facades :

Les façades seront composées de parois en briques creuses de 30 cm d'épaisseur,

Comme indiqué sur la figure 1.3

Les parois seront couvertes d'une couche d'enduit de 1,5cm d'épaisseur à l'intérieur et d'une couche de mortier de 1,5cm d'épaisseur à l'extérieur.

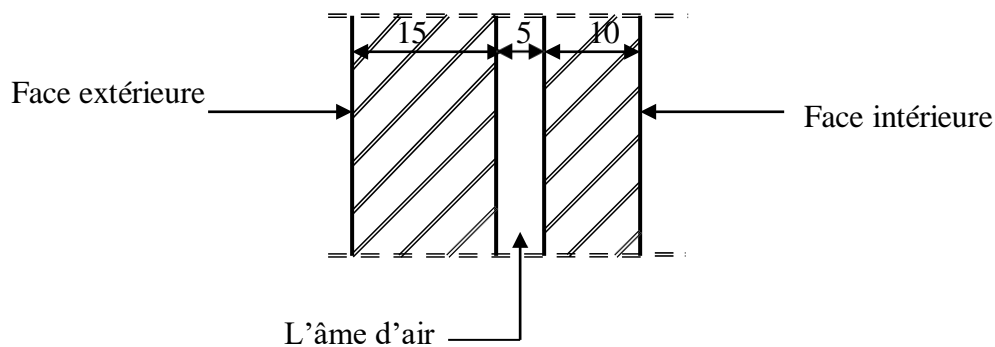


Fig.I.3 : Coupe transversale d'un mur de façade

I.3.3-Caractéristiques mécaniques des matériaux :**a) Béton :**

Le béton est un mélange complexe dans des proportions convenables de granulats et de liant (ciment) malaxé avec de l'eau pour obtenir une pâte maniable.

Béton = Ciment + Gravier + Sable + 'eau de gâchage.

Le béton sera fabriqué mécaniquement suivant une composition qui respecte les Normes prescrites par le règlement BAEL, et tous les règlements applicables en Algérie

- **ciment utilisé** → CPJ 42,5 (dosage 350 kg / m³)
- **sable** → 400 litres / m³ (D_s ≤ 3 mm)
- **gravier** → 800 litres / m³ (D_s ≤ 25 mm)
- **l'eau de gâchage** → 160 à 180 litres / m³

♣ Caractéristique du béton :**◆ Résistance à la compression:**

Un béton est défini par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression à 28 jours dite f_{c28} .

Pour un béton d'âge inférieur à 28 jours, la résistance à la compression peut être obtenue par la formule suivante :

$$f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$$

Avec : $j \leq 28$ jours $f_{c28} = 20\text{MPa}$ (béton à usage courant)

◆ **Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction d'un béton est donnée par la formule :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 1,8 \text{ MPa.}$$

◆ **Module de déformation longitudinale du béton :**

- Le module de déformation longitudinale instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $j = 28$ jours et $f_{c28} = 20$ MPa, on a $E_{i28} = 29858,594\text{MPa}$

- Le module de déformation longitudinale différée :

Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage, on considère dans le calcul que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation pour le calcul des déformations finales du béton, utilise le module de déformation longitudinale différée E_{vj} qui est donné par la formule : $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$

Pour $j = 28$ jours et $f_{c28} = 20$ MPa, on a $E_{v28} = 10043,345\text{MPa}$.

◆ **Coefficient de poisson:**

Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles, coques,...), on prendra :

* $\nu = 0 \Rightarrow$ états limites ultimes (béton fissuré).

* $\nu = 0,2 \Rightarrow$ états limites de service (béton non fissuré).

◆ **Contraintes limites:**

Suivant le B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

- Etat limite ultime (ELU).
- Etat limite de service (ELS).

○ **ELU:**

La contrainte limite ultime du béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : γ_b coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 & \text{pour la situation accidentelle.} \\ 1,5 & \text{pour la situation durable et transitoire.} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{20}{1,5} = 11,33 \text{ MPa (situations durables et transitoires).}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{20}{1,15} = 14,78 \text{ MPa (situations accidentelles).}$$

- Diagramme parabole rectangle :

Il représente les contraintes du béton en fonction de ses raccourcissements (fig I.4).

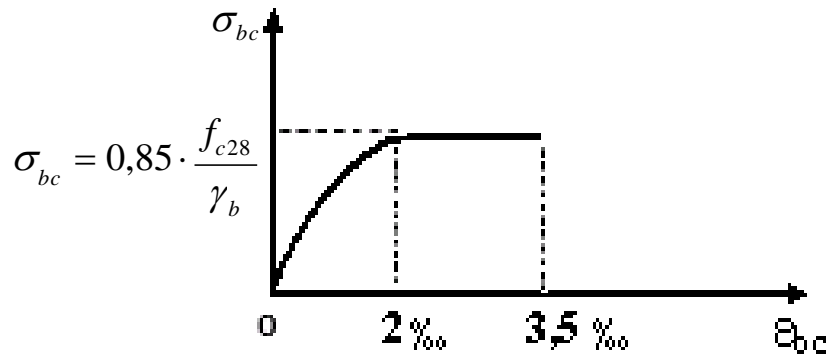


Fig.I.4 : Diagramme contraintes – déformations du béton (E.L.U)

- ELS:

À l'état limite de service, on limite la contrainte dans le béton à $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

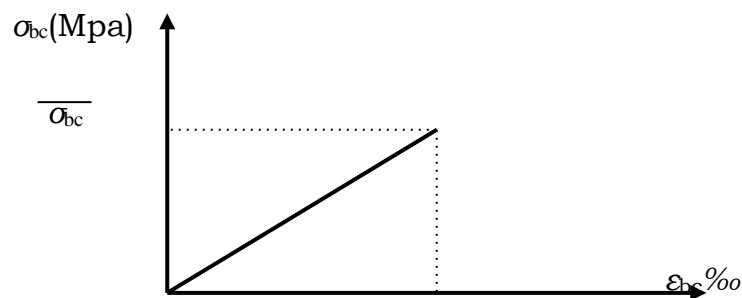


Fig.I.5 : Diagramme contraintes – déformations du béton (E.L.S)

b) Acier :▪ Caractéristique de l'acier :♦ Le module de déformation longitudinal de l'acier est:

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{MPa} = 2 \times 10^6 \text{ bars.}$$

♦ Contraintes limites :

○ ELU :

- La contrainte de l'acier à la traction :

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

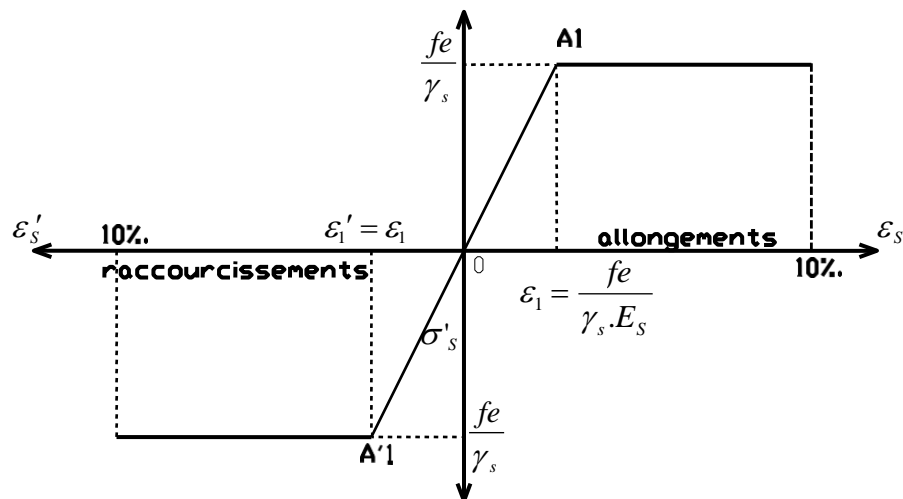
Avec : f_e : limite d'élasticité de l'acier γ_s : coefficient de sécurité $\gamma_s = 1,00$ pour la situation accidentelle. $1,15$ pour la situation durable et transitoire.

Fig.I.6: Diagramme contrainte déformation pour tous les aciers

○ ELS :

$$\text{- Fissuration préjudiciable : } \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$$

$$\text{- Fissuration très préjudiciable : } \sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$$

 η : Coefficient de fissuration

Avec $\eta =$ 1 \longrightarrow RL
 1,6 \longrightarrow HA

 σ_s et f_e étant en (MPa)

♣ **Les aciers utilisés en béton armé :**

- **Les ronds lisses (R.L)** : on utilise les nuances FeE 215 et FeE 235 pour les armatures transversales (cadres, épingles et étriers) de diamètre : $\phi 6$ et $\phi 8$

- **Acier à haute adhérence (HA)** : de nuance FeE 400 pour les armatures longitudinales et les diamètres utilisés sont les suivants :

8 ; 10 ; 12 ; 14 ; 16 et 20.

- **Les treillis soudés (TS)** : constitués par des fils tréfilés lisses se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement, avec une ouverture des mailles $(20 \times 20)\text{cm}^2$ et de nuance :

* $\phi \leq 6\text{mm}$ \longrightarrow Acier TLE520.

* $\phi > 6\text{mm}$ \longrightarrow Acier TLE500.

I.3.4-caractéristiques du sol :

L'étude géotechnique du sol a montré la présence d'un sol meuble, caractérisé par :

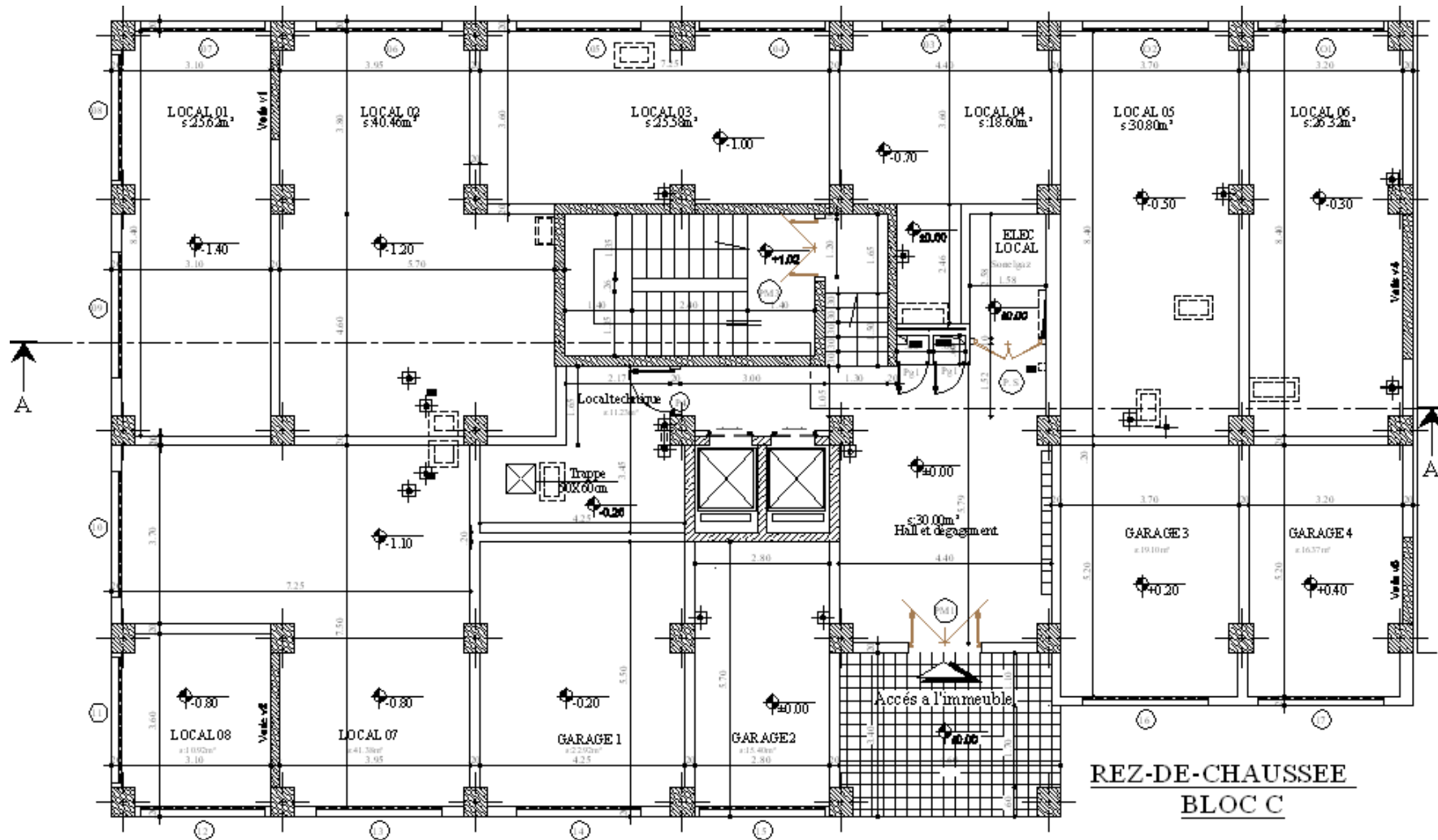
- la capacité portante du sol : $\overline{\sigma}_{sol} = 2,5\text{bars}$.
- l'absence d'une nappe phréatique.
- poids spécifique apparent du sol : $\gamma_{sol} = 18\text{KN} / \text{m}^3$.

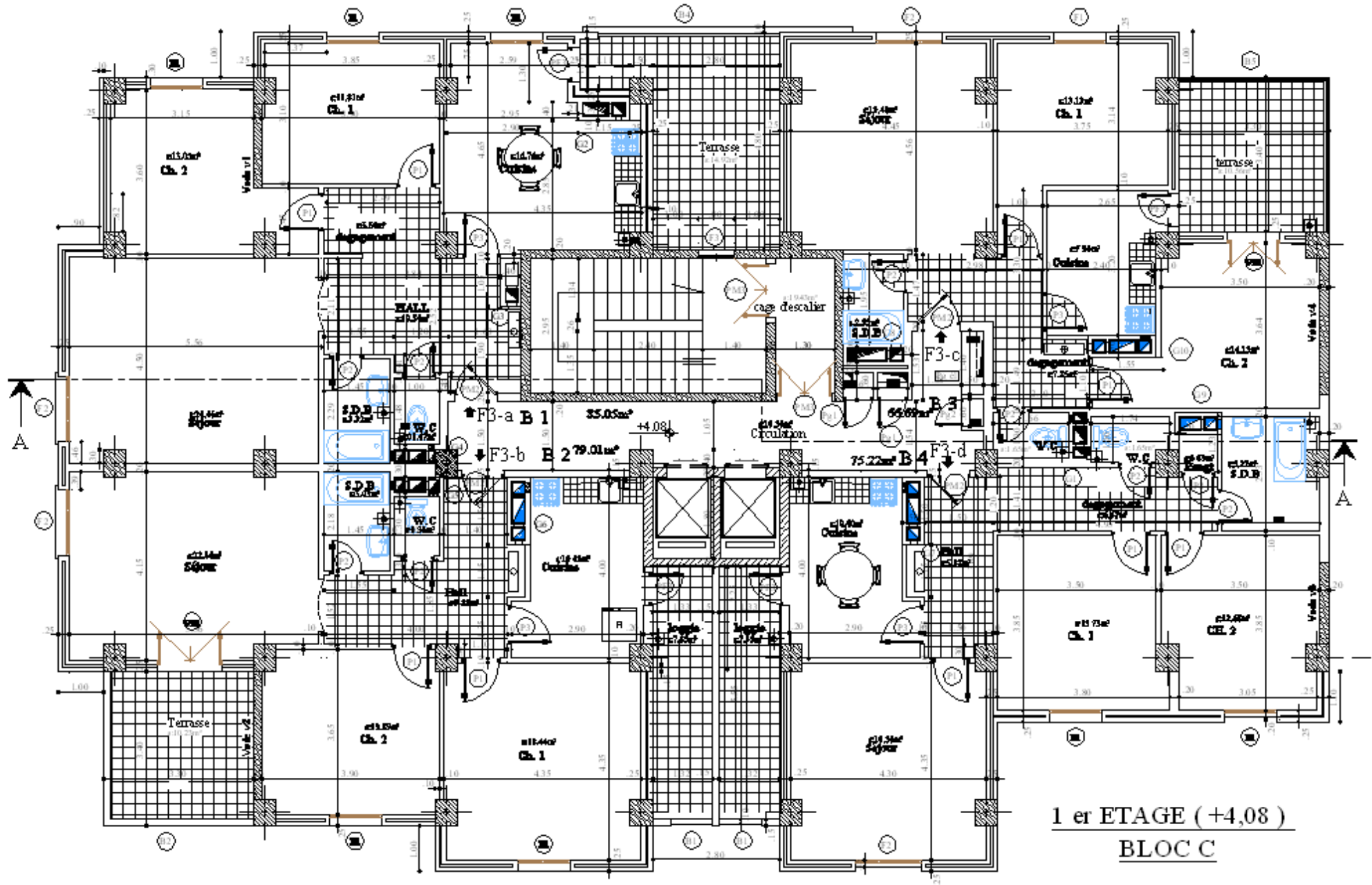
Remarque

Les calculs de ce projet sont effectués conformément aux règles BAEL 91 et

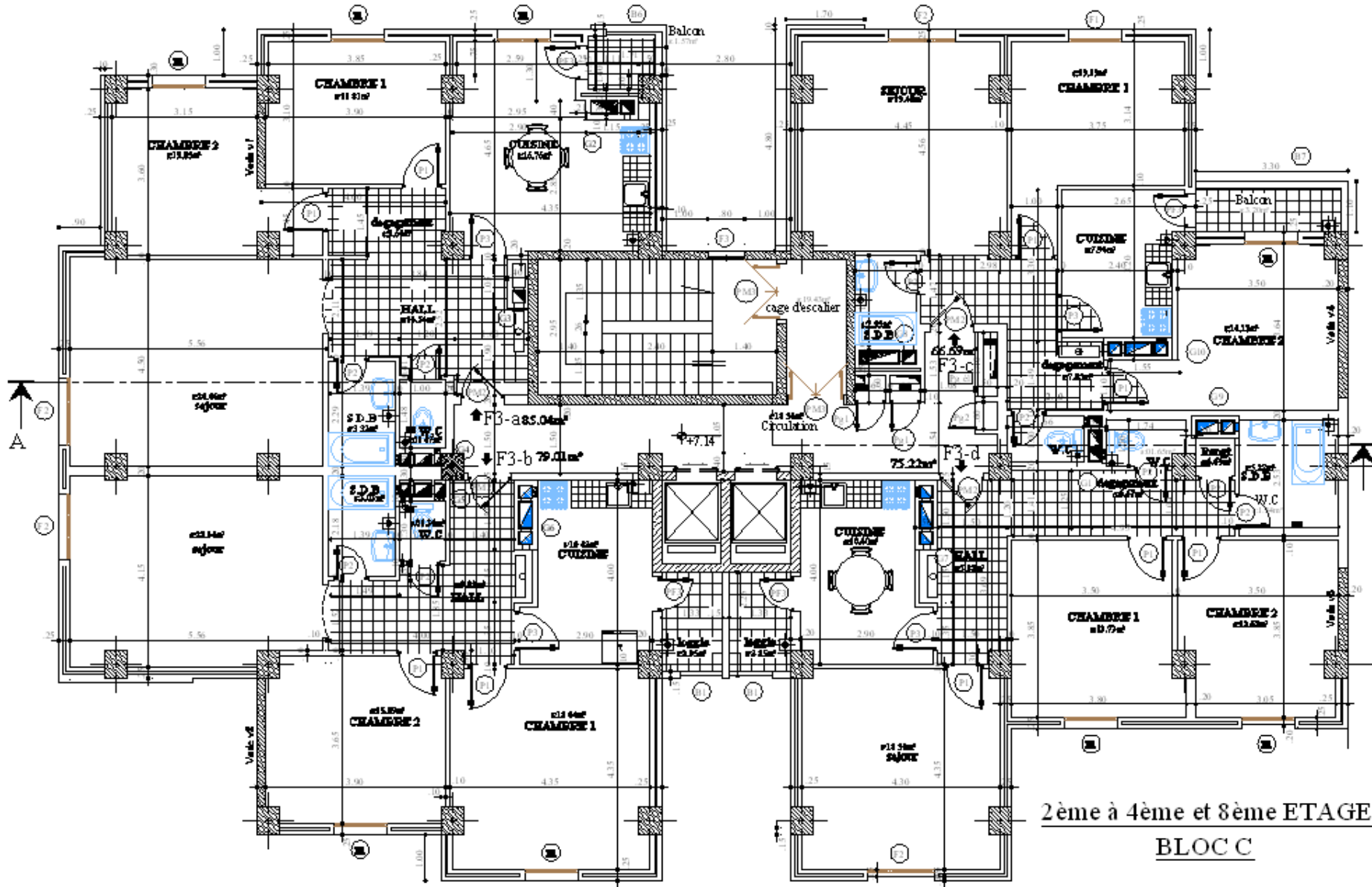
Le règlement Parasismiques Algérien (RPA 99 version 2003) et à toutes les prescriptions du CTC sous contrôle régulier afin de garantir à notre structure une résistance suffisante durant son service.

✓ Les plans d'architectures :

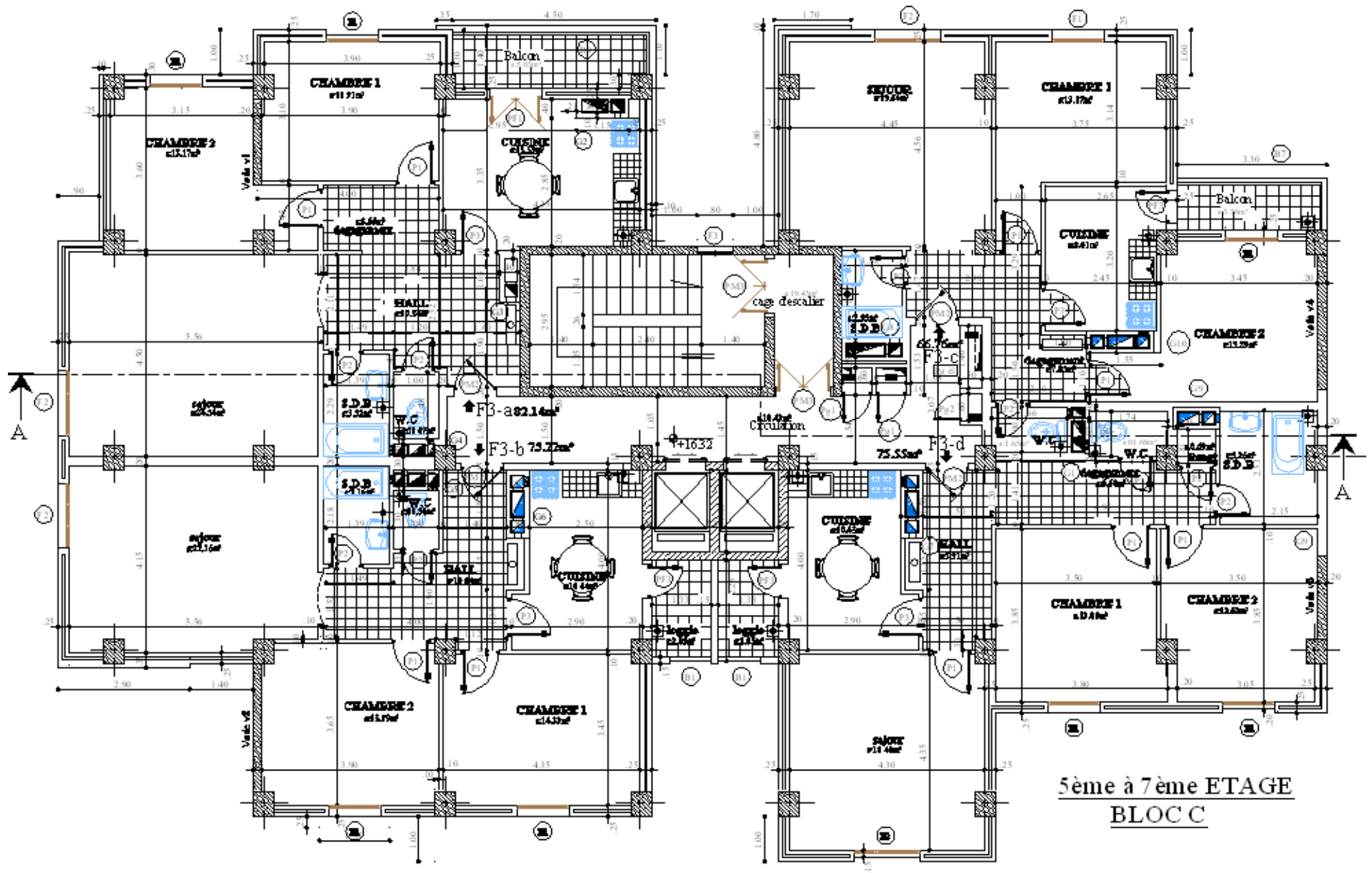


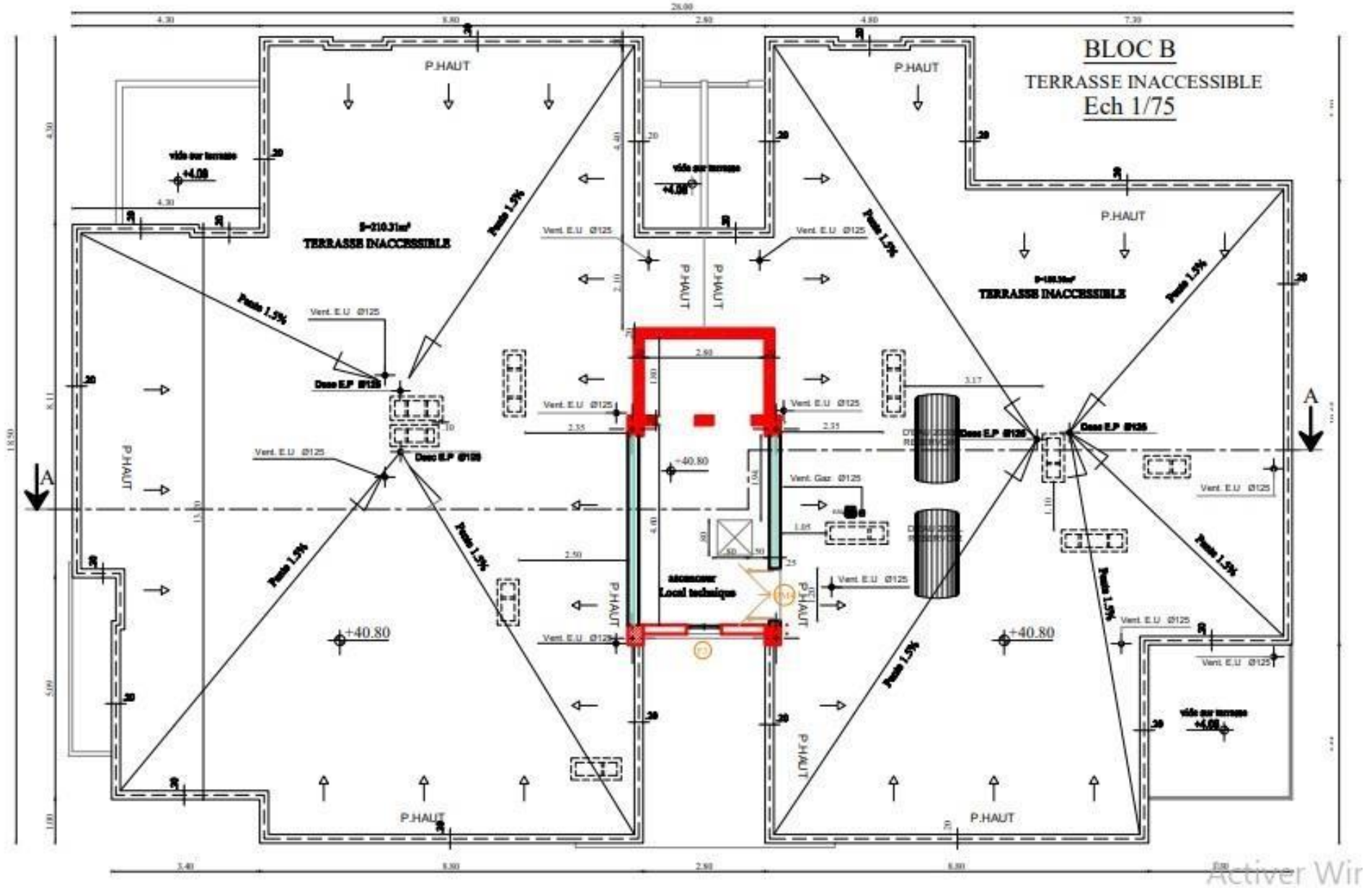


1 er ETAGE (+4,08)
BLOC C



2ème à 4ème et 8ème ETAGE
BLOC C





Activer Wir

Chapitre II

PREDIMENSIONNEMENT

Etude d'une Tour de R+10

II.1-Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but le calcul préliminaire des différents éléments résistants en respectant les prescriptions des le R.P.A 99 version 2003 du CBA93 et B.A.E.L 91 tout en enant compte des sollicitaions :

*Sollicitations Verticales :

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

*Sollicitations horizontales :

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portique set les voitles.

II.2-Pré-dimensionnementdes poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux ,reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent .On a deux types de poutres, principale et secondaire.

La hauteur doit vérifier les conditions suivantes selon le BAEL:

➤ **Critère de flèche :**

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

- L : La portée de la poutre ;
- h : La hauteur de la poutre et
- b : La largeur de la poutre.

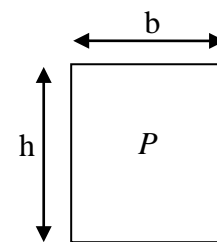


Fig.II.1 :Section_transversale

Conditions imposées par le R.P.A 99 version 2003 :

$$b \geq 20cm$$

$$h \geq 30cm$$

$$\frac{b}{h} < 4$$

II.2.1-Poutres principales :

- $L_{\max} = 4,80\text{m}$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10}$$

$$\Rightarrow 32\text{cm} \leq h \leq 48\text{cm}$$

On prendra : $h = 40\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$.

Vérification des conditions imposées par le RPA99 version 2003 :

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

$h = 40\text{cm} > 30\text{cm}$ les conditions sont vérifiées.

$$\frac{b}{h} = \frac{30}{40} = 0.75 < 4 \Rightarrow CV$$

Donc; la section de la poutre principale est de dimensions $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

II.2.2-Poutres secondaires :

- $L_{\max} = 4,40\text{m}$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10}$$

$$\Rightarrow 29,33\text{cm} \leq h \leq 44\text{cm}$$

On prendra : $h = 35\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$.

Vérification des conditions imposées par le RPA99 version 2003 :

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

$h = 35\text{cm} > 30\text{cm}$ les conditions sont vérifiées.

$$\frac{b}{h} = \frac{30}{35} = 0.857 < 4 \Rightarrow CV$$

Donc; la section de la poutre secondaire est de dimensions $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

II.3-Pré-dimensionnement des planchers :

On utilise un type de plancher :

- Planchers à corps creux.
- **Planchers à corps creux :**

Puisque les différents niveaux ne sont pas fortement chargés, on utilise des planchers à corps creux (corps creux utilisé comme coffrage perdu) qui sont économiques et présentent une bonne isolation thermique et acoustique.

Pour la détermination de l'épaisseur des planchers à corps creux, on utilise la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

- $h_t = h$: Hauteur (épaisseur) totale du plancher ;
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression ;
- h_1 : épaisseur du corps creux et
- L : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

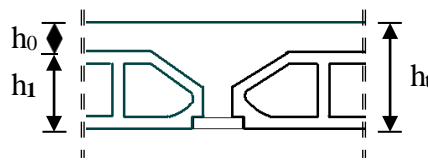


Fig.II.2 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

➤ $L_{\max} = 4,40\text{m}$

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{20} \Rightarrow \frac{440}{25} \leq h \leq \frac{440}{20}$$

$$\Rightarrow 17,6\text{cm} \leq h \leq 22\text{cm}$$

Donc on prendra : $h = (16 + 4)\text{cm} = 20\text{cm}$.

Avec : $h_0 = 4\text{cm}$ et

$$h_1 = 16\text{cm}$$

II.4-Descentes de charges :

❖ Plancher à corps creux :

➤ Plancher terrasse (inaccessible) :

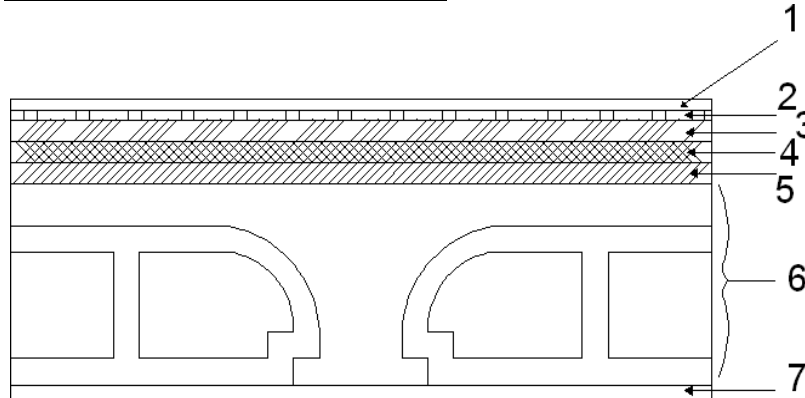


Fig.II.3 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux (Plancher terrasse)

Charges permanentes :

Calcul de la forme de pente :

$$\tan \alpha = 0,015$$

$$L_{max} = 10,92 \text{ m} = 1092 \text{ cm}$$

$$D_h = 0,015 \times L_{max} = 0,015 \times 1092 = 16,38 \text{ cm}$$

$$H_{ph} = D_h + 5 = 16,38 + 5 = 21,38 \text{ cm}$$

$$H_{moy} = (H_{ph} + H_{pB}) \div 2 = (21,38 + 5) \div 2 = 13,19 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } H_{moy} = 13,19 \text{ cm donc on prend } H_{moy} = 14 \text{ cm}$$

Tableau II.1 : Les charges de la Terrasse non accessible.

Matériaux	Epaisseur(cm)	Densité (kg/m ³)	G(kg/m ²)
1 Gravillons de protection	4	2000	80
2 Etanchéité multicouche	5	600	30
3 Chape de réglage en mortier de ciment	2	1800	36
4 Forme de pente en Béton ($H_{moy} = 14 \text{ cm}$)	14	2200	308
5 Isolation thermique	/	/	4
6 Corps creux+dalle de compression (16 + 4)cm	20	1400	280
7 Enduit au ciment	1,5	1800	27
			$\Sigma G=765$

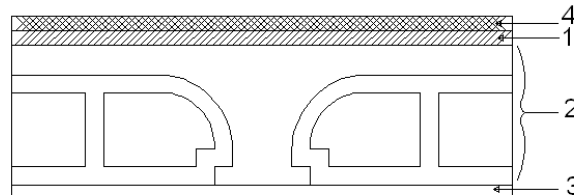
Surcharge d'exploitation :

La terrasse est inaccessible $\Rightarrow P = 100 \text{ Kg/m}^2$

Combinaison fondamentale :

$$\text{ELU : } qu = (1,35 G + 1,5 P) = (1,35 \times 765 + 1,5 \times 100) = 1182,75 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = (G + P) = (765 + 100) = 865 \text{ Kg/m}^2$$

➤ **Plancher étage courant :****Fig.II.4 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux (étage courant):****Tableau II.2.** les charges permanentes RDC et étage courant

Matériaux	Epaisseur(cm)	D(kg/m ³)	G(kg/m ²)
1 Mortier de pose	2	2000	40
Sable	2	1800	36
2 Corps creux+dalle de compression	20	1400	280
3 Enduit au ciment	1,5	1800	27
4 Carrelage	2	2200	44
5 Cloisons légères	/	/	75
			$\Sigma G=502$

Surcharge d'exploitation :

$$\text{Plancher à usage d'habitation} \Rightarrow P = 150 \text{ Kg/m}^2$$

Combinaisons fondamentales :➤ **P = 150 Kg/m²**

$$\text{ELU : } qu = (1,35 G + 1,5 Q) = (1,35 \times 502 + 1,5 \times 150) = 902,7 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = (G + Q) = (502 + 150) = 652 \text{ Kg/m}^2$$

II.5-Pré-dimensionnement des poteaux :

Pour le pré-dimensionnement des poteaux ; on suppose pour le mode de sollicitation une compression centrée

Le pré dimensionnement concerne le poteau le plus sollicité et la section obtenue sera généralement pour les autres poteaux des mêmes niveaux.

Comme le nombre d'étage de ce bâtiment est supérieur à 5, l'évaluation des charges d'exploitation sera effectuée à l'aide de loi de dégression.

-Critère de résistance : (BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$B_r \geq \frac{\theta \cdot \sigma_{bc} \cdot \frac{K \times \beta \times N_U}{A}}{\left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9}\right) + 0,85 \left(\frac{f_e}{B_r}\right) \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} \dots (1)$$

D'après les règles BAEL 91 on prendra : $A/B_r = 1\%$ soit :

$$B_r \geq \frac{K \times \beta \times N_U}{\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9}\right) + 0,0085 \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$$

B_r : Section réduite obtenue en retirant 2cm d'épaisseur de béton sur toute la périphérie du poteau $B_r = (a - 2) \cdot (b - 2) \text{ cm}^2$ $a \leq b$

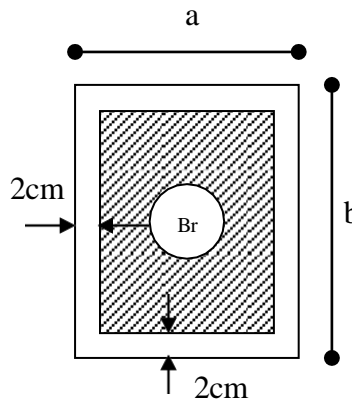


Fig.II.5: Section réduite du béton

θ : facteur de durée d'application des charges $\Rightarrow \theta=1$

K : facteur correcteur pour la durée d'application des charges ; les charges étant appliquées généralement après 90 jours $\Rightarrow K=1$

-Condition de flambement :

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots \dots \dots (2)$$

On prend $\lambda=35$ pour que toutes les armatures participent à la résistance.

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 = 1,2$$

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$: Contraintes des aciers ($\sigma_s = 348$ MPa)

Fc28=25 MPa

- σ_{bc} : Résistance de calcul du béton comprimée ($\sigma_{bc}=14,2$ MPa), en introduisant les valeurs dans l'inégalité (1) on trouve : $B_r \geq 0,0064N_U$ (3) En (cm²)

- N_U : l'effort normal de

$$N_u = 1,15(1,35N_G + 1,5N_p)$$

N_G : L'effort normal dus à charges permanentes;

N_p : L'effort normal dus aux surcharges d'exploitation, qui sera calculé par la loi de dégression des surcharges d'exploitation.

Loi de dégression :

- Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.
 Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1} et Q_n les surcharges relatives aux planchers 1, 2, ..., n-1 et n à partir du sommet du bâtiment.

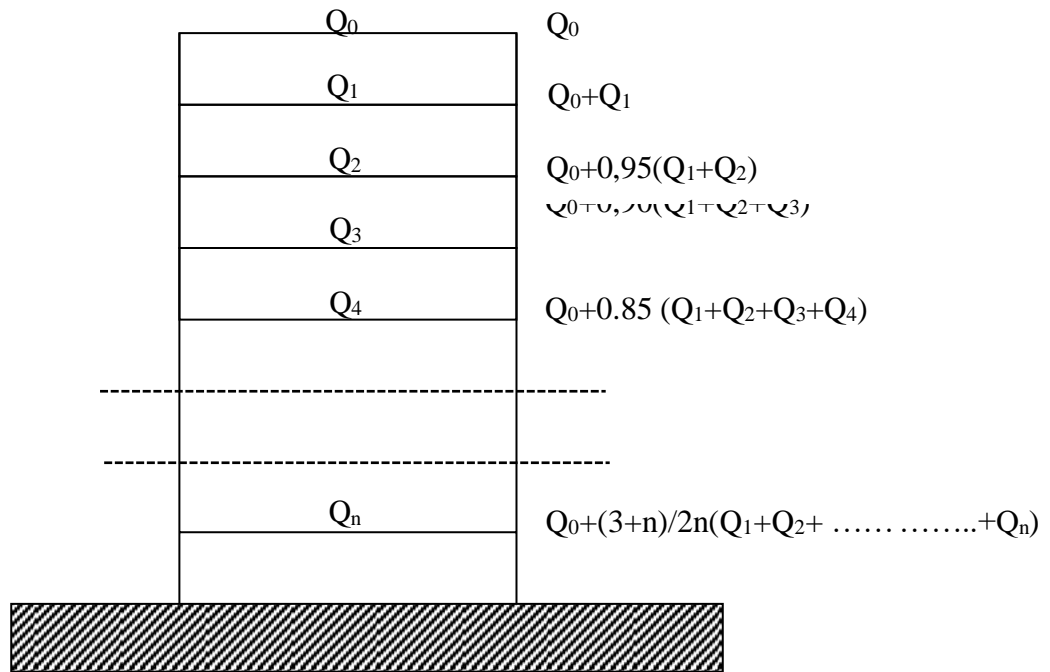


Fig.II.6: Schéma de la loi de dégression

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

$Q_0 = 100$ daN/m² : La surcharge sur la terrasse;

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_{n-1} = 150$ daN/m² : Les surcharges des planchers des autres étage

Terrace(n=0): $P_0 = Q_0 = 100 \text{ daN/m}^2$

10^{ème} étage(n = 1): $P_1 = Q_0 + Q_1 = 100 + 150 = 250 \text{ daN/m}^2$

9^{ème} étage(n = 2): $P_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 100 + 0,95(2 \times 150) = 385 \text{ daN/m}^2$

8^{ème} étage(n = 3): $P_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 100 + 0,90(3 \times 150) = 505 \text{ daN/m}^2$

7^{ème} étage(n = 4): $P_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + \dots + Q_4) = 100 + 0,85(4 \times 150) = 610 \text{ daN/m}^2$

6^{ème} étage(n = 5): $P_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + \dots + Q_5) = 100 + 0,80(5 \times 150) = 700 \text{ daN/m}^2$

5^{ème} étage(n = 6): $P_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6) = 100 + 0,75(6 \times 150) = 775 \text{ daN/m}^2$

4^{ème} étage(n = 7): $P_7 = Q_0 + 0,71(Q_1 + \dots + Q_7) = 100 + 0,71(7 \times 150) = 845,5 \text{ daN/m}^2$

3^{ème} étage(n = 8): $P_8 = Q_0 + 0,68(Q_1 + \dots + Q_8) = 100 + 0,68(8 \times 150) = 916 \text{ daN/m}^2$

2^{ème} étage(n = 9): $P_9 = Q_0 + 0,67(Q_1 + \dots + Q_9) = 100 + 0,67(9 \times 150) = 1004,5 \text{ daN/m}^2$

1^{ème} étage(n = 10): $P_{10} = Q_0 + 0,65(Q_1 + \dots + Q_{10}) = 100 + 0,65(10 \times 150) = 1075 \text{ daN/m}^2$

P [daN/m ²]	Etages	G [daN/m ²]
100	10 ^{ème} étage	765
250	9 ^{ème} étage	1267
385	8 ^{ème} étage	1769
505	7 ^{ème} étage	2271
610	6 ^{ème} étage	2773
700	5 ^{ème} étage	3275
775	4 ^{ème} étage	3777
845,5	3 ^{ème} étage	4279
928	2 ^{ème} étage	4781
1005	1 ^{ème} étage	5283
1075	RDC	6005
Fondation		

Fig.II.7 : Tableau de dégression de la loi des charges

Exemple de calcul (poteau central) :**- Surface afférente du poteau :**

Pour le pré dimensionnement des poteaux de notre structure on prendra le poteau le plus chargé :

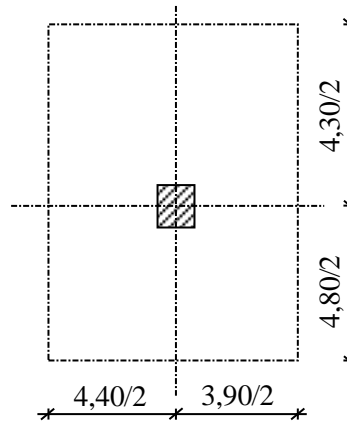


Fig.II.8 : Surface afférente du poteau

- La surface afférente du poteau est :
- Poids propre des poutres principales et secondaires :
 - P_p (poutre principale) : $2500 \times 0,30 \times 0,40 = 300$ daN/ml
 - P_p (poutre secondaire) : $2500 \times 0,30 \times 0,35 = 262,5$ daN/ml
- Longueur afférente de la poutre principale :

$$L_{aff(p,p)} = \frac{4,80 + 4,30}{2} = 4,55m$$

- Longueur afférente de la poutre secondaire :

$$L_{aff(p,s)} = \frac{4,40 + 3,90}{2} = 4,15m$$

Poids total des poutres principales et secondaires dans la surface afférente du poteau.

$$P_g = (300 \times 4,55 + 262,5 \times 4,15) = 2454,375 daN$$

***Détermination de L'effort normal ultime :**

$$N_u = 1,15P_u$$

$$P_u = N_{plancher} + N_{pp} + N_{ps}$$

Avec :

$$N_{plancher} = (1,35G + 1,5Q) \times S_{aff}$$

$$N_{pp} = 1,35 \times 2500 \times b \times h \times L_{pp} \times n$$

$$N_{ps} = 1,35 \times 2500 \times b \times h \times L_{ps} \times n$$

AN : étage (10)

$$N_{plancher} = (1,35G + 1,5Q) \times S_{aff} = (1,35 \times 765 + 1,5 \times 100) \times 18,8825$$

$$= 22333,28 daN$$

$$N_{pp} = 1,35 \times 2500 \times 0,30 \times 0,40 \times 4,55 \times 1 = 1842,75 daN$$

$$N_{ps} = 1,35 \times 2500 \times 0,30 \times 0,35 \times 4,15 \times 1 = 1470,66 daN$$

$$P_u = 22333,28 + 1842,75 + 1470,66 = 25646,69 daN$$

$$N_u = 1,15 \times 25646,69 = 29493,69 daN$$

On sait que : $B_r \geq 0,0064 \times N_u$ Donc $B_r = (a - 2)^2 = 188,76 cm^2$

Le section de poteau au niveau de 10^{ème} étage : $(30 \times 30) cm^2$

D'après les règles BAEL 91 On a : $N_u = 1,15(1,35G + 1,5Q) \times S_{aff}$

La section de poteau au niveau de 10^{ème} étage est : $(30 \times 30) cm$

D'après les règles BAEL 91 on a : $N_u = 1,15(1,35G + 1,5Q) S_{aff}$

Les conditions imposées par le RPA 99/2003 :

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour la zone IIa : $\text{Min}(a, b) \geq 25$

$$\text{Min}(a, b) \geq h_e / 20 \text{ et } 1/4 < \frac{a}{b} < 4$$

II.6-Pré - dimensionnement des voiles:

II.6.1-Voile de contreventement : selon le (RPA 99/V2003; Article 7.7.1)

- L'épaisseur "a" du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm
- De plus, l'épaisseur doit être en fonction de la hauteur libre d'étage "h_e" et des conditions de rigidité aux extrémités

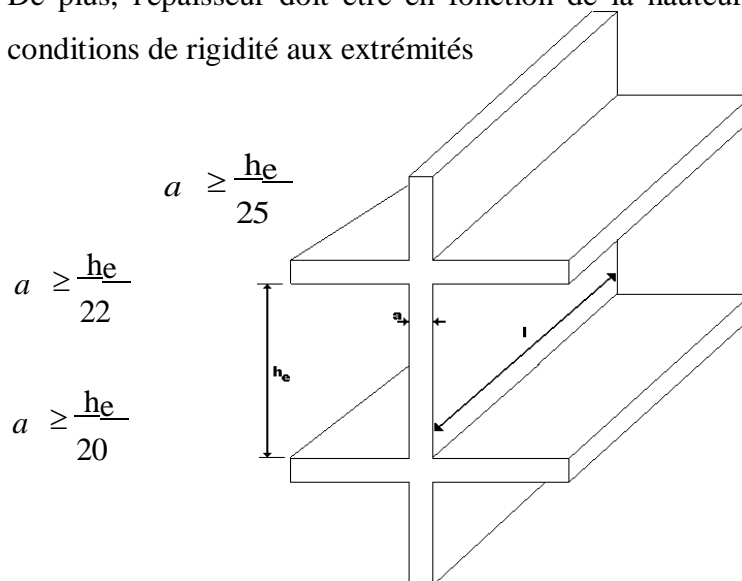


Fig.II.9 : Coupe de voile en élévations

Remarque :

Les deux cas premiers ne sont pas recommandés dans notre cas. Donc on admet le dernier cas

$$a \geq \frac{388}{20} \Rightarrow a \geq 19,4 \text{ cm}$$

Donc; on adoptera : **a = 20 cm**

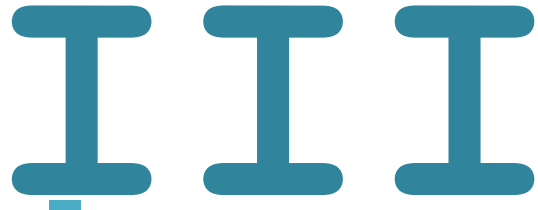
II.6.2- Voiles d'ascenseur :

Pour les cages d'ascenseur, on adoptera une épaisseur : **a = 15 cm**.

Tableau II.3: Tableau récapitulatif des sections des poteaux

niveau	nombre d'étage (n)	plancher				poutre principales				poutre secondaire				Nu daN	Br cm ²	a cm	condition de RPA99	Condition de Flambement					
		G daN/m ²	Q daN/m ²	S _{aff} m ²	N _{PLANCHER} daN	b m	h m	L _{affpp} m	N _{pp} daN	b m	h m	L _{affps} m	N _{ps} daN					L ₀ cm	L _r cm	I cm ⁴	B cm ²	i cm	λ
10ème étage	1,00	765,00	100,00	18,88	22 330,32	0,30	0,40	4,55	1 842,75	0,30	0,35	4,15	1 470,66	29 490,29	188,74	30	vérifiée	306,00	214,00	67 500,00	900,00	8,66	24,71 35
9ème étage	2,00	1 267,00	250,00	18,88	39 373,30	0,30	0,40	4,55	3 685,50	0,30	0,35	4,15	2 941,31	52 900,12	338,56			306,00	214,00	67 500,00	900,00	8,66	24,71 35
8ème étage	3,00	1 769,00	385,00	18,88	55 991,47	0,30	0,40	4,55	5 528,25	0,30	0,35	4,15	4 411,97	75 821,44	485,26			306,00	214,00	67 500,00	900,00	8,66	24,71 35
7ème étage	4,00	2 271,00	505,00	18,88	72 184,85	0,30	0,40	4,55	7 371,00	0,30	0,35	4,15	5 882,63	98 254,24	628,83	35	vérifiée	306,00	214,00	125 052,08	1 225,00	10,10	21,18 35
6ème étage	5,00	2 773,00	610,00	18,88	87 953,42	0,30	0,40	4,55	9 213,75	0,30	0,35	4,15	7 353,28	120 198,52	769,27			306,00	214,00	125 052,08	1 225,00	10,10	21,18 35
5ème étage	6,00	3 275,00	700,00	18,88	103 297,20	0,30	0,40	4,55	11 056,50	0,30	0,35	4,15	8 823,94	141 654,28	906,59			306,00	214,00	125 052,08	1 225,00	10,10	21,18 35
4ème étage	7,00	3 777,00	775,00	18,88	118 216,18	0,30	0,40	4,55	12 899,25	0,30	0,35	4,15	10 294,59	162 621,52	1 040,78	40	vérifiée	306,00	214,00	213 333,33	1 600,00	11,55	18,53 35
3ème étage	8,00	4 279,00	845,50	18,88	133 007,71	0,30	0,40	4,55	14 742,00	0,30	0,35	4,15	11 765,25	183 442,21	1 174,03			306,00	214,00	213 333,33	1 600,00	11,55	18,53 35
2ème étage	9,00	4 781,00	928,00	18,88	148 139,09	0,30	0,40	4,55	16 584,75	0,30	0,35	4,15	13 235,91	204 653,71	1 309,78			306,00	214,00	213 333,33	1 600,00	11,55	18,53 35
1er étage	10,00	5 283,00	1 005,00	18,88	163 114,70	0,30	0,40	4,55	18 427,50	0,30	0,35	4,15	14 706,56	225 686,08	1 444,39	45	vérifiée	306,00	214,00	341 718,75	2 025,00	12,99	16,47 35
RDC	11,00	6 005,00	1 075,00	18,88	183 499,44	0,30	0,40	4,55	20 270,25	0,30	0,35	4,15	16 177,22	252 938,95	1 618,81			408,00	286,00	341 718,75	2 025,00	12,99	22,02 35

Chapitre



ETUDE DES PLANCHERS

Etude d'une Tour de R+10

III.1- Introduction:

Les planchers sont la partie horizontale d'une construction dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur. Ils s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs..) et ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement (éléments indéformables).

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- Résister à la totalité des charges permanentes et d'exploitations ;
- Reprendre des efforts horizontaux dus aux vents, séismes ou les poussées des terres sur les voiles périphérique et transmettre ces efforts aux éléments porteurs ;
- Séparer entre les différents niveaux et assurer une bonne isolation thermique et acoustique et
- Protéger les personnes contre les risques d'incendie.

Dans notre construction, on distingue un type de plancher :

- Planchers à corps creux

III.2- Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- Eléments de remplissage (de coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges (fig.III.1).

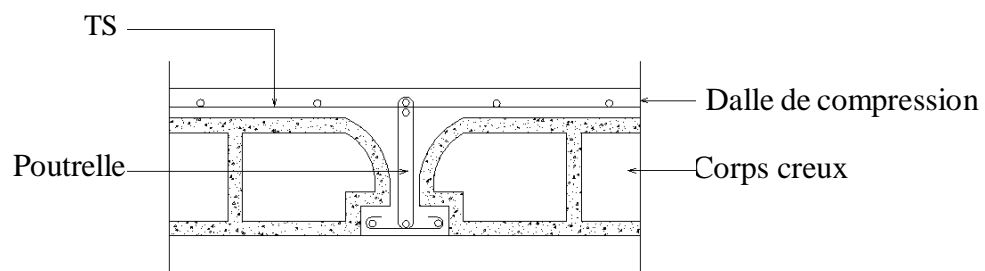


Fig.III.1: Plancher à corps creux

III.2.1- Détermination des dimensions des poutrelles :

Pour notre projet, nous avons des planchers à corps creux dans les étages :

- Type : hauteur de 20cm, dont 16cm pour le corps creux et 4cm pour la dalle de Compression.

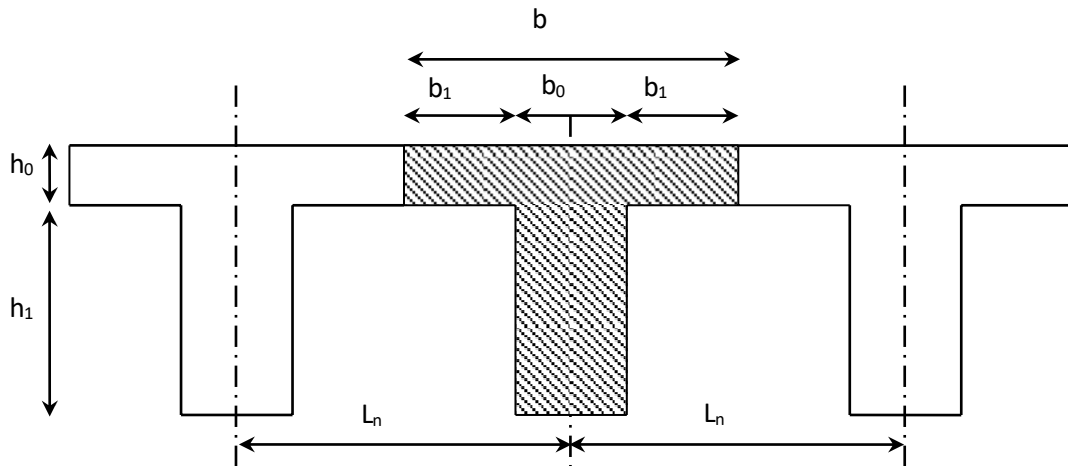


Fig.III.2 : Dimensions des poutrelles

$$h_1 = 20 \text{ cm}$$

$$h_1 = 16 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

D'après [BAEL91/A.4.1,3], on a :

$$b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} ;$$

$$b_1 \leq \frac{L}{10} \text{ et}$$

$$b_1 \leq (6 \div 8) h_0$$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures ($L_n = 60 \text{ cm}$) [DTRB.C.2.2/Annexe C3] ;

L : Portée entre nus d'appuis ($L = 4,80 \text{ m}$) ;

h_0 : Hauteur maximale de la dalle de compression et

b_0 : Epaisseur de la nervure ($b_0 = 12 \text{ cm}$).

Donc :

$$b_1 \leq 24 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 27 \text{ cm}$$

$$24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm}$$

On prend $b_1 = 24 \text{ cm}$.

La largeur de la dalle de compression est donc :

$$b = 2b_1 + b_0 = 60 \text{ cm.}$$

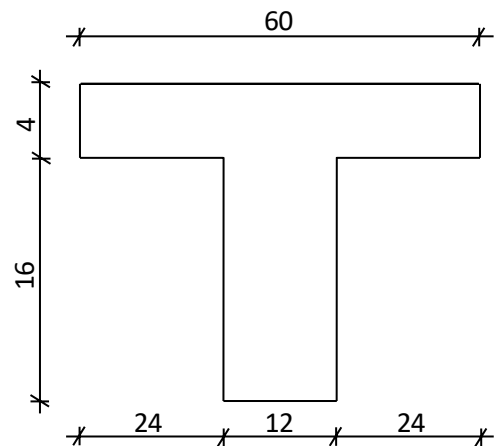


Fig.III.3: Section de calcul

III.2.2- Ferrailage de la dalle de compression : [BAEL91/B.6.8.4.2.3]

D'après les règles BAEL91, l'épaisseur minimale de la dalle de compression est de :

$$h_{0\min} = 4\text{cm.}$$

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note : A_{\perp}

33cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note : $A_{//}$

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\text{- Si : } L_n \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$$

$$\text{- Si : } 50 \leq L_n \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

Avec :

L_n : Ecartement entre axes des nervures et

f_e : Limite d'élasticité en [MPa].

a- Armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}) :

➤ Détermination des armatures :

Dans notre plancher, on a :

$$L_n = 60\text{cm} \Rightarrow 50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$$

On prendra $\phi_6 \Rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{235} \Rightarrow A_{\perp} = 1.02 \text{ cm}^2 / m_L$$

➤ Choix des armatures :

$$5T6/m_L \longrightarrow A = 1,41 \text{ cm}^2/m_L$$

$$(T6 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

b- Armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$) :

➤ Détermination des armatures :

$$\text{On a : } A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.02}{2} = 0.51 \text{ cm}^2 / m_L$$

➤ Choix des armatures :

$$5T6/mL \longrightarrow A = 1.41\text{cm}^2/mL ;$$

$$(T6 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

- **Choix** : Le treillis soudé adopté est : TS Ø6 (200x200) mm².

III.2.3- Etude des poutrelles:

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales) surmontées par une dalle générale à laquelle elle sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité, éventuellement par des conditions complémentaires : [CBA93/B.6.2.20]

- **Méthode forfaitaire** : pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée ;[CBA93/B6.2.2.1]
- **Méthode de A. Caquot** : pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée. [CBA93/B.6.2.2.2]

Remarque : après vérification de l'application de la méthode forfaitaire, la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on opte pour la méthode de Caquot.

A. Méthode de Caquot minorée:

➤ Domaine d'application : [CBA93/B6.2.2.2]

Dans le cas où l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot, mais il faut diminuer les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2/3 ; les valeurs des moments en travée sont majorées en conséquence.

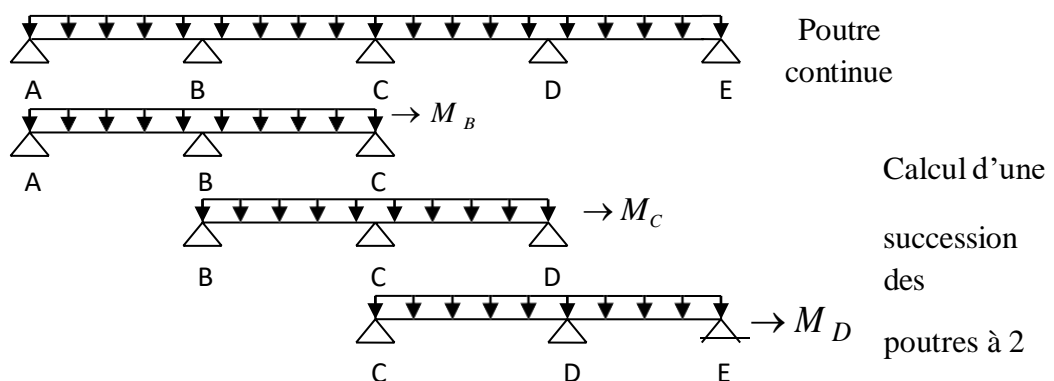


Fig.III.4 : Représentation de la méthode de Caquot

1^{ère} étage (Administratif) :

$$G = 50 \quad P = 250 \text{ daN/m}^2$$

2^{ème} étage et plus (habitation) :

$$G = 502 \text{ daN/m}^2$$

$$P = 150 \text{ daN/m}^2$$

Terrasse : $G = 765 \text{ daN/m}^2$

$$P = 100 \text{ daN/m}^2$$

➤ **Combinaisons fondamentales :**

1^{er} étage:

$$\underline{\text{ELU}} : q_u = (1,35G + 1,5P) = (1,35 \times 502 + 1,5 \times 250) \times 0,6 = 631,62 \text{ daN / ml}$$

$$\underline{\text{ELS}} : q_s = (G + P) = (502 + 250) \times 0,6 = 451,2 \text{ daN / ml}$$

2^{ème} étage et plus :

$$\underline{\text{ELU}} : q_u = (1,35G + 1,5P) = (1,35 \times 502 + 1,5 \times 150) \times 0,6 = 541,62 \text{ daN / ml}$$

$$\underline{\text{ELS}} : q_s = (G + P) = (502 + 150) \times 0,6 = 391,2 \text{ daN / ml}$$

Terrasse :

$$\underline{\text{ELU}} : q_u = (1,35G + 1,5P) = (1,35 \times 765 + 1,5 \times 100) \times 0,6 = 709,65 \text{ daN / ml}$$

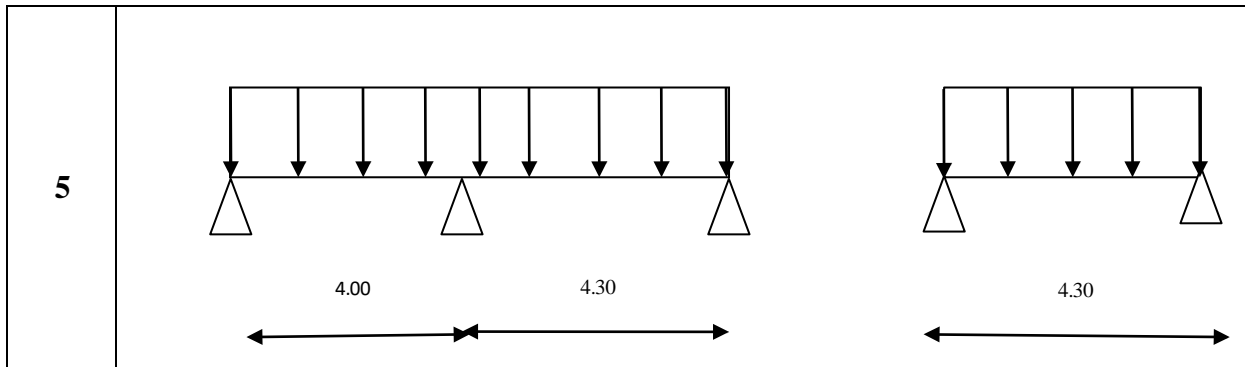
$$\underline{\text{ELS}} : q_s = (G + P) = (765 + 100) \times 0,6 = 519 \text{ daN / ml}$$

➤ **Types de poutrelles :**

On distingue différents types des poutrelles sont regroupé dansle tableau suivant :

Tableau III.1: Tableau schémas statiques des différents types de poutrelle

Les Types	Les schémas
1	<p>Diagram 1: A continuous beam with five supports and a uniform distributed load. The spans are 3.30, 4.00, 4.30, and 3.30.</p>
2	<p>Diagram 2: Two beam configurations. The first has four supports with spans 3.30, 4.00, and 4.30. The second has four supports with spans 4.30, 4.00, and 3.30.</p>
3	<p>Diagram 3: Two beam configurations. The first has three supports with spans 3.30 and 4.00. The second has four supports with spans 4.30, 4.00, and 3.30.</p>
4	<p>Diagram 4: A continuous beam with seven supports and a uniform distributed load. The spans are 3.30, 4.00, 4.30, 3.30, 4.30, and 4.00.</p>



➤ **Principe de la méthode de Caquot :**

La méthode de calcul proposée par Albert Caquot part du postulat que les moments sur appuis sont provoqués par les charges se trouvant sur les travées voisines à gauche(w) et à droite (e) à l'appui considéré.

On détache de chaque coté des appuis des travées fictives de longueur l'_w et l'_e

- l'_w ou $l'_e = 0,8l_i$ pour les travées intermédiaires.
- l'_w ou $l'_e = l_i$ pour les travées de rives sans console.

➤ **Moment en appuis :**

$$M_i = - \frac{q_w^r \cdot l_w'^2}{8,5} \cdot \frac{l_w'}{I_w + I_e} - \frac{q_e^r \cdot l_e'^2}{8,5} \cdot \frac{l_e'}{I_w + I_e}$$

Q_w (daN /ml) q_e (daN /ml)

Avec :

- $q_u^r = 1,35 \cdot \left(\frac{2}{3} G \right) + 1,5P$: La charge ultime réduite ;
- $q_s^r = \left(\frac{2}{3} G \right) + P$: La charge de service réduite et

- I : Moment d'inertie de travée.

Remarque :

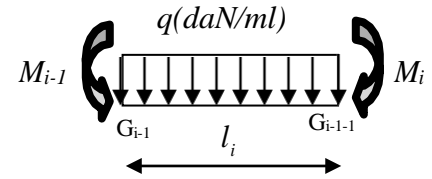
Si I = cte le long de la poutre, on obtient la formulation suivante :

$$M_i = - \frac{q_w^r \cdot l_w'^3 + q_e^r \cdot l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')}$$

➤ **Moment en travée et l'effort tranchant :**

$$T(x) = \left(\frac{ql_i - qx}{2} \right) + \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i}$$

$$M(x) = \left(\frac{ql_i}{2} \cdot x - q \frac{x^2}{2} \right) + \left(\frac{M_{i-1} - M_i}{l_i} \right) \cdot x - M_{i-1}$$



Moment maximum :

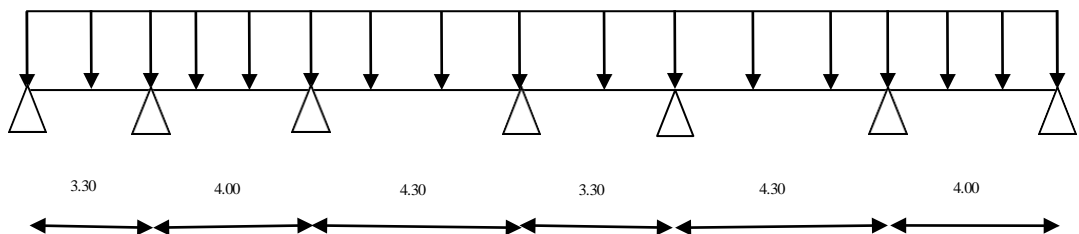
$$X_0 = \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i \cdot q} + \frac{l_i}{2}$$

- M_{i-1} et M_i : Moment sur appui en valeur absolue et
- X_0 : abscisse de M_i maximum.

➤ **Application de la méthode de Caquot :**

On prend le type 3 comme exemple de calcul

Schéma statique :



$$G = 765 \text{ daN/m}^2$$

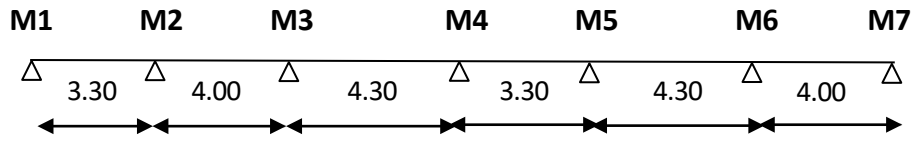
$$P = 100 \text{ daN/m}^2$$

$$q_u = 503.1 \text{ daN/ml}$$

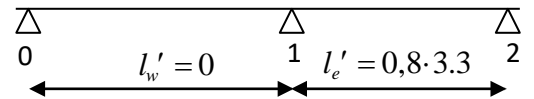
$$q_s = 366 \text{ daN/ml}$$

$$q^r = \left(\left(\frac{2 \cdot 765}{3} + 100 \right) \cdot 0,6 \right) = 503.1 \text{ daN / ml}$$

$$q^s = \left(\left(\frac{2}{3} \cdot 765 + 100 \right) \cdot 0,6 \right) = 366 \text{ daN / ml}$$

Moments fléchissant en appuis :Appuis de rive (1)**ELU :**

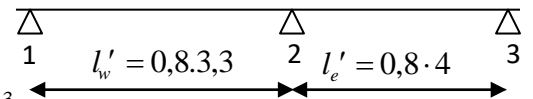
$$M_1 = -\frac{q_e^r \cdot l_e^2}{8,5} = -\frac{503,1 \cdot (0,8 \cdot 3,3)^2}{8,5} = -412,51 \text{ daN.m}$$

**ELS :**

$$M_1 = -\frac{q_e^r \cdot l_e^2}{8,5} = -\frac{366 \cdot (0,8 \cdot 3,3)^2}{8,5} = -300,10 \text{ daN.m}$$

Appuis intermédiaire (2)**ELU :**

$$M_2 = -\frac{q_w^r \cdot l_w^3 + q_e^r \cdot l_e^3}{8,5(l_w' + l_e')} = -\frac{503,1 \cdot (0,8 \cdot 3,3)^3 + 503,1 \cdot (0,8,4)^3}{8,5 \cdot (0,8 \cdot 3,3 + 0,8 \cdot 4)}$$



$$M_2 = -518,58 \text{ daN.m}$$

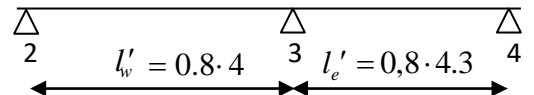
ELS :

$$M_2 = -\frac{q_w^r \cdot l_w^3 + q_e^r \cdot l_e^3}{8,5(l_w' + l_e')} = -\frac{366 \cdot (0,8 \cdot 3,3)^3 + 366 \cdot (0,8,4)^3}{8,5 \cdot (0,8 \cdot 3,3 + 0,8 \cdot 4)}$$

$$M_2 = -377,26 \text{ daN.m}$$

Appuis intermédiaire (3)**ELU :**

$$M_3 = -\frac{q_w^r \cdot l_w^3 + q_e^r \cdot l_e^3}{8,5(l_w' + l_e')} = -\frac{503,1 \cdot (0,8,4)^3 + 503,1 \cdot (0,8,4,3)^3}{8,5 \cdot (0,8 \cdot 4 + 0,8 \cdot 4,3)}$$

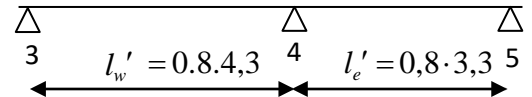


$$M_3 = -654,95 \text{ daN.m}$$

ELS :

$$M_3 = -\frac{q^r \cdot l_w^3 + q^e \cdot l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} = -\frac{366 \cdot (0,8 \cdot 4)^3 + 366 \cdot (0,8 \cdot 4,3)^3}{8,5 \cdot (0,8 \cdot 4 + 0,8 \cdot 4,3)}$$

$$M_3 = -476,47 \text{ daN.m}$$

Appuis intermédiaire (4)**ELU :**

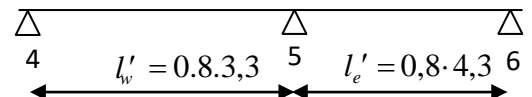
$$M_4 = -\frac{q^r \cdot l_w^3 + q^e \cdot l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} = -\frac{503,1 \cdot (0,8 \cdot 4,3)^3 + 503,1 \cdot (0,8 \cdot 3,3)^3}{8,5 \cdot (0,8 \cdot 4,3 + 0,8 \cdot 3,3)}$$

$$M_4 = -575,40 \text{ daN.m}$$

ELS :

$$M_4 = -\frac{q^r \cdot l_w^3 + q^e \cdot l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} = -\frac{366 \cdot (0,8 \cdot 4,3)^3 + 366 \cdot (0,8 \cdot 3,3)^3}{8,5 \cdot (0,8 \cdot 4,3 + 0,8 \cdot 3,3)}$$

$$M_4 = -418,60 \text{ daN.m}$$

Appuis intermédiaire (5)**ELU :**

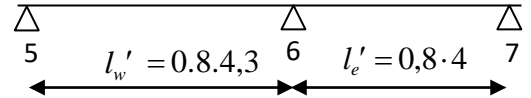
$$M_5 = -\frac{q^r \cdot l_w^3 + q^e \cdot l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} = -\frac{503,1 \cdot (0,8 \cdot 3,3)^3 + 503,1 \cdot (0,8 \cdot 4,3)^3}{8,5 \cdot (0,8 \cdot 3,3 + 0,8 \cdot 4,3)}$$

$$M_5 = -575,40 \text{ daN.m}$$

ELS :

$$M_5 = -\frac{q^r \cdot l_w^3 + q^r \cdot l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} = -\frac{366 \cdot (0,8 \cdot 4,3)^3 + 366 \cdot (0,8 \cdot 3,3)^3}{8,5 \cdot (0,8 \cdot 4,3 + 0,8 \cdot 3,3)}$$

$$M_5 = -418,60 \text{ daN.m}$$

Appuis intermédiaire (6) sss**ELU :**

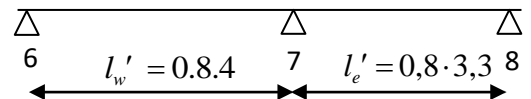
$$M_6 = -\frac{q^r \cdot l_w^3 + q^r \cdot l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} = -\frac{503,1 \cdot (0,8 \cdot 4,3)^3 + 503,1 \cdot (0,8 \cdot 4)^3}{8,5 \cdot (0,8 \cdot 4,3 + 0,8 \cdot 4)}$$

$$M_6 = -654,95 \text{ daN.m}$$

ELS :

$$M_6 = -\frac{q^r \cdot l_w^3 + q^r \cdot l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} = -\frac{366 \cdot (0,8 \cdot 4,3)^3 + 366 \cdot (0,8 \cdot 4)^3}{8,5 \cdot (0,8 \cdot 4,3 + 0,8 \cdot 4)}$$

$$M_6 = -476,47 \text{ daN.m}$$

Appuis intermédiaire (7)**ELU :**

$$M_7 = -\frac{q^r \cdot l_w^3 + q^r \cdot l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} = -\frac{503,1 \cdot (0,8 \cdot 4)^3 + 503,1 \cdot (0,8 \cdot 3,3)^3}{8,5 \cdot (0,8 \cdot 4 + 0,8 \cdot 3,3)}$$

$$M_7 = -498,11 \text{ daN.m}$$

ELS :

$$M_7 = -\frac{q_w^r \cdot l_w^3 + q_e^r \cdot l_e^3}{8,5(l_w' + l_e')} = -\frac{366 \cdot (0,8 \cdot 4,3)^3 + 366 \cdot (0,8 \cdot 3,3)^3}{8,5 \cdot (0,8 \cdot 4,3 + 0,8 \cdot 3,3)} = -418,60 \text{ daN.m}$$

$$M_7 = -418,60 \text{ daN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant (T) :

Exemple de calcul :

- Travées de rive (1-2)

$$T_1(ELU) = \left(\frac{503,1 \cdot 3,3}{2} \right) + \frac{518,58 - 412,51}{3,3} = 862,25 \text{ daN}$$

$$T_2(ELU) = \left(\frac{503,1 \cdot 3,3}{2} - 503,1 \cdot 3,3 \right) + \frac{518,58 - 412,51}{3,3} = -797,97 \text{ daN}$$

$$T1_{(ELS)} = \left(\frac{366 \cdot 3,3}{2} \right) + \frac{377,26 - 300,10}{3,3} = 627,28 \text{ daN}$$

**Tableau III.2: Tableau récapitulatif de calcul de l'effort tranchant (T)
Des autres travées de rive**

Travées de rive	T (x)	
	ELU	ELS
(2-3)	T ₂ =-797,97 daN	T ₂ =-580,51 daN
(3-4)	T ₃ =- 972,10daN	T ₃ =-707 ,19 daN
(4-5)	T ₄ =-1100,16daN	T ₄ =-800 ,35 daN
(5-6)	T ₅ =-830,11 daN	T ₅ =-603,9 daN
(6-7)	T ₆ =-1063,16 daN	T ₆ =-773,44 daN
(7-8)	T ₇ =-1045,41 daN	T ₇ =-746,46daN

Calcul d'abscisse de M_t maximum (X_0) :

**Tableau III.3: Tableau récapitulatif de calcul de M_t maximum (X_0)
Des différentes travées de rive**

Travées de rive	ELU	ELS
(1-2)	$X_0 = \frac{412,51 - 518,58}{503,1 \cdot 3,3} + \frac{3,3}{2} = 1,58m$	$X_0 = \frac{300,10 - 377,26}{366 \cdot 3,3} + \frac{3,3}{2} = 1,58m$
(2-3)	$X_0 = \frac{518,58 - 654,95}{503,1 \cdot 4} + \frac{4}{2} = 1,93m$	$X_0 = \frac{377,26 - 476,47}{366 \cdot 4} + \frac{4}{2} = 1,93m$
(3-4)	$X_0 = \frac{654,95 - 575,40}{503,1 \cdot 4,3} + \frac{4,3}{2} = 2,18m$	$X_0 = \frac{476,47 - 418,60}{366 \cdot 4,3} + \frac{4,3}{2} = 2,18m$
(4-5)	$X_0 = \frac{575,40 - 575,40}{503,1 \cdot 3,3} + \frac{3,3}{2} = 1,65m$	$X_0 = \frac{418,60 - 418,60}{366 \cdot 3,3} + \frac{3,3}{2} = 1,65m$
(5-6)	$X_0 = \frac{575,40 - 654,95}{503,1 \cdot 4,3} + \frac{4,3}{2} = 2,11m$	$X_0 = \frac{418,60 - 476,47}{366 \cdot 4,3} + \frac{4,3}{2} = 2,11m$
(6-7)	$X_0 = \frac{654,95 - 498,11}{503,1 \cdot 4} + \frac{4}{2} = 2,07m$	$X_0 = \frac{476,47 - 418,60}{366 \cdot 4} + \frac{4}{2} = 2,03m$

Moments fléchissant en travées :Exemple de calcul :

- Travées de rive (1-2)

ELU :

$$M_t = \left(\frac{503,1 \cdot 3,3}{2} \cdot 1,58 - 503,1 \cdot \frac{(1,58)^2}{2} \right) + \left(\frac{412,51 - 518,58}{3,3} \right) \cdot 1,58 - 412,51$$

$$M_t = 220,31 \text{ daN.m}$$

ELS :

$$M_t = \left(\frac{366 \cdot 3,3}{2} \cdot 1,58 - 366 \cdot \frac{(1,58)^2}{2} \right) + \left(\frac{377,26 - 300,10}{3,3} \right) \cdot 1,58 - 300,10$$

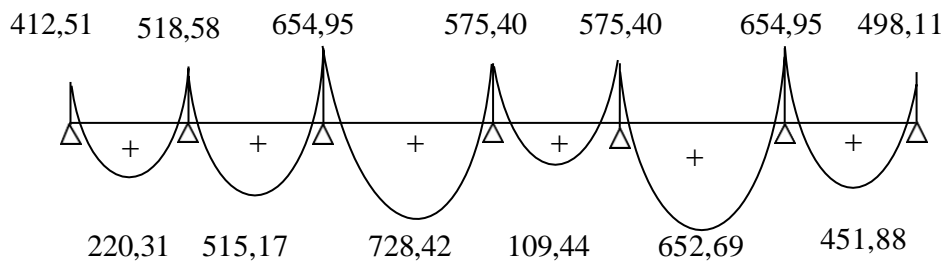
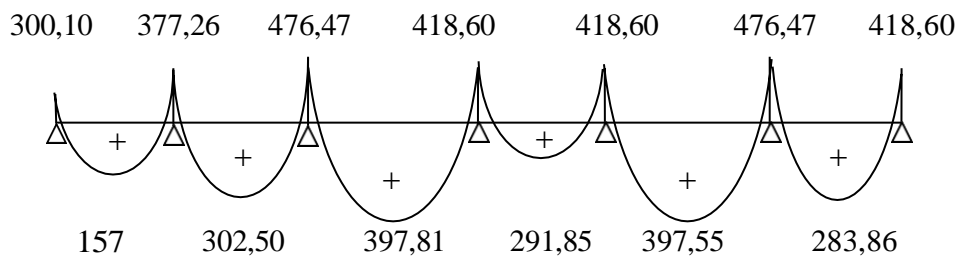
$$M_t = 157 \text{ daN.m}$$

Tableau III.4: Tableaux récapitulatifs des moments fléchissant aux autrestravées .

Travées de rive	ELU	ELS
(2-3)	$M_t = -515,17 \text{ daN.m}$	$M_t = 302,50 \text{ daN.m}$
(3-4)	$M_t = -728,42 \text{ daN.m}$	$M_t = 397,81 \text{ daN.m}$
(4-5)	$M_t = 109,44 \text{ daN.m}$	$M_t = 291,85 \text{ daN.m}$
(5-6)	$M_t = -652,69 \text{ daN.m}$	$M_t = 397,55 \text{ daN.m}$
(6-7)	$M_t = 451,88 \text{ daN.m}$	$M_t = 283,86 \text{ daN.m}$

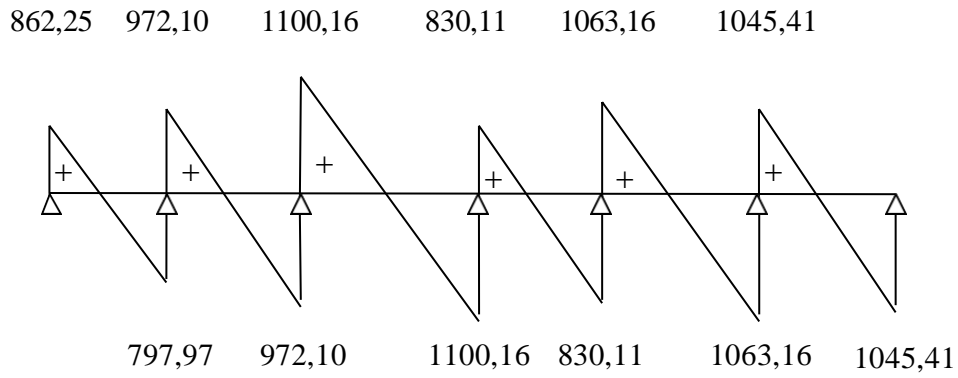
Diagramme des moments fléchissant efforts tranchants :

M En (daN.m)

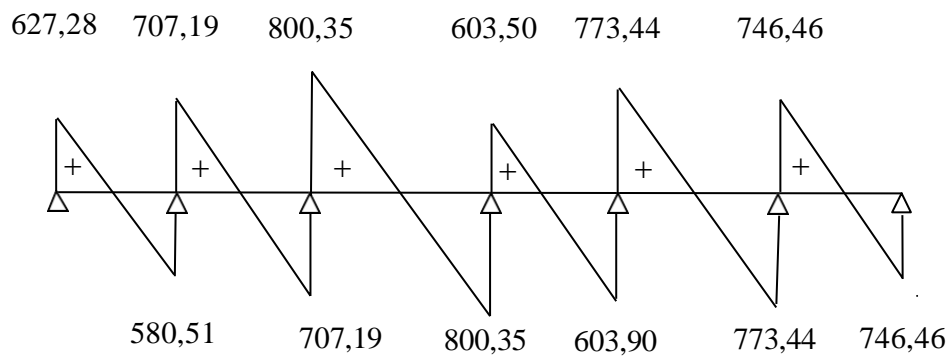
ELU :**ELS :**

T En (daN)

ELU :



ELS :



Conclusion :

- Pour le ferrailage des poutrelles on choisira le cas plus défavorable qui donnera les moments fléchissant maximums.

III.2.4- Détermination des armatures :**a- En travées :**

➤ E.L.U :

$$M_t^u = 728,42 \text{ daN.m} = 7284,2 \text{ N.m}$$

➤ Vérification de l'étendue de la zone comprimée:

$$M_T = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$d = h_t - \frac{h_t}{10} = 20 + \frac{20}{10} = 18 \text{ m}$$

$$M_T = 14,2 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 54528 \text{ N.m}$$

$< M_T = 54528 \text{ N.m} \Rightarrow$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression ; Donc la section de calcul sera comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (60 \times 20) [\text{cm}^2]$.

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{7284,2}{14,2 \cdot 60 \cdot (18)^2} = 0,026$$

$$\mu = 0,026 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,032$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,987$$

➤ Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7284,2}{348 \cdot 0,987 \cdot 18} = 1,18 \text{ cm}^2$$

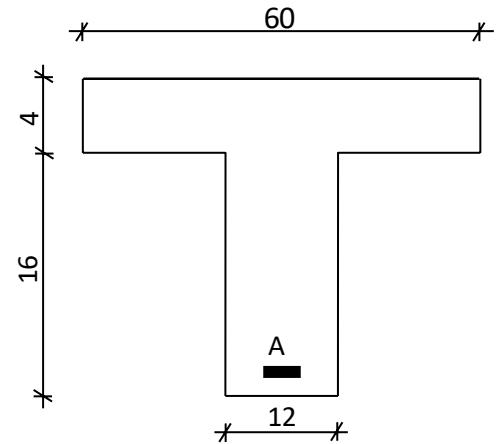


Fig.III.5: Section de calcul

➤ Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 1,18 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures :

$$3T10 \longrightarrow A = 2,35 \text{ cm}^2$$

➤ E.L.S :

$$M_t^{ser} = 476,47 \text{ daN.m} = 4764,7 \text{ N.m}$$

➤ Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{60 \cdot 4^2}{2} - 15 \cdot 2,35 \cdot (18 - 4) = -13,5 < 0$$

⇒ La zone comprimée se trouve dans la nervure ⇒ la section de calcul est une section en T

-Acier FeE400

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4 + 15 \times 2,35}{12} = 18,94 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b - b_0)h_0^2 + 30 \cdot A \cdot d}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4^2 + 30 \times 2,35 \times 18}{12} = 169,75 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -18,94 + \sqrt{(-18,94)^2 + 169,75} = 4,02 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{60 \times 4,02^3 - (60 - 12) \times (4,02 - 4)^3}{3} + 15 \times 2,35 \times (18 - 4,02)^2$$

$$I = 8188,57 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t}{I} = \frac{47647}{81885,7} = 0,581$$

$$\sigma_b = k \cdot y = 0,581 \cdot 4,02 = 2,34 \text{ MPa}$$

• 122 Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenue (Aucune vérification pour (σ_s))

a. En appuis :

➤ E.L.U :

$$M_a^u = 654,95 \text{ daN.m}$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (12 \times 20) [\text{cm}^2]$.

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{6549,54}{14,2 \cdot 12 \cdot (18)^2} = 0,118$$

$$\mu = 0,118 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,157$$

➤ Détermination des armatures:

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{6549,5}{348 \cdot 0,937 \cdot 18} = 1,11 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1,11 \text{ cm}$$

➤ **Choix des armatures:**

➤ $1T12A = 1,13 \text{ m}^2$

E.L.S :

$$M_a^{ser} = 476,47 \text{ daN.m}$$

-Flexion simple

-Section rectangulaire sans A' $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

-Acier FeE400

Avec : $\gamma = \frac{M_a''}{M_a^{ser}} = \frac{6549,5}{4764,7} = 1,37$

$$\frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 > \alpha = 0,435$$

• Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

III.2.5- Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{max} = 1100,16 \text{ daN}$$

a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$a = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 18 = 16,2 \text{ cm}$$

Avec :

$$T_u = 11001,6 \text{ N} \leq 0,267 \cdot 16,2 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 10^2 = 129762 \text{ N}$$

\Rightarrow Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures Longitudinales :

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_c} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_t = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(11001,6 - \frac{6549,5}{0,9 \times 18} \right) \cdot 10^{-2} = 0,33 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur A_t .

c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :
Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{11001,6}{12 \cdot 18 \cdot 100} = 0,50 \text{ MPa} \text{ Fissuration peut nuire :}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{ct28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

- $\tau_u = 0,50 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

d. Section et écartement des armatures transversales A_t :

- Diamètre des armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right) = 0,57 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 2\phi_t^2 = 0,56 \text{ cm}^2$

- L'espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \cdot K}{0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K = 1$ (flexion simple)

$\alpha = 90^\circ$

$$\text{Donc : } \delta_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0,8 \cdot f_e}{b_0 \cdot (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{0,56 \cdot 0,8 \cdot 235}{12 \cdot (0,50 - 0,3 \cdot 2,1)} = 67,48 \text{ cm}$$

$$\delta_{t1} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \cdot 18 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0} = \frac{0,56 \cdot 235}{0,4 \cdot 12} = 27,42 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16,2 \text{ cm}$$

On adopte $\delta_t = 15 \text{ cm}$

III.2.6-vérification de la flèche :

Suivant les règles [BAEL 91 / B.7.5], il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_{ser}}{M_0} \right)$
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

➤ Vérification si la flèche est nécessaire:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{20}{408} = 0.049 < \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow \text{C.N.V}$$

Une des trois conditions n'est pas vérifiée \Rightarrow le calcul de la flèche est nécessaire

❖ Calcul de la flèche :

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) \leq \Delta f_t^{\max}$$

➤ Calcul des charges :

g : charge permanente après mise en place des cloisons ;

$$g = 765 \times 0.6 = 459 \text{ daN/m.}$$

j : charge permanente avant mise en place des cloisons ;

$$j = g = 765 \times 0.6 = 459 \text{ daN/m (plancher Terrasse).}$$

P : charge totale ($P = G+Q$) ;

$$P = (459+100) \times 0.6 = 335,4 \text{ daN/m.}$$

Calcul des moments fléchissant : M_g, M_j et M

• Modules de déformations longitudinaux :

$$M_{tg}^{ser} = M_{tj}^{ser} = 0.80 \times M_{0g}^{ser} = 0.80 \times 459 \times \frac{4,08^2}{8} = 764,07 \text{ daN.m}$$

$$M_{tp}^{ser} = 0.80 \times M_{0p}^{ser} = 0.80 \times 335,4 \times \frac{4,08^2}{8} = 558,32 \text{ daN.m}$$

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

➤ Moment d'inertie de la section homogène :

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité (g g').

$$V = \frac{\sum_{i=1}^n A_i \cdot y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{4 \cdot 60 \cdot 2 + 16 \cdot 12 \cdot 12 + 15 \cdot 2,35 \cdot 18}{4 \cdot 60 + 16 \cdot 12 + 15 \cdot 2,35} = 7,32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,32 = 12,68 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \cdot V^3}{3} - \frac{(b-b_0)(V-h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \cdot V_0^3}{3} + \sum_{i=1}^n A_i d_i^2$$

$$I_0 = \frac{60 \cdot 7,32^3}{3} - \frac{(60-12)(7,32-4)^3}{3} + \frac{12 \cdot 12,68^3}{3} + 15 \cdot 2,35(12,68-2)^2$$

$$I_0 = 19434,53 \text{ cm}^4.$$

➤ Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M_1^{\text{ser}}}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = 100 \rho = 100 \cdot \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = 100 \cdot \frac{2,35}{12 \times 18} = 1,088 \xrightarrow{\text{au}} \beta_1 = 0,8566$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_s^g}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{7640,7}{2,35 \cdot 0,8566 \cdot 18} = 210,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^P = \frac{M_s^P}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{5583,2}{2,35 \cdot 0,8566 \cdot 18} = 154,09 \text{ MPa}$$

➤ Calcul du μ_g ; μ_i et μ_p :

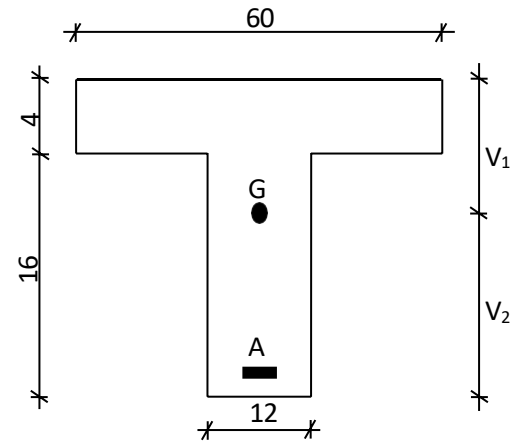


Fig.III.6 : Section de calcul

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 2,1 \text{MPa}$$

$$\mu_j = \mu_g = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,01088 \cdot 210,87 + 2,1} = 0,325$$

$$\mu_P = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,01088 \cdot 154,09 + 2,1} = 0,417$$

➤ Calcul des moments d'inertie fictifs (I_f):

$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda \mu}$$

$$\lambda_j = \left(\frac{0,05 \cdot f_{t28}}{2 + 3 \cdot \frac{0}{b}} \right) \cdot \rho = \left(\frac{0,05 \cdot 2,1}{2 + 3 \cdot \frac{12}{60}} \right) \cdot 0,01088 = 3,71$$

$$\lambda_v = \left(\frac{0,02 \cdot f_{t28}}{2 + 3 \cdot \frac{0}{b}} \right) \cdot \rho = \left(\frac{0,02 \cdot 2,1}{2 + 3 \cdot \frac{12}{60}} \right) \cdot 0,01088 = 1,48$$

$$I_{fgv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \cdot 19434,53}{1 + 1,48 \cdot 0,325} = 14434,83 \text{cm}^4$$

$$I_{fji} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_j \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \cdot 19434,53}{1 + 3,71 \cdot 0,325} = 9691,93 \text{cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_j \cdot \mu_p} = \frac{1,1 \cdot 19434,53}{1 + 3,71 \cdot 0,417} = 8393,17 \text{cm}^4$$

➤ Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_{tg}^{ser} \cdot L^2}{10E_v \cdot I_{fg}^v} = \frac{7640,7 \times 408^2}{10 \times 10818,86 \times 14434,83} = 0,814 \text{cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_{tg}^{ser} \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fg}^i} = \frac{7640,7 \times 408^2}{10 \times 32164,19 \times 9691,93} = 0,408 \text{cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_p^s \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fp}^i} = \frac{5583,2 \times 408^2}{10 \times 32164,19 \times 8393,17} = 0,344 \text{cm}$$

➤ La flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) = (0,814 - 0,408) + (0,344 - 0,408) = 0,342 \text{ cm}$$

➤ La flèche admissible :

$$l = 4,08\text{m} < 5,00\text{m}$$

$$\Rightarrow \Delta f_{t,\max} = \frac{l}{500} = \frac{408}{500} = 0,816\text{cm}$$

• Conclusion :

$$\Delta f_t < \Delta f_{t,\max} \Rightarrow 0,342\text{cm} < 0,816\text{cm} \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée}$$

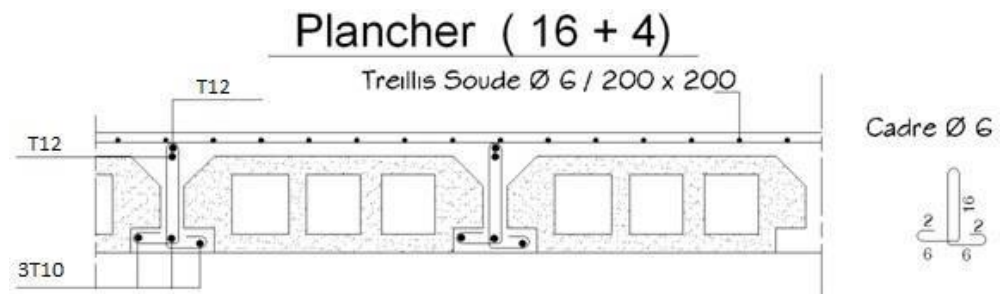


Fig.III.7: ferrailage de poutrelle

III.2.7-Poutre noyée :

On a obtenue une poutre noyée de section $(20 \times 20) \text{ cm}^2$ et de 4,08m de longueur a l'extrémité du balcon appuyée sur les poutre d'étages qui va supporter seulement son poids propre et poids du mur de balcon.

➤ Calcul du poids propre g :

Poids de la poutre noyée :

$$g_1 = 0,2 \cdot 0,2 \cdot 2500 = 100 \text{ daN/ml}$$

Poids de murs supportés par la poutre :

$$g_2 = 90 \times 0,25 \times 2,88 = 64,8 \text{ daN/ml}$$

Poids propre totale :

$$G = g_1 + g_2 = 100 + 64,8 = 164,8 \text{ daN/ml}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 150 \text{ Kg/m}^2 \quad (\text{étage à usage d'habitation})$$

$$Q = 250 \text{ Kg/m}^2 \quad (\text{étage à usage administratif})$$

Calcul pour le cas d'étage à usage d'habitation

➤ **Combinaisons fondamentales :**

$$\text{ELU} : q_u = 1,35 \cdot G + 1,5Q = 1,35 \cdot 164,8 + 1,5 \cdot 150 = 447,48 \text{ daN / ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 164,8 + 150 = 314,8 \text{ daN / ml}$$

Moment fléchissant :

$$\text{ELU} : M_0^u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{447,48 \cdot (4,08)^2}{8} = 931,11 \text{ daN.m}$$

En travée :

$$M_t^u = 0,6 \cdot M_0^u = 0,6 \cdot 931,11 = 558,66 \text{ daN.m}$$

En appuis :

$$M_a^u = -0,4 \cdot M_0^u = -0,4 \cdot 931,11 = -372,44 \text{ daN.m}$$

$$\text{ELS} : M_0^s = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{314,8 \cdot (4,08)^2}{8} = 655,03 \text{ daN.m}$$

En travée :

$$M_t^s = 0,6 \cdot M_0^s = 0,6 \cdot 655,03 = 393,02 \text{ daN.m}$$

En appuis :

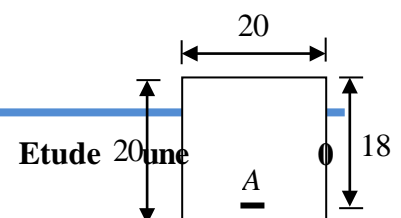
$$M_a^s = -0,4 \cdot M_0^s = -0,4 \cdot 655,03 = -262,01 \text{ daN.m}$$

Détermination des armatures :

En travée :

- **ELU :** $M_t^u = 558,66 \text{ daN.m}$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**



$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5566,6}{14,2 \cdot 20 \cdot (18)^2} = 0,06$$

$$\mu = 0,06 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,077$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,969$$

➤ **Détermination des armatures:**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5566,6}{348 \cdot 0,969 \cdot 18} = 0,92 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 20 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,43 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 0,92 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures:**

$$2T10 \quad \longrightarrow \quad A \rightarrow 1,57 \text{ cm}^2$$

- **ELS:** $M_t^s = 393,02 \text{ daN.m}$

➤ **Détermination des contraintes:**

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 1,57}{20} = 1,17 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 1,57 \cdot 18}{20} = 31,59 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,17 + \sqrt{(1,17)^2 + 31,59} = 4,57 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{20 \cdot (4,57)^3}{3} + 15 \cdot 1,57 \cdot (18 - 4,57)^2 = 4883,88 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{3930,2}{4883,88} = 0,80$$

Fig.III.8 : Section de calcul

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,80 \cdot 4,57 = 3,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,80 \cdot (18 - 4,57) = 161,16 \text{ MPa}$$

La poutre est exposée aux intempéries donc ; la fissuration est considérée comme préjudiciable :

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

avec : $FeE400 \Rightarrow \eta = 1,6$ et $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot 400 ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Conclusion :**

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Les armatures calculées en ELU sont maintenues

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

En appuis :

$$- \text{ **ELU :** } M_a^u = -372,44 \text{ daN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{3724,4}{14,2 \cdot 20 \cdot (18)^2} = 0,04$$

$$\mu = 0,04 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,051$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,980$$

➤ **Détermination des armatures:**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3724,4}{348 \cdot 0,980 \cdot 18} = 0,60 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 20 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,43 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 0,60 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures:**

$$2\text{T12} \longrightarrow A = 2,26 \text{ cm}^2$$

- **ELS** : $M_a^s = -291,03 \text{ daN.m}$

➤ **Détermination des contraintes:**

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 2,26}{20} = 1,69 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 2,26 \cdot 18}{20} = 61,02 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,69 + \sqrt{(1,69)^2 + 61,02} = 6,30 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{20 \cdot (6,30)^3}{3} + 15 \cdot 2,26 \cdot (18 - 6,30)^2 = 6307,55 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{2620,1}{6307,55} = 0,41$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,41 \cdot 6,30 = 2,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,41 \cdot (18 - 6,30) = 71,95 \text{ MPa}$$

La poutre est exposée aux intempéries donc ; la fissuration est considérée comme préjudiciable :

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

Avec : $FeE400 \Rightarrow \eta = 1,6$ et $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot 400 ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 1,8} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Conclusion** :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15MPa$$

⇒ Les armatures calculées en ELU sont maintenues

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s} = 201,63MPa$$

b) Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{\max} = \frac{G \cdot l}{2} = \frac{164,8 \cdot 4,08}{2} = 336,19 daN$$

➤ Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\text{Nous avons : } \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{336,19}{20 \cdot 18 \cdot 100} = 0,009MPa$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 3MPa \right) = 2,5MPa \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

- $\tau_u = 0,009MPa < \overline{\tau_u} = 2,5MPa \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

➤ Section et écartement des armatures transversales A_t :

Diamètre des armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35}; \frac{20}{10}; 1,2 \right) = 0,66cm$$

On prend : $\phi_t = 6mm$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 2\phi_t^2 = 0,56cm^2$

L'espacement des armatures transversales :

Selon (B.A.E.L.91) :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot K}{0,8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K = 1$ (flexion simple)

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\text{Donc : } \delta_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0,8 \cdot f_e}{b_0 \cdot (\tau_u - 0,3f_{t28})} = \frac{0,56 \cdot 0,8 \cdot 235}{20 \cdot (0,009 - 0,3 \cdot 2,1)} = -8,48cm \quad \longrightarrow \text{valeur rejetée}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40cm) = \min(0,9 \cdot 18cm; 40cm) = 16,2cm$$

Selon (R.P.A.99version2003) :

Zone nodale :

$$\delta_{i3} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right) = \min\left(\frac{20}{4}cm; 12 \cdot 0,8cm\right) = 5cm \Rightarrow \delta_{i3} = 5cm$$

Zone courante :

$$\delta_{i4} \leq \frac{h}{2} = \frac{20}{2} \Rightarrow \delta_{i4} = 10cm$$

Pour le plancher à usage administratif le calcul de la poutre noyée sera identique au cas précédent.

Les résultats seront récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.5: Tableau récapitulatif du ferrailage de la poutre noyée

Etage	G	Q	A t		Ferrailage	Aa		Ferrailage
			Acal	Achoix		Acal	Achoix	
Habitation	164,8	150	1,18	2,35	3T10	0,92	1,57	2T12
Administratif	164,8	250	1,11	1,13	1T12	0,60	2,26	2T12

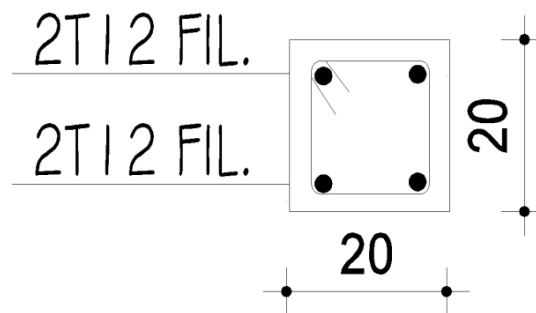


Fig.III.9 : ferrailage de la poutre noyée

Chapitre

IV

ETUDE DES ELEMENTS
NON STRUCTURAUX

Etude d'une Tour de R+10

IV.1- Etude des escaliers :**IV.1.1- Définition :**

L'escalier est un élément qui permet la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il est défini par son emmarchement, giron, contre marche et sa volée.

L'escalier est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

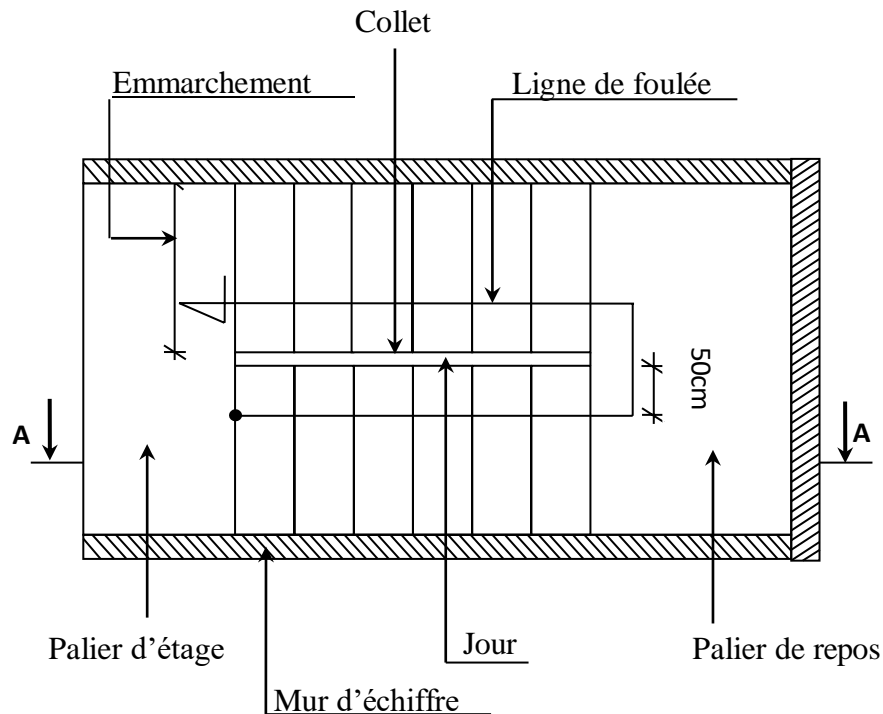
IV.1.2- Eléments constitutifs :

Fig.IV.1.1: Les éléments constitutifs d'un escalier

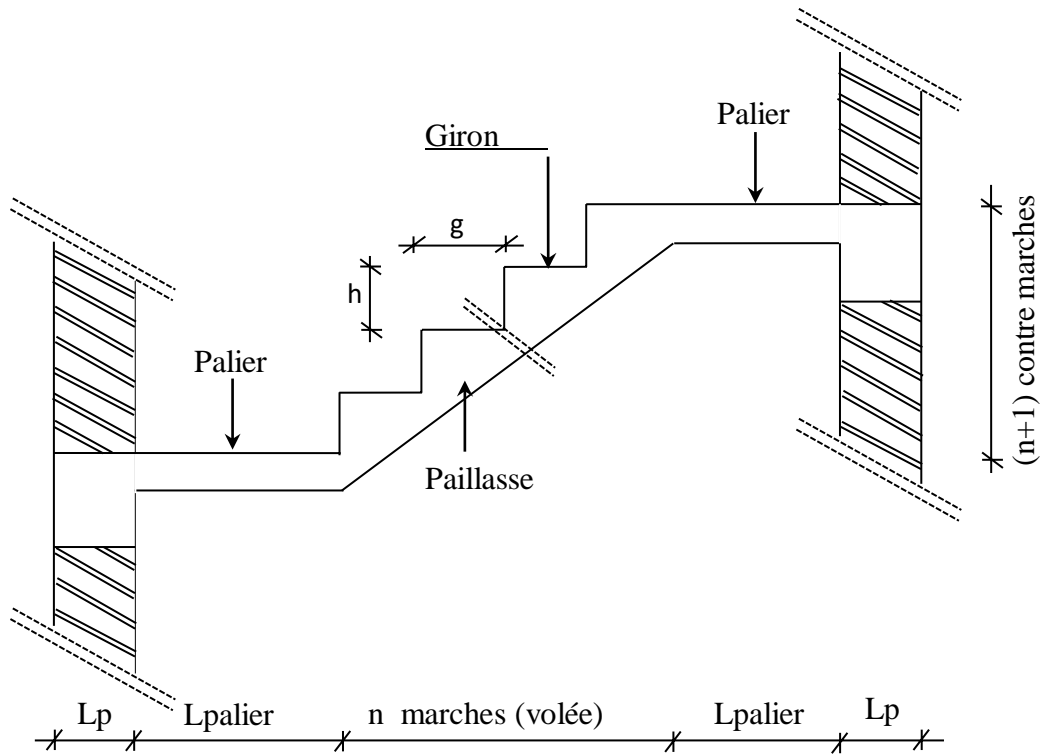


Fig.IV.1.2: Coupe A-A

- **Emmarchement** : Longueur de la marche ;
- **g** : Giron (largeur d'une marche) ;
- **h** : Hauteur d'une marche ;
- **Mur d'échiffre** : Mur qui limite l'escalier ;
- **Paillasse** : Plafond qui monte sous les marches ;
- **Contre marche** : Partie verticale d'une marche ;
- **Le jour** : Espace entre 2 volées en projection horizontale ;
- **Le collet** : Bord qui limite l'escalier du côté du jour ;
- **Ligne de foulée** : Courbe décrite par une personne prenant l'escalier (tracée à 50cm du côté de jour);
- **Volée** : Suite de marche (avec 20 marches au maximum) ;
- **Palier de repos** : Partie horizontale d'un escalier entre 2 volées et
- **Palier d'arrivée** : Palier d'étage.

Dans notre projet, on a 02 types d'escaliers :

- **Type 1** : Escalier à une volée avec 1 palier intermédiaire.
- **Type 2** : Escalier à 2 volées avec 2 paliers intermédiaires.

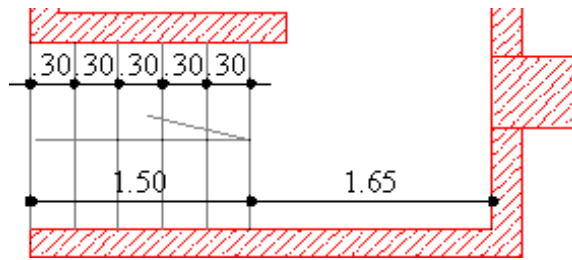
IV.1.3- Escalier Type 1:

Fig.IV.1.3: Vue en plan de la cage d'escalier

IV.1.3.1-Pré-dimensionnement :

Le pré-dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de «BLONDEL» suivante :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm};$$

$$h = 17\text{cm.} \quad g = 30\text{cm.}$$

Selon la formule de «BLONDEL» ; il faut que :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

Nombre de Contre marches ; $N_c = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6$

On aura 6 contre marches par volées.

$$n = N - 1 = 6 - 1 = 05 \text{ marches par volées.}$$

- L'inclinaison de la pailasse :

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

- La longueur de la pailasse :

➤ volées:

$$L' = \frac{1,02}{\sin(29,54)} = 2,07 \text{ m}$$

$$L_{\text{pai}} = 2,07 \text{ m}$$

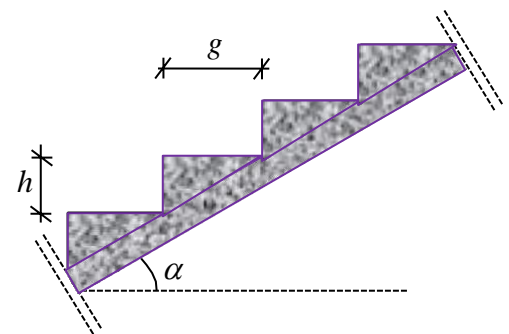


Fig.IV.1.4:schémas de la pailasse

- Epaisseur de la pailasse: (pailasse porteuse)

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L_{\text{pai}}}{30} < \text{ep} < \frac{L_{\text{pai}}}{20} \Rightarrow \frac{207}{30} < \text{ep} < \frac{207}{20}$$

D'où :ep = (6,9 ; 10,35) cm ; on prend : **ep= 10cm**

IV.1.3.2-Descente de charges :

➤ **1^{er} type :** (Escalier à paillasse avec un seul palier)

1-volée :**a- Charges permanentes :**

- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable).....	104 daN/m ²
- Revêtement vertical ($104 \times \frac{h}{g}$).....	58,94 daN/m ²
- Poids propre des marches ($2200 \times \frac{h}{2}$).....	187 daN/m ²
- Poids propre de la paillasse ($2500 \times \frac{ep}{1,5 \cos \alpha}$).....	287,35daN/m ²
- Enduit au ciment ($18 \times \frac{1}{\cos \alpha}$).....	31,03daN/m ²
	G₁ = 668,32daN/m²

b- Charges d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau $\Rightarrow Q_1 = 250 \text{ daN/m}^2$.

c- Combinaisons fondamentales :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$q_1^u = 1,35G_1 + 1,5Q_1 = 1,35 \times 668,32 + 1,5 \times 250 = 1277,23 \text{ daN/m}^2.$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$q_1^{\text{ser}} = G_1 + Q_1 = 668,32 + 250 = 918,32 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\overline{q_1^u} = q_1^u \times 1,00 = 1277,23 \times 1,00 = 1277,23 \text{ daN/mL.}$$

$$\overline{q_1^{\text{ser}}} = q_1^{\text{ser}} \times 1,00 = 918,32 \times 1,00 = 918,32 \text{ daN/mL.}$$

2-Palier :**a- Charges permanentes :**

- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose +sable).....	104 daN/m ²
- Poids propre du palier ($2500 \times e_p$).....	250 daN/m ²
- Enduit au ciment ($18 \text{ daN/m}^2/\text{cm} \times 1,5\text{cm}$).....	27 daN/m ²
	G₂ = 381 daN/m²

b- Charges d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau $\Rightarrow Q = 250 \text{ daN/m}^2$.

c- Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_2^u = 1,35G_2 + 1,5Q = 1,35 \times 381 + 1,5 \times 250 = 889,35 \text{ daN/m}^2.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_2^{\text{ser}} = G_2 + Q = 381 + 250 = 631 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_2^u = q_2^u \times 1,00 = 889,35 \times 1,00 = 889,35 \text{ daN/m}_L.$$

$$\bar{q}_2^{\text{ser}} = q_2^{\text{ser}} \times 1,00 = 631 \times 1,00 = 631 \text{ daN/m}_L.$$

IV.1.3.3- Calcul du ferrailage :**A. Paillasse porteuse:**

- Schéma statique:

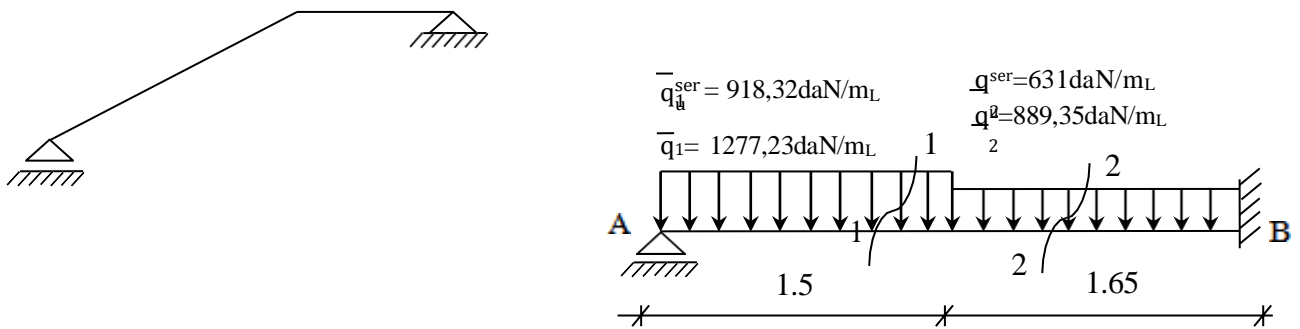


Fig.IV.1.5:Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier

➤ Etat limite ultime (E.L.U.):

- Calcul des réactions :

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow -RB \cdot 3,15 + 889,35 \cdot 1,65 \cdot \left(\frac{1,65}{2} + 1,50\right) + 1277,23 \cdot 1,50 \cdot \left(\frac{1,50}{2}\right)$$

$$\Rightarrow RB = 1539,25 \text{ daN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow -RA \cdot 3,15 + 1277,23 \cdot 1,5 \cdot \left(\frac{1,5}{2} + 1,65\right) + 889,35 \cdot 1,65 \cdot \left(\frac{1,65}{2}\right)$$

$$\Rightarrow RA = 1844,02 \text{ daN}$$

☑ Vérification :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 1844,02 + 1539,25 = 1277,23 \times 1,5 + 889,35 \times 1,65 = 3383,27 \text{ daN}$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$

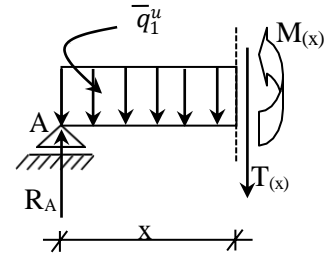
$$T(x) = R_A - \bar{q}_1^u \cdot x$$

$$M(x) = R_A \cdot x - \bar{q}_1^u \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = 1844,02 - 1277,23 \cdot x$$

$$M(x) = 1844,02 \cdot x - 1277,23 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 1844,02 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \end{cases} \quad x = 1.50 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} T(1.5) = -71,82 \text{ daN} \\ M(1.5) = 1329,14 \text{ daN.m} \end{cases}$$

**Section 2-2** : $0 \leq x \leq 1.65 \text{ m}$

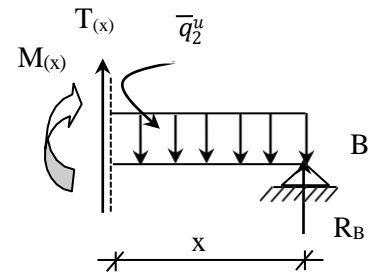
$$T(x) = -R_B + \bar{q}_2^u \cdot x$$

$$M(x) = R_B \cdot x - \bar{q}_2^u \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = -1539,25 + 889,35 \cdot x$$

$$M(x) = 1539,25 \cdot x - 889,35 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -1539,25 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \text{ daN} \end{cases} \quad x = 1.65 \Rightarrow \begin{cases} T(1.65) = -71,82 \text{ daN} \\ M(1.65) = 1329,14 \text{ daN} \end{cases}$$



- Calcul du moment fléchissant maximum :

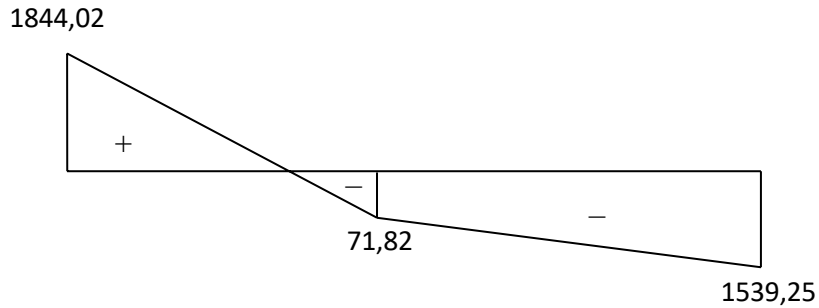
$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 1844,02 - 1277,23 \cdot x = 0 \Rightarrow x_m = 1,44 \text{ m.}$$

$$M_{\max}'' = M(1,44 \text{ m}) = 1331,16 \text{ daN.m.}$$

- Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

- T : en [daN]



- M : en [daN.m]

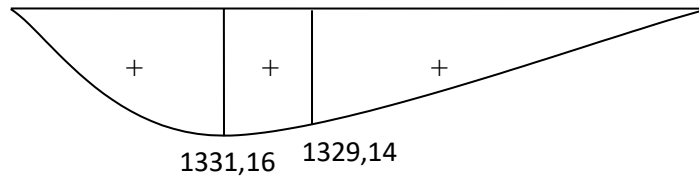


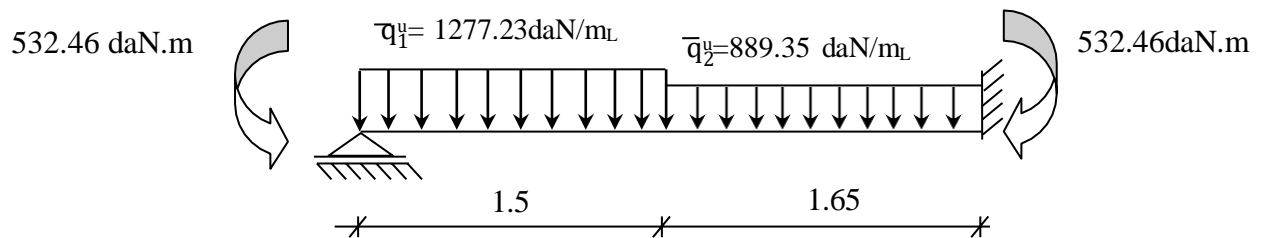
Fig.IV.1.6:Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.U.

- Moment en appuis :

$$M_a^u = -0.4M_{\max}^u = -532,46 \text{ daN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t^u = 0.8M_{\max}^u = 1064,93 \text{ daN.m}$$



➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

- Calcul des réactions :

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow -RB \cdot 3,15 + 631 \cdot 1,65 \cdot \left(\frac{1,65}{2} + 1,50\right) + 918,32 \cdot 1,50 \cdot \left(\frac{1,50}{2}\right)$$

$$\Rightarrow RB = 1096,44 \text{ daN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow -RA \cdot 3,15 + 918,32 \cdot 1,5 \cdot \left(\frac{1,5}{2} + 1,65\right) + 631 \cdot 1,65 \cdot \left(\frac{1,65}{2}\right)$$

$$\Rightarrow RA = 1322,19 \text{ daN}$$

☑ Vérification :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 1322,19 + 1096,44 = 918,32 \times 1,5 + 631 \times 1,65 = 2418,63 \text{ daN}$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - \bar{q}_1^{\text{ser}} \cdot x$$

$$M(x) = R_A \cdot x - \bar{q}_1^{\text{ser}} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = 1322,19 - 918,32 \cdot x$$

$$M(x) = 1322,19 \cdot x - 918,32 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 1322,19 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \end{cases} \quad x = 1.50 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} T(1.5) = -55.29 \text{ daN} \\ M(1.5) = 950.18 \text{ daN.m} \end{cases}$$

Section 2-2 : $0 \leq x \leq 1.65 \text{ m}$

$$T(x) = -R_B + \bar{q}_2^u \cdot x$$

$$M(x) = R_B \cdot x - \bar{q}_2^u \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = -1096,44 + 631 \cdot x$$

$$M(x) = 1096,44 \cdot x - 631 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -1096,44 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \text{ daN} \end{cases} \quad x = 1.65 \Rightarrow \begin{cases} T(1.65) = -55,29 \text{ daN} \\ M(1.65) = 950,18 \text{ daN} \end{cases}$$

- Calcul du moment fléchissant maximum :

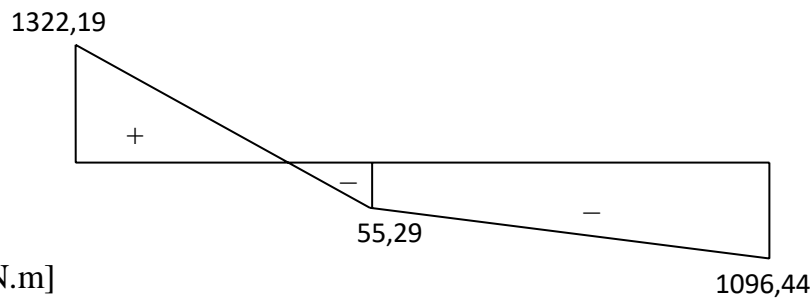
$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 1322,19 - 918,32 \cdot x = 0 \Rightarrow x_m = 1,44\text{m.}$$

$$M_{\max}^{ser} = M(1.44) = 951,84 \text{ daN.m}$$

- Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant :

➤ Etat limite ultime de service (E.L.S.) :

- T : en [daN]



- M : en [daN.m]

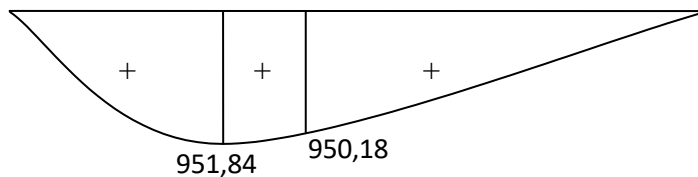


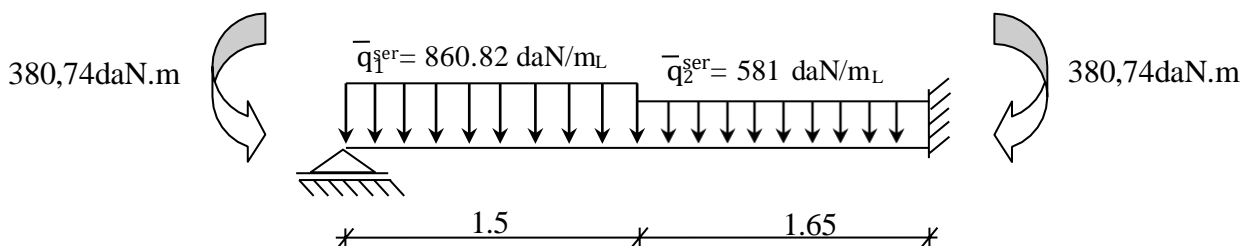
Fig.IV.1.7:Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.S.

- Moment en appuis :

$$M_a^{ser} = -0.4M_{\max} = -380,74 \text{ daN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t^{ser} = 0.8M_{\max} = 761,47 \text{ daN.m}$$



❖ Calcul du ferrailage :A. En travée :➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_t^u = 1064,93 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{10649,3}{11,33 \times 100 \times (8)^2} = 0,147$$

$$\mu = 0,147 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A'n \text{ existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,200$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,920$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{10649,3}{348 \times 0,920 \times 8} = 4,16 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 10 = 8 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$A_t = \max(A_t ; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 4,16 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

- Choix des armatures :

$$4\text{T}12/\text{m}_L \longrightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2/\text{m}_L.$$

$$(\text{T}12e \longrightarrow = 25\text{cm}).$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{ser} = 761,47 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple

$$\text{- Section rectangulaire sans } A' \Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{1064,93}{761,47} = 1,40$$

$$\frac{1,40-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,4 > \alpha = 0,200 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

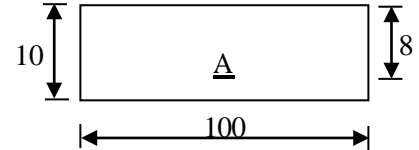


Fig.IV.1.8 : Section de calcul de la pailasse

- Conclusion :

- $\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$

- Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

- Armatures de répartition :

$$A'_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{4,16}{4} = 1,04 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$4T8/m_L \longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$(T8 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

B. En appuis :

\blacktriangleright Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^u = -532,46 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{5324,6}{11,33 \times 100 \times (8)^2} = 0,073$$

$$\mu = 0,073 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,095$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,962$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5324,6}{348 \times 0,962 \times 8} = 1,99 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 10 = 8 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_a = \max(A_a; A_{\min}) \Rightarrow A_a = 1,99 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$4T8/m_L \longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2 / m_L.$$

$$(T8 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

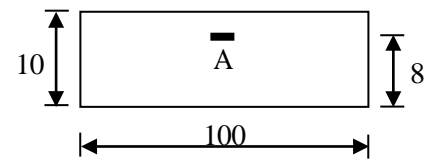


Fig.IV.1.9 : Section de calcul de la paillasse

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^{ser} = -380,74 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A' $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_a^{ser}} = \frac{532,46}{380,74} = 1.40$$

$$\frac{1.40-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,4 > \alpha = 0,095 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
- Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

• Armatures de répartition :

$$A_r^a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{1,99}{4} = 0,50 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

• Choix des armatures :

$$4\text{T8}/\text{m}_L \longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$(\text{T8} \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

C. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 1844,02 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{\max}}{b \times d} = \frac{1844,02}{100 \times 8 \times 100} = 0,231 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,00 \text{ MPa}$$

- $\tau_u = 0,231 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires
- Il n'y a pas de reprise de bétonnage

- Dessin du ferrailage :

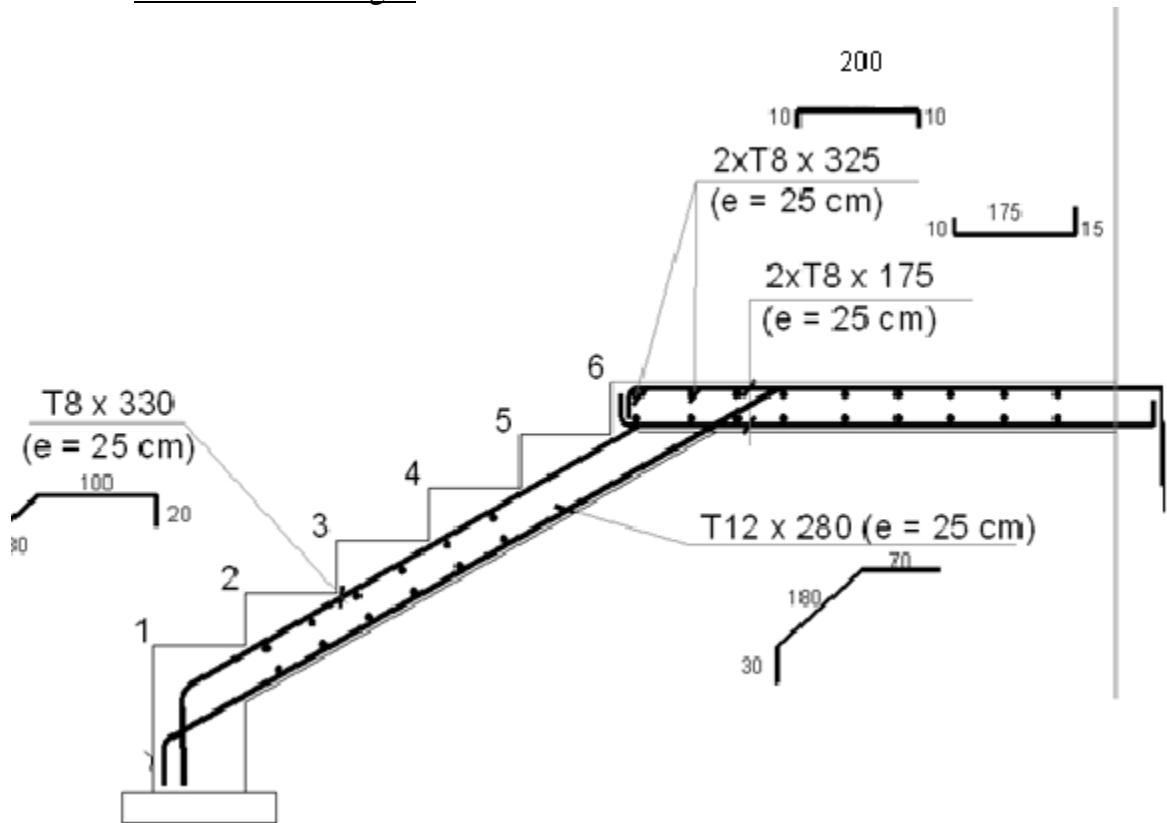


Fig.IV.1.10 : Ferrailage de la paillasse

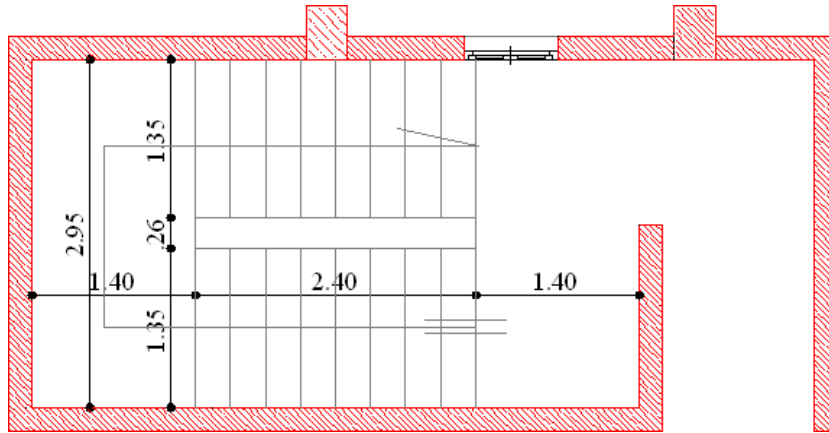
IV.1.4- Escalier type 2:

Fig. IV.1.11 : Vue en plan de la cage d'escalier (Type 2)

IV.1.4.1- Pré-dimensionnement :

Le pré-dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de «BLONDEL» suivante :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} ;$$

$$h = 17\text{cm.} \quad g = 30\text{cm.}$$

Selon la formule de «BLONDEL» ; il faut que :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

Contre marches ; N_c : nombre des contre marchent.

On aura 24 contre marches pour chaque étage (9 contre marche par volées 1 et 2)

$$n = N_c - 1 = 9 - 1 = 08 \text{ marches par volées 1 et 2.}$$

- L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

- La longueur de la paillasse :

$$L' = \frac{1,53}{\sin(29,54)} = 3,10\text{m}$$

$$L_{\text{pai}} = L' = 3,10\text{m.}$$

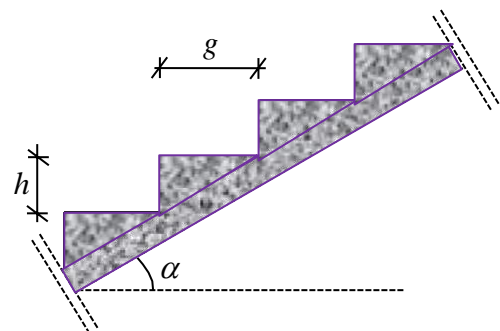


Fig.IV.1.12:schémas de la paillasse

- **Epaisseur de la paillasse:** (paillasse porteuse)

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L_{\text{pai}}}{30} < ep < \frac{L_{\text{pai}}}{20} \Rightarrow \frac{310}{30} < ep < \frac{310}{20}$$

D'où: $ep = (10,33; 15,5)$ cm ; on prend : **ep = 15cm.**

IV.1.4.2-Descente de charges :

- **2^{ème} type :** (Escalier à paillasse avec deux paliers)

1-volée :

a- Charges permanentes :

- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable).....	104 daN/m ²
- Revêtement vertical ($104 \times \frac{h}{g}$)	58,94 daN/m ²
- Poids propre des marches ($2200 \times \frac{h}{2}$).....	187 daN/m ²
- Poids propre de la paillasse ($2500 \times \frac{ep}{\cos \alpha}$).....	431,03 daN/m ²
- Enduit au ciment ($18 \times \frac{1.5}{\cos \alpha}$).....	31,03 daN/m ²
	G₁ = 812 daN/m²

b- Charges d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau $\Rightarrow Q_1 = 250$ daN/m².

c- Combinaisons fondamentales :

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_1^u = 1,35G_1 + 1,5Q_1 = 1,35 \times 812 + 1,5 \times 250 = 1471,2 \text{ daN/m}^2.$$

- Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_1^{\text{ser}} = G_1 + Q_1 = 812 + 250 = 1062 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_1^u = q_1^u \times 1.00 = 1471,2 \times 1.00 = 1471,2 \text{ daN/mL.}$$

$$\bar{q}_1^{\text{ser}} = q_1^{\text{ser}} \times 1.00 = 1062 \times 1.00 = 1062 \text{ daN/mL.}$$

2-Palier :

a- Charges permanentes :

- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose +sable)..... 104 daN/m²
- Poids propre du palier (2500 × e_p)..... 375daN/m²
- Enduit au ciment (18 daN/m²/cm × 1.5cm)..... 27 daN/m²

G₂ = 506 daN/m²

b- Charges d’exploitation :

Locaux à usage d’habitation ou bureau ⇒ Q = 250 daN/m².

c- Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$q_2^u = 1,35G_2 + 1,5Q = 1,35 \times 506 + 1,5 \times 250 = 1058,1 \text{ daN/m}^2$.

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$q_2^{ser} = G_2 + Q = 506 + 250 = 756 \text{ daN/m}^2$.

Pour une bande de 1m de largeur :

$\bar{q}_2^u = q_2^u \times 1.00 = 821,85 \times 1.00 = 1058,1 \text{ daN/m}_L$.

$\bar{q}_2^{ser} = q_2^{ser} \times 1.00 = 756 \times 1.00 = 756 \text{ daN/m}_L$.

IV.1.4.3- Calcul du ferrailage :

B. Paillasse porteuse:

- Schéma statique:

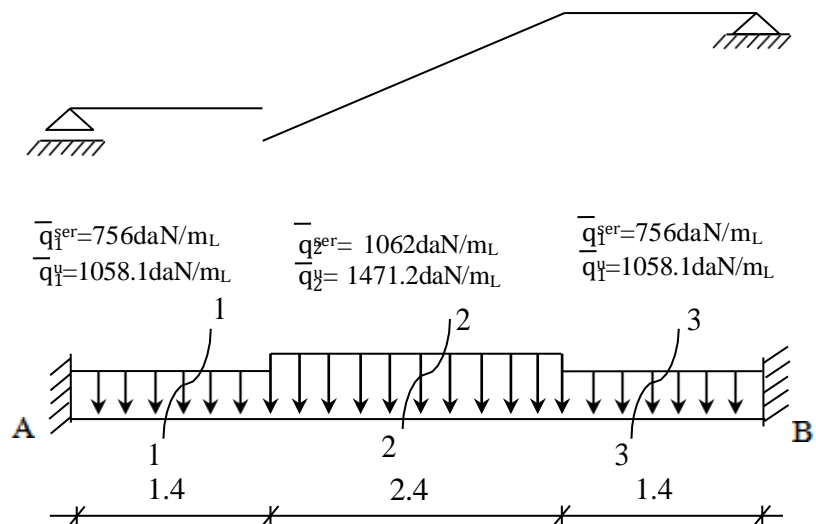


Fig.IV.1.13:Schéma statique d’un escalier à paillasse avec deux paliers

➤ Etat limite ultime (E.L.U.):

- Calculer des réactions:

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow -R_B \cdot 5,20 + 1058,1 \cdot 1,40 \cdot \left(\frac{1,40}{2} + 1,40 + 2,4 \right) + 1471,2 \cdot 2,4 \cdot \left(\frac{2,4}{2} + 1,40 \right) + 1058,1 \cdot \frac{1,40^2}{2}$$

$$\Rightarrow R_B = 3246,78 \text{ daN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow -R_A \cdot 5,20 + 1058,1 \cdot 1,40 \cdot \left(\frac{1,40}{2} + 1,40 + 2,4 \right) + 1471,2 \cdot 2,4 \cdot \left(\frac{2,4}{2} + 1,40 \right) + 1058,1 \cdot \frac{1,40^2}{2}$$

$$\Rightarrow R_A = 3246,78 \text{ daN}$$

☑ Vérification :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 3246,78 + 3246,78 = (1058,1 \times 1,4) \times 2 + 1471,2 \times 2,4 = 6493,56 \text{ daN}$$

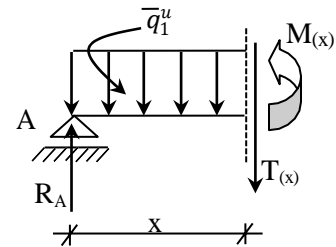
Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1,4 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - \bar{q}_1^u \cdot x$$

$$M(x) = R_A \cdot x - \bar{q}_1^u \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = 3246,78 - 1058,1 \cdot x$$

$$M(x) = 3246,78 \cdot x - 1058,1 \cdot \frac{x^2}{2}$$



$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 3246,78 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \end{cases} \quad x = 1,40 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} T(1.4) = 1765,44 \text{ daN} \\ M(1.4) = 3508,55 \text{ daN.m} \end{cases}$$

Section 2-2 : $1,4 \leq x \leq 3,8 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - \bar{q}_1^u \cdot 1,4 - \bar{q}_2^u \cdot (x - 1,4)$$

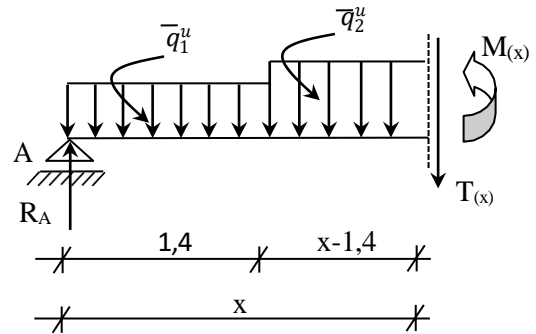
$$M(x) = R_A \cdot x - \bar{q}_1^u \cdot 1,4 \cdot \left(x - \frac{1,4}{2} \right) - \bar{q}_2^u \cdot (x - 1,4) \cdot \left(\frac{x - 1,4}{2} \right)$$

$$T(x) = 3246,78 - 1058,1 \cdot 1,4 - 1471,2 \cdot (x - 1,4)$$

$$M(x) = 3246,78 \cdot x - 1058,1 \cdot 1,4 \cdot \left(x - \frac{1,4}{2} \right) - 1471,2 \cdot (x - 1,4) \cdot \left(\frac{x - 1,4}{2} \right)$$

$$x = 1,4 \Rightarrow \begin{cases} T(1,4) = 1765,44 \text{ daN} \\ M(1,4) = 3508,55 \text{ daN} \end{cases}$$

$$x = 3,80 \Rightarrow \begin{cases} T(3,8) = -1765,44 \text{ daN} \\ M(3,8) = 3508,55 \text{ daN} \end{cases}$$



Section 3-3 : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

$$T(x) = -R_B + q_1^u \cdot x$$

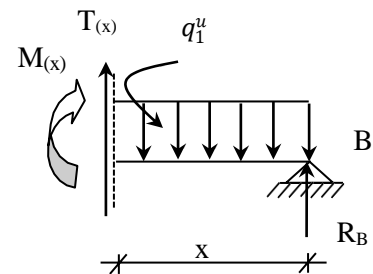
$$M(x) = R_A \cdot x - q_1^u \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = -3246.78 + 1058.1 \cdot x$$

$$M(x) = 3246.78 \cdot x - 1058.1 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -3246.78 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \end{cases}$$

$$x = 1.40 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} T(1.4) = -1765.44 \text{ daN} \\ M(1.4) = 3508.55 \text{ daN.m} \end{cases}$$



- Calcul du moment fléchissant maximum :

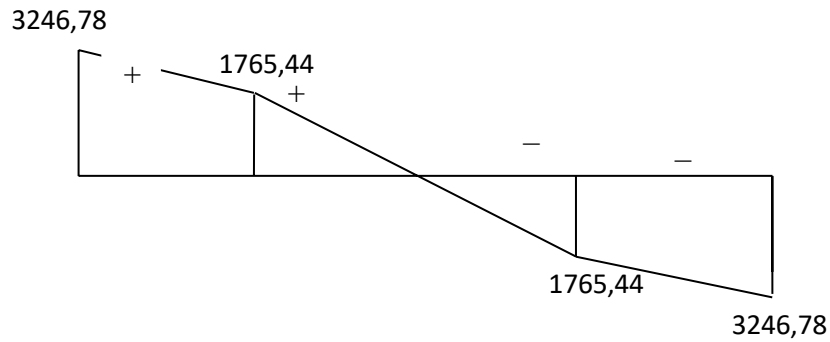
$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 3246,78 - 1058,1 \cdot 1,4 - 1471,2 \cdot (x - 1,4) = 0 \Rightarrow x_m = 2,6 \text{ m.}$$

$$M_{\max}^u = M(2,6 \text{ m}) = 4567,82 \text{ daN.m.}$$

- Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

- T : en [daN]



- M : en [daN.m]

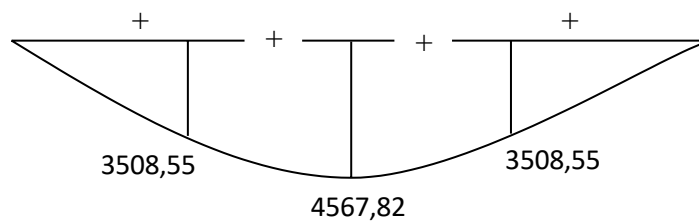


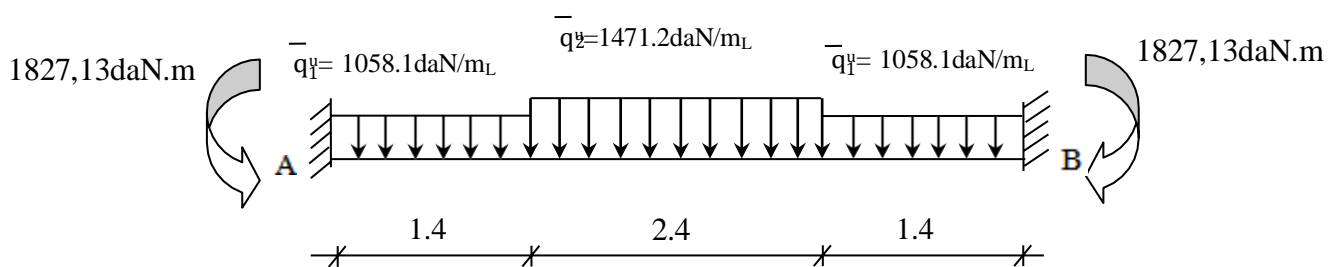
Fig.IV.1.14:Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.U.

- Moment en appuis :

$$M_a^u = -0.4M_{\max}^u = -1827,13 \text{ daN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t^u = 0.6M_{\max}^u = 2740,69 \text{ daN.m}$$



➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

- Calcul des réactions :

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow -R_B \cdot 5,20 + 756 \cdot 1,40 \cdot \left(\frac{1,40}{2} + 1,40 + 2,4\right) + 1062 \cdot 2,4 \cdot \left(\frac{2,4}{2} + 1,40\right) + 756 \cdot \frac{1,40^2}{2}$$

$$\Rightarrow R_B = 2332,8 \text{ daN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow -R_A \cdot 5,20 + 756 \cdot 1,40 \cdot \left(\frac{1,40}{2} + 1,40 + 2,4\right) + 1062 \cdot 2,4 \cdot \left(\frac{2,4}{2} + 1,40\right) + 756 \cdot \frac{1,40^2}{2}$$

$$\Rightarrow R_A = 2332,8 \text{ daN}$$

☑ Vérification :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 2332,8 + 2332,8 = (756 \times 1,4) \times 2 + 1062 \times 2,4 = 4665,6 \text{ daN}$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1,4 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - \bar{q}_1^u \cdot x$$

$$M(x) = R_A \cdot x - \bar{q}_1^u \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = 2332,8 - 756 \cdot x$$

$$M(x) = 2332,8 \cdot x - 756 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 2332,8 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \end{cases} \quad x = 1,40 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} T(1,4) = 1274,4 \text{ daN} \\ M(1,4) = 2525,04 \text{ daN.m} \end{cases}$$

Section 2-2 : $1,4 \leq x \leq 3,8 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - \bar{q}_1^u \cdot 1,4 - \bar{q}_2^u \cdot (x - 1,4)$$

$$M(x) = R_A \cdot x - \bar{q}_1^u \cdot 1,4 \cdot \left(x - \frac{1,4}{2}\right) - \bar{q}_2^u \cdot (x - 1,4) \cdot \left(\frac{x - 1,4}{2}\right)$$

$$T(x) = 2332,8 - 756 \cdot 1,4 - 1062 \cdot (x - 1,4)$$

$$M(x) = 2332,8 \cdot x - 756 \cdot 1,4 \cdot \left(x - \frac{1,4}{2}\right) - 1062 \cdot (x - 1,4) \cdot \left(\frac{x - 1,4}{2}\right)$$

$$x = 1,4 \Rightarrow \begin{cases} T(1,4) = 1274,4 \text{ daN} \\ M(1,4) = 2525,04 \text{ daN} \end{cases} \quad x = 3,80 \Rightarrow \begin{cases} T(3,8) = -1274,4 \text{ daN} \\ M(3,8) = 2525,04 \text{ daN} \end{cases}$$

Section 3-3 : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

$$T(x) = -R_B + \bar{q}_1^u \cdot x$$

$$M(x) = R_A \cdot x - \bar{q}_1^u \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = -2332.8 + 756 \cdot x$$

$$M(x) = 2332.8 \cdot x - 756 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -2332.8 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \end{cases} \quad x = 1.40 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} T(1.4) = -1274.4 \text{ daN} \\ M(1.4) = 2525.04 \text{ daN.m} \end{cases}$$

- Calcul du moment fléchissant maximum :

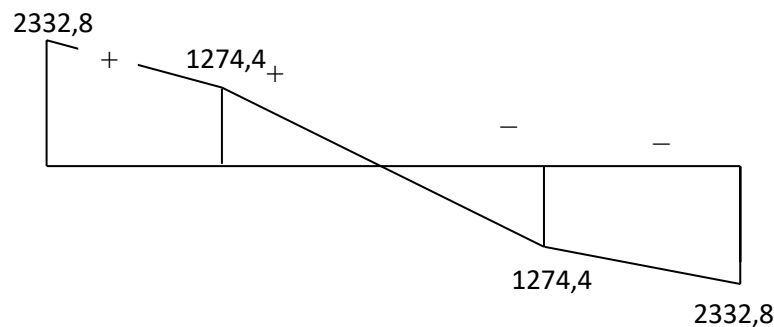
$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 2332.8 - 756 \cdot 1.4 - 1062 \cdot (x - 1.4) = 0 \Rightarrow x_m = 2.06 \text{ m.}$$

$$M_{\max}^{ser} = M(2.6) = 3289.68 \text{ daN.m}$$

- Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant :

➤ Etat limite ultime de service (E.L.S.) :

- T : en [daN]



- M : en [daN.m]

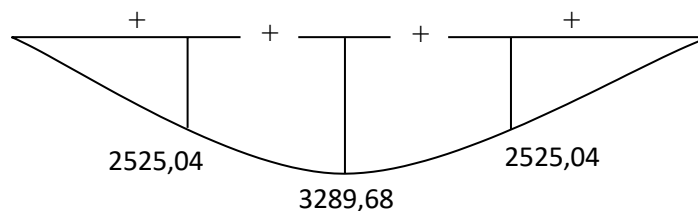


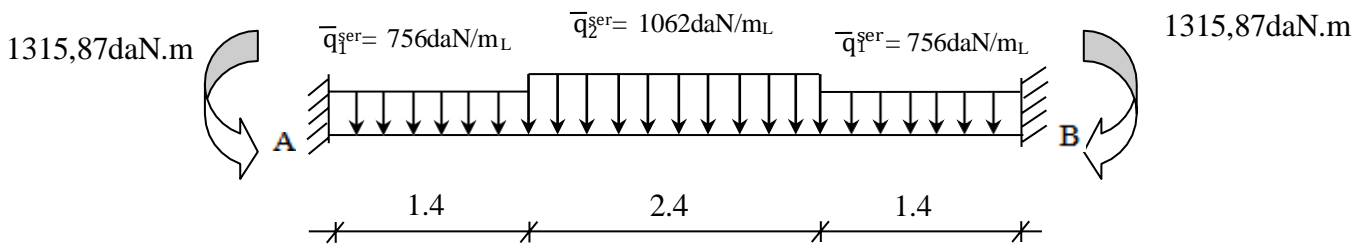
Fig. IV.1.15: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.S.

- Moment en appuis :

$$M_a^{ser} = -0.4M_{max} = -1315,87 \text{ daN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t^{ser} = 0.6M_{max} = 1973,81 \text{ daN.m}$$



Calcul du ferrailage :

D. En travée :

- Etat limite ultime (E L U) :

$$M_t^u = 2740,69 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{27406,9}{11.33 \times 100 \times (13)^2} = 0,143$$

$$\mu = 0,143 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A'n \text{ existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,194$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,943$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{27406,9}{348 \times 0,943 \times 13} = 6,42 \text{ cm}^2 / m$$

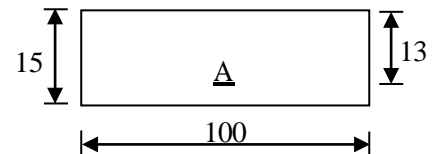


Fig. IV.1.16 : Section de calcul de la pailasse

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 6,42 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$6T12/m_L \longrightarrow A = 6,78 \text{ cm}^2/m_L.$$

$$(T12 \longrightarrow e = 15\text{cm}).$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{ser} = 1973,81 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A' $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{2740,69}{1973,81} = 1,38$$

$$\frac{1.38-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.39 > \alpha = 0,194 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues. (Aucune vérification pour (σ_s))

- Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{6,42}{4} = 1,61 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$5T8/m_L \longrightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/m_L$$

$$(T8 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

E. En appuis :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^u = -1827,13 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{18271,3}{11,33 \times 100 \times (13)^2} = 0,095$$

$$\mu = 0,095 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,125$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,950$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{18271,3}{348 \times 0,950 \times 13} = 4,25 \text{ cm}^2 / m$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_a = \max(A_a ; A_{\min}) \Rightarrow A_a = 4,25 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$4T12/m_L \longrightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2 / m_L.$$

$$(T12 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^{ser} = -1439,66 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A' $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma^2 - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$

- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{1827,13}{1315,87} = 1,38$$

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0,39 > \alpha = 0,138 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

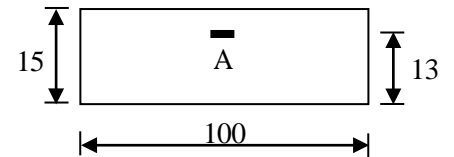


Fig. IV.1.17 : Section de calcul de la paillasse

- Conclusion :

- $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa}$

- Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

- Armatures de répartition :

$$A_r^a \geq \frac{Aa}{4} = \frac{4,25}{4} = 1,06 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

- Choix des armatures :

$$5\text{T}8/\text{m}_L \longrightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$(\text{T}8 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

F. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 3246,78 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{3246,8}{100 \times 13 \times 100} = 0,250 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,00 \text{ MPa}$$

- $\tau_u = 0,250 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1 \text{ MPa}$

\Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- Il n'y a pas de reprise de bétonnage

- Dessin du ferrailage :

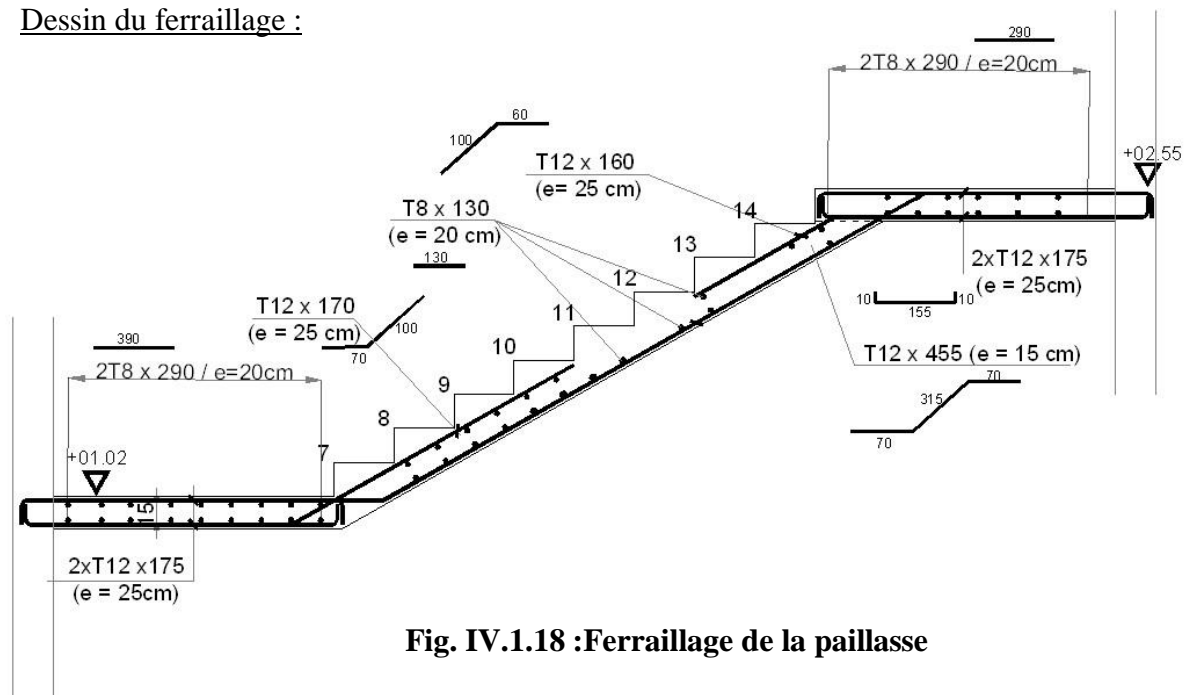


Fig. IV.18 : Ferrailage de la paillasse

IV.2- Etude des balcons :

Les balcons sont considérés comme étant encastrés sur les poutres; sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente « G » et une surcharge d'exploitation « Q ».

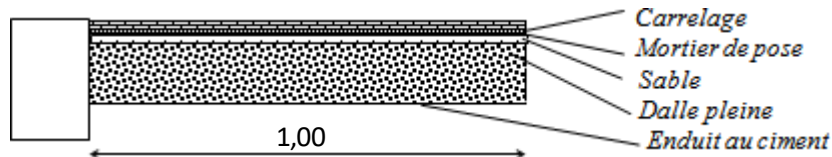


Fig. IV.2.1 : Coupe sur balcon

IV.2.1- Descente de charges :

a. Charges permanentes:

1-Carrelage + mortier de pose + sable	104 daN/m ²
2-Dalle pleine en béton armé (15cm) 2500×0,15	375 daN/m ²
3-Enduit au ciment (1.5cm) (18daN/m ² /cm)	27 daN/m ²

$$G = 506 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{G} = G \times 1.00 = 506 \text{ daN / m}_L$$

• Calcul de la charge due au poids du mur :

$$P = G_m \cdot h$$

$$\text{Epaisseur du mur : } e = 30 \text{ cm} \Rightarrow G_m = (90 + 130 + 2 \times 18 \times 1.5) = 274 \text{ daN / m}^2$$

$$\text{Hauteur du mur : } h = 3.06 - 0.15 = 2.91 \text{ m} \Rightarrow P = 274 \times 2.91 = 797,34 \text{ daN / m}_L$$

b. Surcharges d'exploitation :

$$\text{Balcon pour locaux à usage habitation : } Q = 350 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q = Q \times 1.00 = 350 \text{ daN/m}_L$$

Notre balcon n'est pas exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a = 1 \text{ cm}$.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (B.A.E.L.91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec : } h_d = 15 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm}$$

Donc on prendra : $\phi = 12 \text{ mm}$.

- Calcul de l'enrobage :

$$C = a + \frac{\phi}{2} \Rightarrow C = \left(10 + \frac{12}{2}\right) \text{ mm} = 16 \text{ mm}.$$

- Hauteur utile :

$$d = h_d - C = 15 - 1,6 = 13,4 \text{ cm}$$

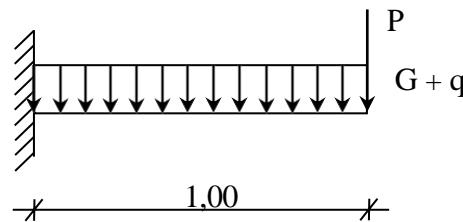


Fig. IV.2.2: Schéma statique du balcon

- Moments fléchissant :

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_u = -\left[1,35\bar{G} + 1,5\bar{q}\right] \frac{L^2}{2} - 1,35 \times P \times L \times 1,00 = -\left[1,35 \times 506 + 1,5 \times 350\right] \frac{1,00^2}{2} - 1,35 \times 797,34 \times 1,00$$

$$M_u = -1680,46 \text{ daN.m}$$

- Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{ser} = -\left[\bar{G} + \bar{q}\right] \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1,00 = -\left[506 + 350\right] \frac{1,00^2}{2} - 797,34 \times 1,00$$

$$M_{ser} = -1225,34 \text{ daN.m}$$

IV.2.2- Calcul du ferrailage :

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_u = -1680,46 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{16804,6}{11,33 \times 100 \times 13,4^2} = 0,083$$

$$\mu = 0,083 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

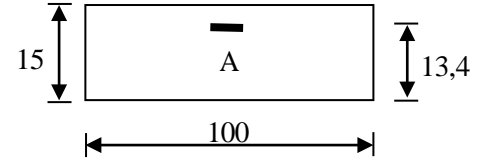


Fig. IV.2.3: section de calcul

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,108$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,957$$

- Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{16804,6}{348 \times 0,957 \times 13,4} = 3,77 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_a = \max(A_a; A_{\min}) \Rightarrow A_a = 3,77 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$4T12/m_L \longrightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2 / m_L.$$

$$(T12 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{ser} = -1225,34 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire sans } A' \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_a^{ser}} = \frac{1680,46}{1225,34} = 1,37$$

$$\frac{1,37 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0,39 < \alpha = 0,108 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Conclusion :

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 12 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues

(Aucune vérification pour (σ_s))

IV.2.3- Calcul des armatures transversales :

$$\begin{aligned} T_u^{\max} &= (1,35G + 1,5q).L + 1,35P \\ &= (1,35 \times 506 + 1,5 \times 350) \times 1,00 + 1,35 \times 797,34 \end{aligned}$$

$$T_u^{\max} = 2284,51 \text{ daN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{22845,1}{(100 \times 13,4) \times 100} = 0,17 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1 \text{MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

- $\tau_u = 0,17 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1 \text{MPa}$ \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires
- Il n'y a pas de reprise de bétonnage

IV.2.4- Calcul du flèche : Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{20}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$$

 Vérification si la flèche est nécessaire:

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{20} \Rightarrow 0,15 > 0,05 \Rightarrow C.V.$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{4,52}{100 \times 13,4 \times 100} = 0,00003 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,05 \Rightarrow C.V.$$

❖ Conclusion :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

- Dessin du ferrailage :

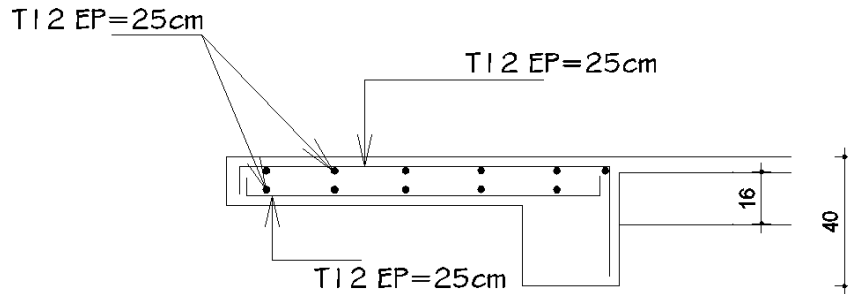


Fig. IV.2.4: ferrailage de

IV.3- Etude de l'acrotère :

IV.3.1- Définition :

L'acrotère est un élément en béton armé qui coiffe la toiture, il a pour rôle :

- protection des joints d'étanchéité des infiltrations d'eau pluviale et
- la sécurité des gens, personnes.

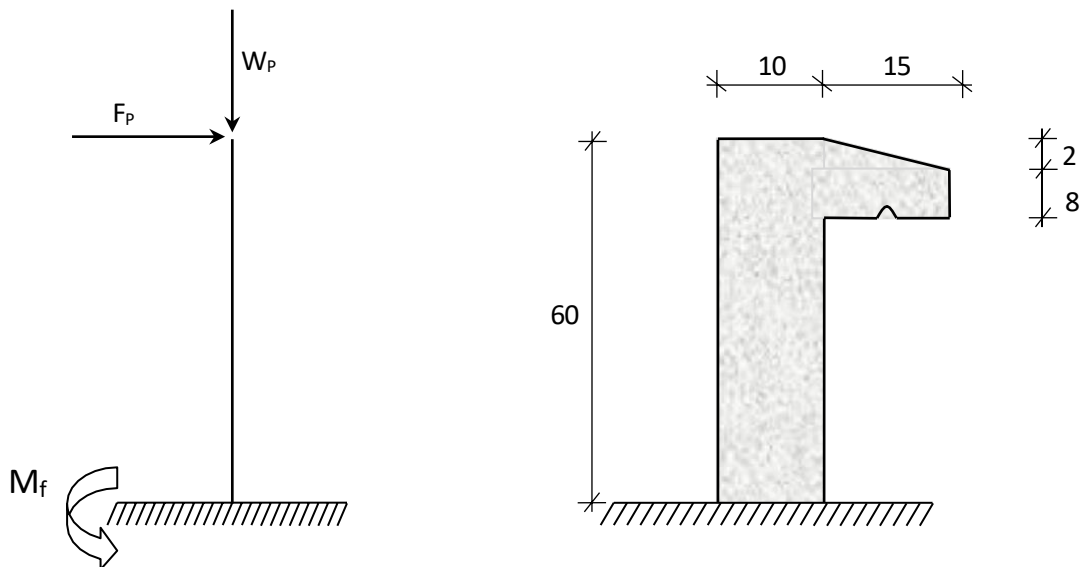


Fig. IV.3.1: Dimension de l'acrotère

IV.3.2- Calcul du ferrailage :

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base au plancher terrasse.

Il est soumis à un effort normal de compression dû à son poids propre W_p et un moment dû à une force horizontale F_p donnée par le R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3).

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10 cm en flexion composée.

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

IV.3.3- Détermination des sollicitations :

- le poids propre : W_p

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$W_p = V \cdot \rho = \left[(0.6 \times 0.1) + \frac{(0.10 + 0.08) \times 0.15}{2} \right] \times 1 \times 2500 \Rightarrow W_p = 183.75 \text{ daN.}$$

- La force horizontale: F_p [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 4.1] et

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 6.1].

Pour notre bâtiment, on a :

$$A = 0.15 \text{ (Groupe d'usage 2 ; Zone II.a)}$$

$$C_p = 0.8 \text{ (Elément en console).}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 183.75$$

$$F_p = 88.2 \text{ daN}$$

- Effort normal et moment fléchissant :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\begin{cases} N_u = 1.35 W_p \\ M_u = 1.5 . F_p . L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1.35 \times 183.75 \\ M_u = 1.5 \times 88.2 \times 0.6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 248.06 \text{ daN} \\ M_u = 79.38 \text{ daN.m} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.):

$$\begin{cases} N_{\text{ser}} = W_p \\ M_{\text{ser}} = F_p \cdot L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{\text{ser}} = 183.75 \text{ daN} \\ M_{\text{ser}} = 52.92 \text{ daN.m} \end{cases}$$

IV.3.4- Détermination de la section des armatures :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est $(100 \times 10) \text{ cm}^2$.

• Position du point d'application de l'effort normal : (N)

➤ État limite ultime (E.L.U.):

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{7938}{248.06} = 0.32 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.32 \text{ m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

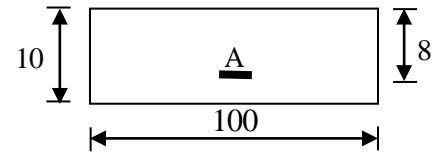
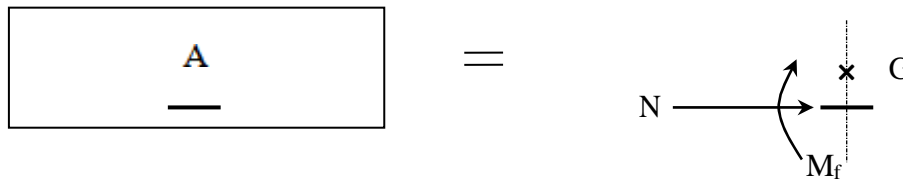


Fig. IV.3.2: section de calcul

⇒ L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section

Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs M_f calculé par rapport aux armatures tendues.

$N \longrightarrow x \quad C$



$$M_{f_u} = N_u \cdot e = N_u \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 248.06 \times \left(0.32 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 86.82 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.):

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{868.2}{11.33 \times 100 \times 8^2} = 0.012$$

$$\mu = 0.012 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.015$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

- Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M^t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{868.2}{348 \times 0.99 \times 8} = 0.32 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0.32 - \frac{2480.6}{100 \times 348} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$A_r = A/4 = 0.35/4 \quad A_f = 0.06 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité): [B.A.E.L.91]

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armé d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2.4m, avec un espacement

n'excédent pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton [CBA93/B5.3].

$$A_{\min} = 0.25\% \cdot S = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Choix des armatures:

$$5T10/\text{m}_L \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

$$e \leq \min(25 ; 2 \times 10) \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Choix des armatures:

$$5T8/\text{m}_L \longrightarrow A = 2.51 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$(T8 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{52.92}{183.75} = 0.29\text{m}$$

$$e_0 = 0.29\text{m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03\text{m}$$

⇒ Le point d'application d'un effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section ⇒ la section est partiellement comprimée (S.P.C).

• **Détermination des contraintes :**

- C : Centre de pression (point d'application) ;
- c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée et
- y_2 : La distance du point C à l'axe neutre

$$y_1 = y_2 + c$$

N est un effort de compression ⇒ $y_2 > 0$.

C se trouve à l'extérieur de la section ⇒ c sera considéré comme négatif.

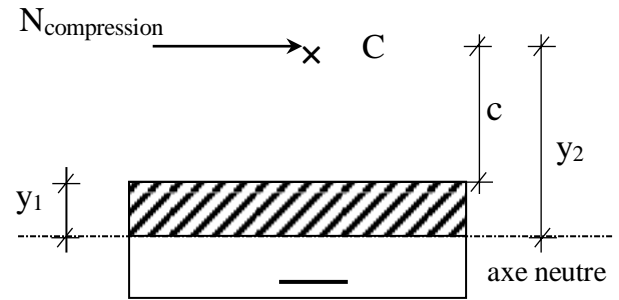


Fig. IV.3.3: Position de centre de pression

• Calcul des contraintes :

$$p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c)$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 29 - \frac{10}{2} = 24\text{cm} \Rightarrow c = -24\text{cm}$$

$$p = -3 \times (-24)^2 + \frac{90 \times 3.93}{100} \times (8 + 24)$$

$$p = -1614.82$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2$$

$$q = -2 \times (-24)^3 - \frac{90 \times 3.93}{100} \times (8 + 24)^2$$

$$q = 24026.11$$

$$y_2 \text{ est la solution de l'équation } y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 3121.98y_2 + 65928.3 = 0$$

Dont la résolution est comme suite :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3 = (24026.11)^2 + \frac{4}{27} \times (-1614.82)^3 = -46579385 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 24026.11}{2 \times (-1614.82)} \times \sqrt{\frac{-3}{-1614.82}} = -0.96 \Rightarrow \varphi = 163.74^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{1614.82}{3}} = 46.40$$

$$y_{21} = a \cos(\varphi/3) = 46.4 \times \cos(54.58) = 26.89 \text{ cm}$$

$$y_{22} = a \cos((\varphi/3) + 120^\circ) = -46.19 \text{ cm}$$

$$y_{23} = a \cos((\varphi/3) + 240^\circ) = 19.30 \text{ cm}$$

$$y_2 = \max(y_{21}; y_{22}; y_{23}) = 26.89 \text{ cm}$$

$$0 < y_1 = y_2 + c = 2.89 < 10 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{D'où : } y_1 = 2.89 \text{ cm}$$

- Calcul du moment statique :

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (2.89)^2}{2} - 15 \times 3.93 \times (8 - 2.89) = 116.37 \text{ cm}^3.$$

$$k = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{1837.5}{100 \times 116.37} = 0.16$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0.16 \times 2.89 = 0.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0.16 \times (8 - 2.89) = 12.26 \text{ MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) \quad \text{Avec : } \text{FeE400} \Rightarrow \eta = 1.6 \text{ et } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \text{Donc : } \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

- Conclusion :

$$\overline{\sigma}_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Les armatures calculées en E.L.U. sont maintenues

IV.3.5-Vérification des contraintes de cisaillement:

$$T_u^{\max} = 1.5 F_p = 1.5 \times 88.2 = 132.3 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{max}}{b \cdot d} = \frac{1323}{100 \times 8 \times 100} = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0.05 \times f_{c28} = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.02 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

Remarque :

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables.

- Dessin du ferrailage :

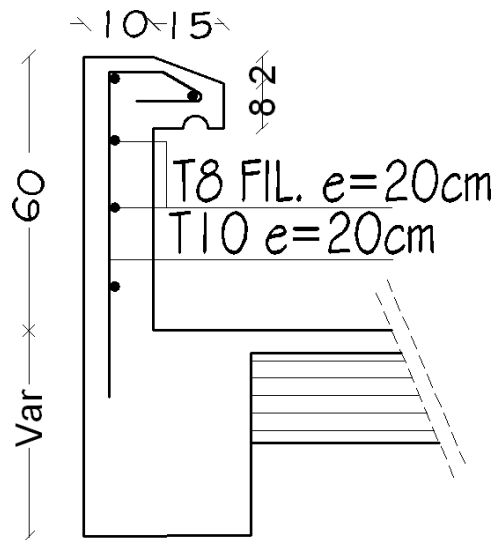


Fig. IV.3.4 : ferrailage de l'acrotère

IV.4- Etude de l'ascenseur :

IV.4.1- Définition :

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

Cet appareil élévateur est installé la plus part du temps dans une cage d'ascenseur (une trémie verticale fermée en générale à l'intérieur de l'édifice), composée de trois constituants principaux :

Cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter ;

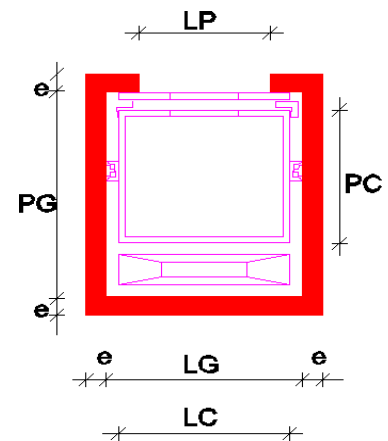
Treuil de levage de la poulie et le contre poids.

IV.4.2- Etude de l'ascenseur :

D'après la norme française **NF-P82-209** qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur, les Dimensions de la cabine (voir constitution des ascenseurs et monte charge P58/59).

C'est ainsi que la norme **NF-P82-208** a adopté plusieurs types de cabine selon la charge à transporter, et pour un immeuble à usage d'habitation; On a opté pour un ascenseur de 08 personnes dont la charge maximale est d'environ 600 daN, donc; les dimensions sont :

-Largeur de la cabine :



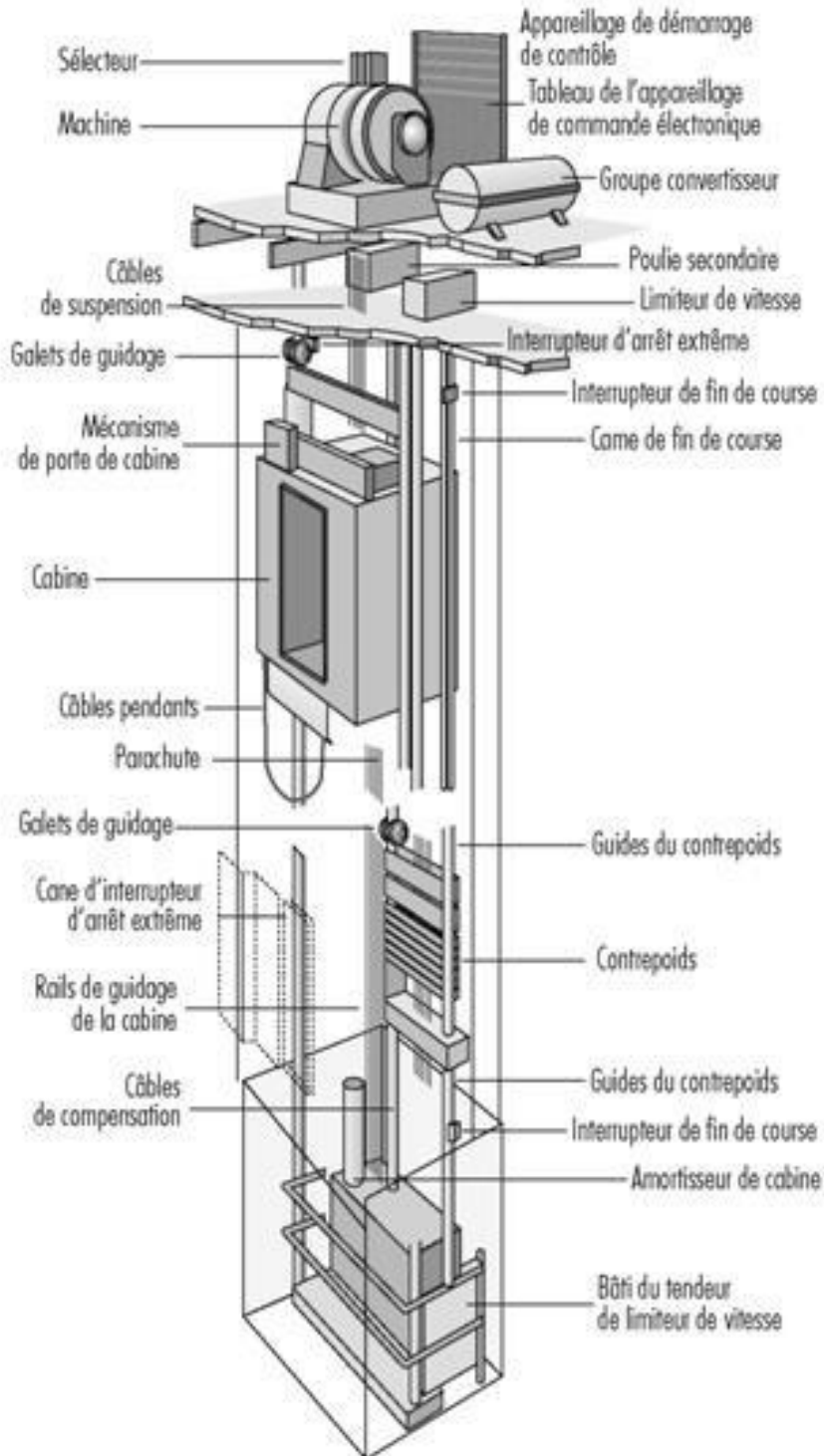
$$Lc = 1.20m$$

-Profondeur de la cabine :	$Pc = 1.40m$
-Largeur de la gaine :	$L_G = 1.325m$
-Profondeur de la gaine :	$P_G = 1.80m$
-Hauteur de la cabine :	$Hc = 2.20m$
-Largeur du passage libre :	$Lp = 0.90m$
-Hauteur du passage libre :	$Hp = 2.00m$
-Épaisseur de voile :	$e = 15cm$
-Hauteur de course :	$C = 43.20 m$

Fig. IV.4.1 : Dimensions de l'ascenseur

* Remarque :

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à 15cm et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à 1 m/s.



Source: d'après Otis Elevator Company, New York.

Fig. IV.4.2 : Ascenseur électrique

IV.4.3- Descente de charges :**a. Surcharge d'exploitation :**

$Q = 600 \text{ daN}$ (08 personnes)

b. Charges permanentes :

1. **Masse de la cabine** : est composé de la somme des masses suivantes :

• Masse des côtés :

La masse de la surface des cotés, augmentée de 10% à raison de 11.5 daN/m^2 :

$$S_1 = (L_C + 2 \cdot P_C) \cdot H_C = (1.20 + 2 \times 1.40) \times 2.20 = 8.8 \text{ m}^2$$

$$M_1 = (11.5 + 0.1 \times 11.5) \times 8.8 = 111.32 \text{ daN}$$

• Masse du plancher :

La masse du plancher à raison de 70 daN/m^2 pour appareils de 300 à 600daN de charge :

$$S_2 = L_C \cdot P_C = 1.20 \times 1.40 = 1.68 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 70 \times 1.68 = 117.6 \text{ daN}$$

• Masse du toit :

La masse du toit a raison de 20 daN/m^2 :

$$S_3 = L_C \cdot P_C = 1.20 \times 1.40 = 1.68 \text{ m}^2$$

$$M_3 = 20 \times 1.68 = 33.6 \text{ daN}$$

• Masse de l'arcade :

La masse de l'arcade à raison de partie fixe de 60 daN plus 60 daN/m de largeur de cabine de 300 daN à 600 daN de charge :

$$M_4 = 60 + (60 \times 1.20) = 132 \text{ daN}$$

• Masse de La porte de la cabine :

Partie fixe de 80 daN plus 25 daN/m^2 de surface de porte

$$M_5 = 80 + (25 \times 0.9 \times 2) = 125 \text{ daN}$$

• Masse du parachute :

Parachute à prise amortie $\Rightarrow M_6 = 100 \text{ daN}$

• **Masse des accessoires :**

$$M_7 = 80 \text{ daN}$$

• **Masse des poulies de mouflage :**

$$\text{Deux poulies supplémentaires} \Rightarrow M_8 = 30 \times 2 = 60 \text{ daN}$$

Donc le poids mort est égal à :

$$P_T = \sum M_i = 111.32 + 117.60 + 33.6 + 132 + 125 + 100 + 80 + 60 = 759.52 \text{ daN}$$

2. **Masse du contre poids :**

$$M_p = P_T + \frac{Q}{2} = 759.52 + \frac{600}{2} = 1059.52 \text{ daN}$$

3. **Masse du câble :**

Détermination du diamètre du câble, d'après la norme **NF 82-210** C_s doit être pour cet appareil au minimum égal à 12 et le rapport D/d au minimum égal à 40 et aussi selon abaque de détermination de suspentes.

$$D/d = 40 \Rightarrow d = D/40 = 500/40 \Rightarrow d = 12.5 \text{ mm.}$$

$$C_s = 13$$

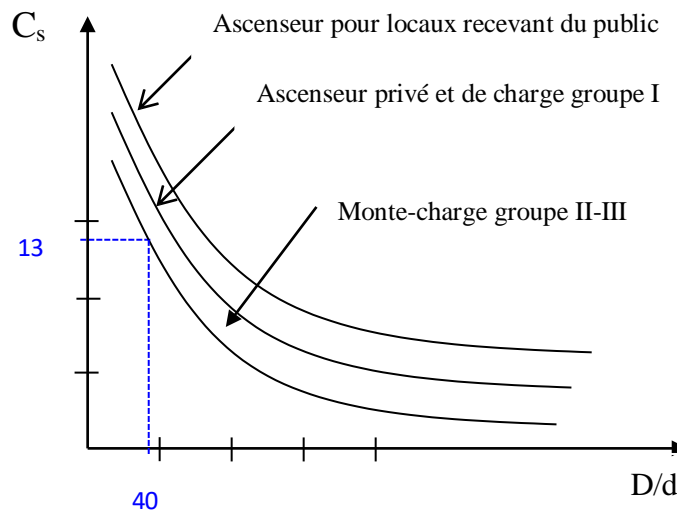


Fig. IV.4.3 : Abaque de détermination de suspentes

D : diamètre de la poulie de mouflage pris entre 400 et 800 mm

d : diamètre du câble

C_s : coefficient de sécurité (abaque de détermination des suspentes)

$$C_s = \frac{C_r}{M} \Rightarrow C_r = C_s \cdot M$$

M : égal à la somme de la charge utile Q, poids mort P et la masse des câbles qui est considérée comme négligeable par rapport aux deux autres.

• C_r : charge de rupture effective.

$$C_r = C_s \cdot M \Rightarrow C_r = 13 \times (600 + 759.52) \Rightarrow C_r = 17673.76 \text{ daN}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire C_m , il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égal à 0.85 donc :

$$C_m = \frac{C_r}{0.85} \Rightarrow C_m = \frac{17673.76}{0.85} = 20792.66 \text{ daN}$$

C_m égal aussi :

$$C_m = C_r(\text{cable}) \cdot n \cdot m$$

Avec :

m : type de mouflage ;

n : nombre de câble et

C_r (câble) : charge de rupture par câble en fonction du diamètre.

$d = 12.5\text{mm} \Rightarrow C_r(\text{cable}) = 8152 \text{ daN}$ (voir tableau suivant) :

Tableau IV.1 : caractéristiques des câbles

Diamètre des câbles [mm]	Diamètres des fils [mm]	Section [mm ²]	Masse linéaire M_L [daN/m]	Charge admissible totale C_r [daN]
7.87	0.5	21.05	0.203	3223
9.48	0.6	30.26	0.293	4650
11.00	0.7	41.27	0.396	6232
12.6	0.8	53.34	0.515	8152
14.2	0.9	67.98	0.656	10805
15.5	1.0	83.84	0.810	12830

$$n = \frac{20792.66}{2 \times 8152} \Rightarrow n = 1.27 \quad \text{On prend : } n = 2 \text{ câbles.}$$

Masse totale des câbles M_c : $M_c = M_L \cdot n \cdot C$

Avec :

M_L : masse linéaire du diamètre d'un seul câble $d = 12.5\text{mm}$ $\xrightarrow{\text{tableau}} M_L = 0.515 \text{ daN/m}_L$ et

C : course du câble (hauteur du course) $\Rightarrow C = 43.20\text{m}$.

$$M_c = 0.515 \times 2 \times 43.20 = 44.5 \text{ daN.}$$

4. Masse du treuil :

$$M_g = 1200 \text{ daN}$$

• Résumé :

Tableau IV.2 : Tableau de charge permanente

Poids mort	759.52 daN
Masse du câble	44.5 daN
Masse du contre poids	1059.52 daN
Treuil en haut + moteur	1200 daN
G	3063.54 daN

❖ Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3063.54 + 1.5 \times 600 = 5035.78 \text{ daN.}$$

➤ Etat limite de service :

$$q_{ser} = G + Q = 3063.54 + 600 = 3663.54 \text{ daN.}$$

➤ Etude du plancher :

a. Vérification de poinçonnement :

Pour chacun des quatre appuis :

$$q_a^u = \frac{q_u}{4} \Rightarrow q_a^u = 1258.95 \text{ daN.}$$

$$q_a^{ser} = \frac{q_{ser}}{4} \Rightarrow q_a^{ser} = 915.89 \text{ daN.}$$

D'après l'article A.5.2.4 du B.A.E.L.91:

$$\text{Si : } q_a^u \leq \frac{0.045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b} \Rightarrow :$$

les armatures transversales ne sont pas nécessaires

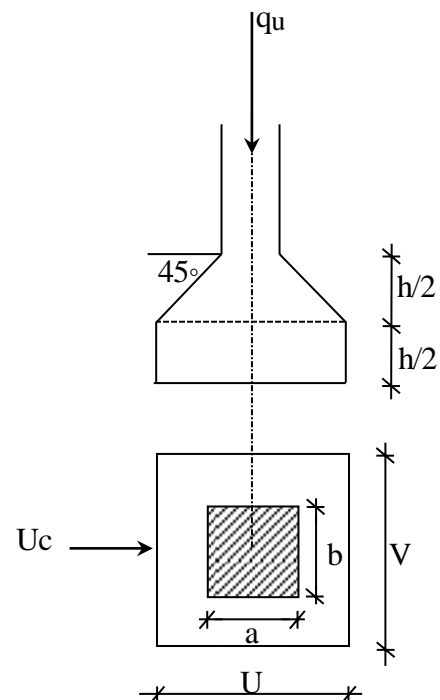


Fig. IV.4.4 : Schéma de la surface d'impact

Avec :

q_a^u : charge ultime pour chaque appui;

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen;

h : épaisseur de la dalle égal a 15cm;

U, V : représentent les cotes du rectangle($U//L_x$ et $V//L_y$)

Sur lequel la charge Q_u s'applique, compte tenu de la diffusion à 45 degrés dans le béton.

La surface impact ($a \times b$) est de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$U = a + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} \Rightarrow U = 25 \text{ cm.}$$

$$V = b + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} \Rightarrow V = 25 \text{ cm.}$$

Donc :

$$U_c = 2 \times [U+V] \Rightarrow U_c = 100 \text{ cm.}$$

$$q_a^u = 12589.5 \text{ N} < \frac{0.045 \times 1000 \times 20 \times 150}{1.5} = 90000 \text{ N} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

❖ Conclusion: La dalle résiste au poinçonnement.

b. Calcul des sollicitations :

L'étude des dalles soumises à des charges localisées sera fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD** et en plaçant les charges au centre ; leur moments seront par mètre linéaire.

$$M_x = q_a \times (M_1 + v.M_2) \text{ et}$$

$$M_y = q_a \times (M_2 + v.M_1).$$

Avec :

v : Coefficient de poisson.

M_1, M_2 : sans dimensions, sont donnés à partir des rapports U/L_x et V/L_y dans les abaques de **PIGEAUD** suivants $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_x^u = q_a^u \times M_1$$

$$M_y^u = q_a^u \times M_2$$

➤ Etat limite ultime de service :

$$M_x^{ser} = q_a^{ser} \times (M_1 + 0.2 \times M_2)$$

$$M_y^{ser} = q_a^{ser} \times (M_2 + 0.2 \times M_1)$$

La charge au m² sera :

$$Q_a^u = \frac{q_a^u}{V \times U} = \frac{1258.95}{0.25^2} = 20143.2 \text{ daN/m}^2 \text{ et}$$

$$Q_a^{ser} = \frac{q_a^{ser}}{V \times U} = \frac{915.89}{0.25^2} = 14654.24 \text{ daN/m}^2.$$

c. Calcul des moments dus aux charges concentrées :

Lorsque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante :

Soit pour **fig.V.5** une dalle de dimension ($L_x \times L_y$) soumise à une charge concentrique (A) répartie sur un rectangle ($U \times V$).

On divise la dalle en rectangles fictifs donnant les charges symétriques :

04 rectangles symétriques A ; 02 rectangles symétriques B ; 02 rectangles symétriques C et 01 rectangle au centre D.

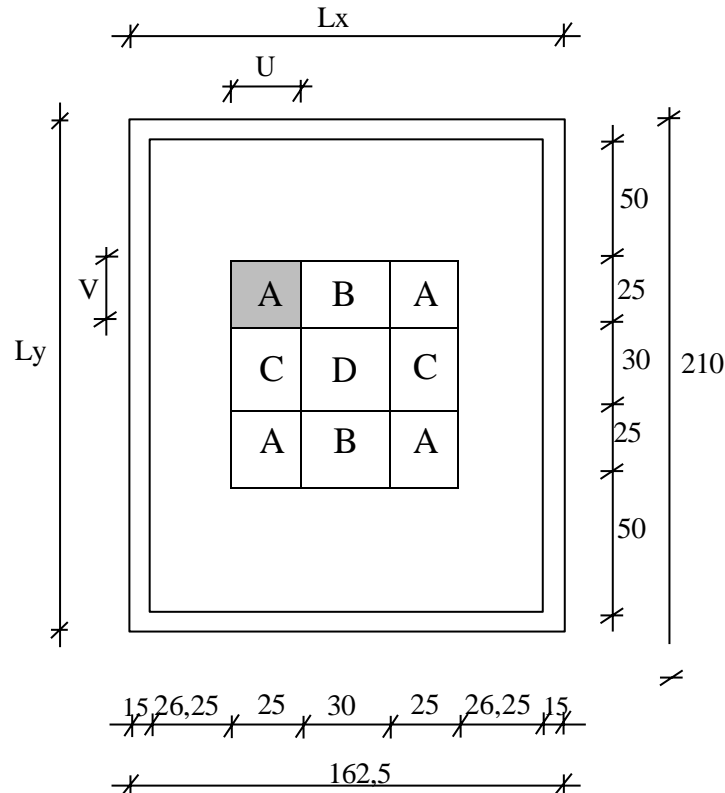


Fig. IV.4.5 : Schéma de la dalle pleine d'ascenseur.

On divise la dalle en rectangle fictif donnant des charges symétriques comme suite :

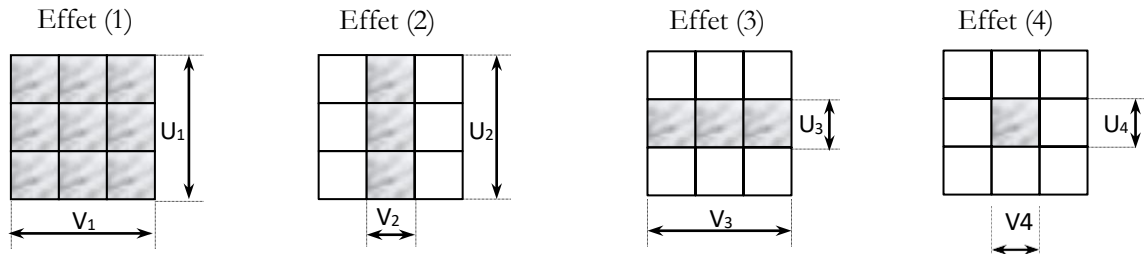


Fig. IV.4.6 : Panneaux de calcul de la dalle machine

On cherche les moments produits par les rectangles :

$$I=4A+2B+2C+D \quad \text{Effet (1)}$$

$$II=2B+D \quad \text{Effet (2)}$$

$$III=2C+D \quad \text{Effet (3)}$$

$$IV=D \quad \text{Effet (4)}$$

Il est évident que les moments produits par la charge non concentrique A seront donnés par :

$$A = \frac{I - II - III + IV}{4}$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1.625}{2.10} = 0.77 > 0.4 \quad \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

Donc :

$$M_{xC} = (M_{xI} - M_{xII} - M_{xIII} + M_{xIV})/4$$

$$M_{yC} = (M_{yI} - M_{yII} - M_{yIII} + M_{yIV})/4$$

$$\text{Avec : } M_x = (M_1 + \nu M_2) \times q_u = (M_1 + \nu M_2) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow M_x / 4 = (M_1 + \nu M_2) \times Q_a$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) \times q_u = (M_2 + \nu M_1) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow M_y / 4 = (M_2 + \nu M_1) \times Q_a$$

$$Q'_a = Q_a \times S \quad S = U \times V$$

TableauIV.3 : Tableau récapitulatif des résultats

	I	II	III	IV
U en [m]	0,8	0,8	0,3	0,3
V en [m]	0,8	0,3	0,8	0,3
S en [m ²]	0,64	0,24	0,24	0,09
U/L _x	0,49	0,49	0,18	0,18
V/L _y	0,38	0,14	0,38	0,14
M ₁	0,112	0,125	0,16	0,194
M ₂	0,081	0,133	0,097	0,174
$Q_a^u = Q_a^u \times S$ en [N]	128916,48	48343,68	48343,68	18128,88
$Q_a^{ser} = Q_a^{ser} \times S$ en [N]	93787,14	35170,18	35170,18	13188,82
M _x ^U en [N.m]	14438,65	6042,96	7734,99	3517,00
M _y ^U en [N.m]	10442,23	6429,71	4689,34	3154,43
M _x ^{ser} en [N.m]	12023,51	5331,80	6309,53	3017,60
M _y ^{ser} en [N.m]	9697,59	5556,89	4536,95	2806,58
M _{xc} ^U en [N.m]	4177,70			
M _{yc} ^U en [N.m]	2477,61			
M _{xc} ^{ser} en [N.m]	3399,78			
M _{yc} ^{ser} en [N.m]	2410,33			

d. Descente des charges :

$$\text{Dalle machine : } (e_p = 15\text{cm}) \Rightarrow G = 0.15 \times 2500 = 375 \text{ daN/m}^2$$

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation $Q = 100 \text{ daN/m}^2$

• Combinaison fondamentale :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 375 + 1.5 \times 100 = 656.25 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = q_u \bar{\times} 1.00 = 656.25 \text{ daN/m}_L.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.):

$$q_{\text{ser}} = G + Q$$

$$q_{\text{ser}} = 375 + 100 = 475 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$q_s = q_s \bar{\times} 1.00 = 475 \text{ daN/m}_L.$$

e. Calcul des sollicitations :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times L_x^2$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \text{ Suivant la direction } L_x;$$

Suivant la direction L_y .

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_x^{\text{ser}} = \mu_x^{\text{ser}} \times \bar{q}_{\text{ser}} \times L_x^2 \text{ Suivant la direction } L_x;$$

$$M_y^{\text{ser}} = \mu_y^{\text{ser}} \times M_x^{\text{ser}} \text{ Suivant la direction } L_y.$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho, \nu)$

• Coefficient de poisson :

$\nu = 0 \Rightarrow$ Etats limites ultimes (béton fissuré) et

$\nu = 0.2 \Rightarrow$ Etats limites de service (béton non fissuré).

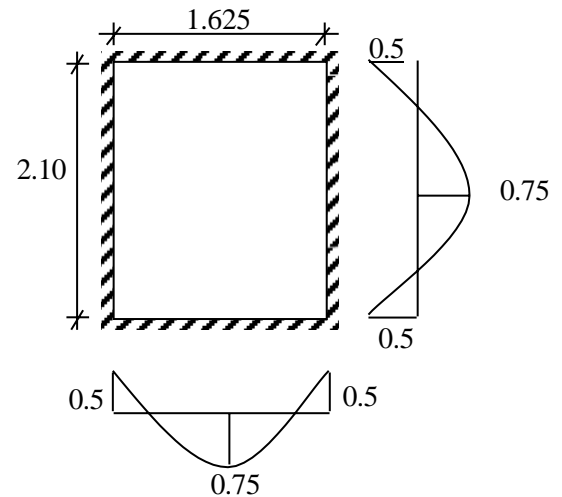


Fig. IV.4.7: dimensions de panneau de dalle d'ascenseur

f. Calcul des moments dus aux charges réparties :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.625}{2.10} = 0.77 \xrightarrow{\text{tableau}} \mu_x^u = 0.0596 \quad \text{et} \quad \mu_y^u = 0.5440$$

$$M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times L_x^2 = 0.0596 \times 656.25 \times 1.625^2 = 103.75 \text{ daN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 0.5440 \times 103.75 = 56.44 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.80}{2.00} = 0.77 \xrightarrow{\text{tableau}} \mu_x^{ser} = 0.0661 \quad \text{et} \quad \mu_y^{ser} = 0.6710$$

$$M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times \bar{q}_{ser} \times L_x^2 = 0.0661 \times 475 \times 1.625^2 = 82.91 \text{ daN.m}$$

$$M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} = 0.6710 \times 82.91 = 55.63 \text{ daN.m}$$

g. Moments totaux sollicitant la dalle machine :

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges réparties :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_{xt}^u = (M_{xc}^u + M_x^u) = (4177.70 + 1037.5) \Rightarrow M_{xt}^u = 5215.2 \text{ N}$$

$$M_{yt}^u = (M_{yc}^u + M_y^u) = (2477.61 + 564.4) \Rightarrow M_{yt}^u = 3042.01 \text{ N}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{xt}^{ser} = (M_{xc}^{ser} + M_x^{ser}) = (3399.78 + 829.1) \Rightarrow M_{xt}^{ser} = 4228.88 \text{ N}$$

$$M_{yt}^{ser} = (M_{yc}^{ser} + M_y^{ser}) = (2410.33 + 556.3) \Rightarrow M_{yt}^{ser} = 2966.63 \text{ N}$$

• Moment max en travée : $M_t = 0.75 \times M_{xt}$ et

• Moment max en appuis : $M_a = -0.5 \times M_{xt}$

Tableau. IV.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

Moments panneau	M_{tx}^u [daN.m]	M_{tx}^{ser} [daN.m]	M_{ax}^u [daN.m]	M_{ax}^{ser} [daN.m]	M_{ty}^u [daN.m]	M_{ty}^{ser} [daN.m]	M_{ay}^u [daN.m]	M_{ay}^{ser} [daN.m]
(1)	391.14	317.17	-260.76	-211.44	228.15	222.50	-152.10	-148.33

IV.4.4- Calcul du ferrailage de la dalle pleine

❖ Sens X-X :

a) En travées :

➤ E.L.U :

$$M_{tx}^u = 391.14 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{3911.4}{11.33 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.019$$

$$\mu = 0.019 < \mu_{AB} = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_{e_s}}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.024$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.990$$

• Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{3911.4}{348 \times 0.990 \times 13.5} = 0.84 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

• Choix des armatures :

$$4T10/\text{m}_L \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

➤ E.L.S :

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 317.17 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A'

- Acier FeE400

$$\Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

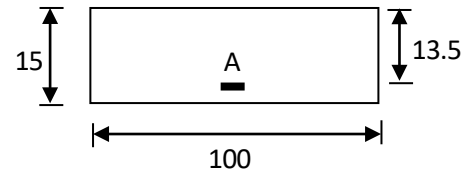


Fig. IV.4.8 : Section de calcul en travée (x-x)

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{391.14}{317.17} = 1.23$$

$$\frac{1.23-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.315 > \alpha = 0.024$$

• Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$

- Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

b) En appuis :

➤ E.L.U. :

$$M_{ax}^u = -260.76 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{2607.6}{11.33 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.013$$

$$\mu = 0.013 < \mu_{AB} = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

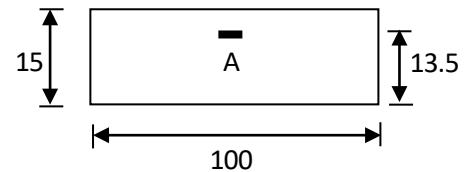


Fig. IV.4.9 : Section de calcul en appuis (x-x)

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.016$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.994$$

• Détermination des armatures :

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{2607.6}{348 \times 0.994 \times 13.5} = 0.59 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_a = \max(A ; A_{\min}) \Rightarrow A_a = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Choix des armatures :

$$4T10/m_L \longrightarrow A = 3.14\text{cm}^2.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25\text{cm}).$$

➤ E.L.S :

$$M_{ax}^{ser} = -211.44 \text{ daN}.$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A' $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{260.76}{211.44} = 1.23$$

$$\frac{1.19-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.315 > \alpha = 0.016$$

• Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

- Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

❖ Sens Y-Y :

a) En travées :

➤ E.L.U :

$$M_{ty}^u = 228.15 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{2281.5}{11.33 \times 100 \times (12.5)^2} = 0.013$$

$\mu = 0.013 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A'$ n'existe pas.

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.016$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.994$$

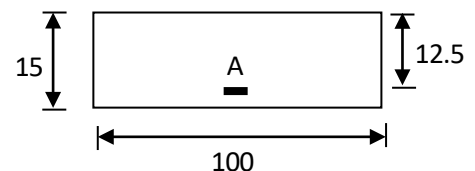


Fig. IV.4.10 : Section de calcul en travée (y-

• Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{2281.5}{348 \times 0.994 \times 12.5} = 0.53 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1,2 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Choix des armatures :

$$4T10/m_L \longrightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

➤ E.L.S :

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 222.50 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A' $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{\text{ser}}} = \frac{228.15}{222.50} = 1.03$$

$$\frac{1.03-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,215 > \alpha = 0.016$$

• Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

- Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

b) En appuis :

➤ E.L.U :

$$M_{ay}^u = -152.10 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{1521}{11.33 \times 100 \times (12.5)^2} = 0.008$$

$$\mu = 0.008 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_{e-}}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

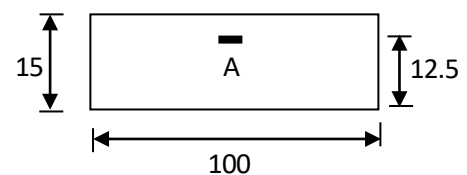


Fig. IV.4.11 : Section de calcul en appui (y-y)

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.010$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.996$$

• Détermination des armatures :

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{1521}{348 \times 0.996 \times 12.5} = 0.35 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Choix des armatures :

$$4T10/m_L \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

➤ E.L.S :

$$M_{ay}^{\text{ser}} = -148.33 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A' $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^{\text{ser}}} = \frac{152.10}{148.33} = 1.03$$

$$\frac{1.03 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.215 > \alpha = 0.010$$

• Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

- Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

IV.4.5- Vérification des contraintes de cisaillement :

• Tu max :

$$T_x^u = q_a^u + q_u \times \frac{L_x}{2}$$

$$T_x^u = 1258.95 + 656.25 \times \frac{1.625}{2} = 1556.1 \text{ daN}$$

• Calcul τ_u :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1556.1 \times 10}{(100 \times 13.5) \times 100} = 0.12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.93 \text{ MPa}$$

- $\tau_u = 0.12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.93 \text{ MPa}$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- Il n'y a pas de reprise de bétonnage

IV.4.6- Vérification de la flèche :

Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]

• $\frac{h_d}{L_x} > \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{20 M_x^{\text{ser}}}$

• $\rho = \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e}$

Vérification si la flèche est nécessaire:

• $\frac{h_d}{L_x} \geq \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{20 M_x^{\text{ser}}} \Rightarrow \frac{h}{L_x} = \frac{15}{162.5} = 0.092 > \frac{317.17}{20 \times 422.88} = 0.038 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

• $\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 0.0023 < \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots$ condition vérifiée ; f_e en (MPa)

❖ Conclusion : les 02 conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Chapitre

V

Etude Sismique

Etude d'une Tour de R+10

V.1- Introduction :

Les tremblements de terre ont représenté depuis toujours un de plus graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale est imprévue, la violence des forces mises en jeu et l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Le séisme est un phénomène qui se produit à partir du frottement entre les plaques tectoniques, un déplacement de ces derrières engendre des efforts sismiques qui imposent aux constructions des accélérations pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur, alors un effort séismique est un effort dynamique (varie en fonction du temps).

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien [**R.P.A.99 (version2003)**]

V.2- Méthodes de calcul :

Selon l'article 4.1.1 du RPA.9 (Version 2003), les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- Méthode statique équivalente et
- Méthode dynamique modale spectrale.

V.2.1- Méthode statique équivalente :

➤ Principe de la méthode :[RPA99 (version 2003)/4.2.1]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le R.P.A.99 (version2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q : Facteur de qualité ;

R : Coefficient de comportement et

W : Poids total de la structure.

Condition d'application : [RPA 99 (version 2003)/4.1.2]

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

• **Régularité en plan : [RPA99 (version 2003)/3.5.1.a]**

1. Le bâtiment doit être présenté une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales ;
2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ;

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

3. Le rapport longueur / largeur du plancher est inférieur à 4 ;

4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ;

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier.

• **Régularité en élévation : [RPA99 (version 2003)/3.5.1.b]**

1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

2. Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.

3. La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas **20%**. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas **1,5** fois sa plus petite dimension.

Outre ces conditions, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : • tous groupe.

Zone IIa : • groupe d'usage 3.

• groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

• groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

• groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III : ● groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 17m.

● groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3

niveaux ou 10m.

groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2

niveaux ou 08m.

- La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique (**les sollicitations sont calculé par le logiciel Autodesk RobotBat 2020**).

V.2.2- Méthode dynamique modale spectrale :

a) Principe :

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés 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.

b) Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degré de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

c) Présentation du logiciel :

Robot Bat est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle ;
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure » ;
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normales, contraintes σ ...)

V.3- Etapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface du Robot Bat (voir figure VI.1) :

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres et les voiles dalle pleine par panneau.

- Introduit les propriétés du matériau utilisé: les propriétés du béton (voir chapitre I)
- Introduit les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé.
- Introduit les conditions aux limites.

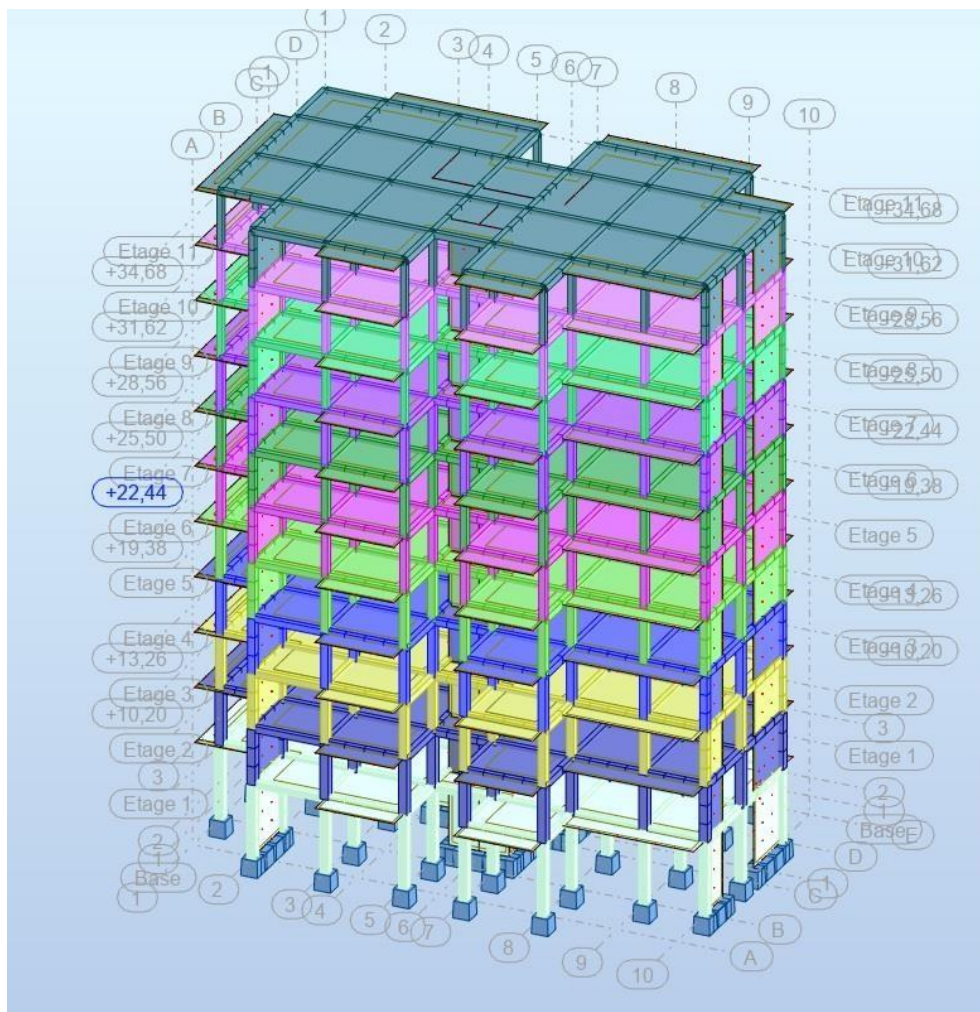


Fig.V.1: Structure simulé dans le logiciel Robot

- Détermination des charges : pour notre cas, on a trois type :
 - Charge permanente G:contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaire ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.
 - Charges d'exploitation Q: les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.
 - Les forces sismiques E : contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens(X, Y).

- Détermination des combinaisons de charges :

1) $1.35G + 1.5Q$

2) $G + Q$

3) $0.8G + E$

4) $0.8G - E$

5) $G + Q + E$

- Vérification des erreurs ;
- Lancement de l'analyse ;
- Interprétation des résultats.
- Détermination du spectre de réponse :

Zone	:	IIa
Usage	:	2
Assise	:	S ₃
Coefficient de qualité	:	1.200
Coefficient de comportement	:	4.000
Amortissement	:	7.00 %

V.4- interprétation des résultats :**V.4.1- Vérification de la participation modale (RPA.4.3.4)****Tableau V.1 : Période et facteur de participation massique**

MODE	Période	Masses cumulées U _x (%)	Masses cumulées U _y (%)	Masses modale U _x (%)	Masses modale U _y (%)
1	0,95	6,23	57,37	6,23	57,37
2	0,87	35,32	68,45	29,09	11,08
3	0,70	68,06	68,48	32,73	0,03
4	0,25	72,84	69,00	4,78	0,52
5	0,24	73,03	85,67	0,20	16,67
6	0,18	86,97	85,67	13,93	0,00
7	0,16	87,34	85,68	0,37	0,01
8	0,14	87,97	85,68	0,63	0,00
9	0,13	88,63	85,96	0,66	0,28
10	0,12	89,62	86,25	1,00	0,28
11	0,11	89,81	91,67	0,19	5,43
12	0,11	89,81	92,05	0,00	0,38
13	0,09	89,96	92,05	0,15	0,00
14	0,09	93,97	92,05	4,01	0,00

➤ **Remarque :**

- 1°/Ce modèle présente une période fondamentale T=0,95sec.
- 2°/Les 1^{er} et 3^{ème} mode est un mode de translation.
- 3°/Le 2^{ème} mode sont des modes de torsion.
- 4°/Les 12 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteint les 90% (selon RPA 99/version 2003).

- Masse Modal : $U_x = 93,97 \geq 90\%$
- Masse Modal : $U_y = 92,05 \geq 90\%$
- Donc : Condition vérifiée

V.4.2- Vérification Risque de torsion (RPA.4.2.7):

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces 48

horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs:

-5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion)

- excentricité théorique résultant des plans.

- Le Centre de Gravité $\Rightarrow C_G(X_G; Y_G) \Rightarrow C_G(12,801; 8,583)$
- Le Centre d'Inertie $\Rightarrow C_I(X_I; Y_I) \Rightarrow C_I(12,760; 8; 539)$
- On a :
- $L_X = 27,75(cm)$ et $L_Y = 18,50(cm)$
- Donc $\Delta_X = 12,801 - 12,75 = 0,051(cm) \leq 5\% \times L_X = 1,3875(cm)$
- et on a $\Delta_Y = 8,583 - 8,539 = 0,044(cm) \leq 5\% \times L_Y = 0,925(cm)$

Alors : Condition est Vérifiée Donc Il n'y a pas un risque de torsion.

V.4.3- Vérification la résultante des forces sismiques :

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

a. Calcul la force statique équivalente :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q : Facteur de qualité ;

R : Coefficient de comportement et

W : Poids total de la structure.

b. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

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

Avec :

$T_1=0.15$ et $T_2=0.50$: Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0.7$$

Où : ζ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le **tableau (4.2)RPA99**

Portique en béton armé, remplissage léger $\Rightarrow \zeta = 7\%$

ξ : coefficient d'amortissement transversal

Le type de sol (S_3) $\rightarrow \xi = 0,05$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0.88 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Site meuble (S_3) $\Rightarrow T_2 = 0.50s$ (Tableau 4.7)

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau est égale à 34,68m et

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6).

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$\Rightarrow T = 0.05 \times (35,88)^{3/4} = 0.733s \Rightarrow T_{CALCUL} = 0,733s \leq 1,3 \times T = 1,3 \times 0,733 = 0,95$$

$$T_2 = 0.5s \leq T = 0.733s \leq 3s \Rightarrow D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \Rightarrow \mathbf{D=1,705}$$

Coefficient d'accélération de zone A :

Donné par le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

- **Zone IIa**

- **Groupe 2** (Ouvrage courants ou d'importance moyenne)

$$\Rightarrow \mathbf{A = 0.15}$$

a) Coefficient de comportement R :

Portiques contreventés par des voiles => $R = 4$ [RPA99 (version2003)/tableau 4.3]

b) Facteur de qualité Q :Tableau V.2 : Valeurs des pénalités P_q

Critère	P_q	
	P_{qx}	P_{qy}
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
	0.2	0.2

$$Q = 1 + \sum P_q = 1 + 0.2 = 1.2$$

$$Q = Q_x = Q_y = 1.2 \Rightarrow V_x = V_y = V$$

c) Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \text{ [RPA99version2003/formule 4.5]}$$

Avec :

W_{Gi} : Poids du aux charge permanentes.

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation.

$\sum W_{Gi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes.

$\sum W_{Qi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation

Remarque : le poids total de la structure est donné par le logiciel robot bat :

$$W = 444729,252 \text{ Kg}$$

Donc :

$$V = \frac{0.15 \times 1,705 \times 1.2}{4} \times 4447,29 = 341.22 \text{KN}$$

$$80\% V = 272.97 \text{KN}$$

d) la résultante des forces sismiques :

Après l'interprétation des résultats du fichier RobotBat, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

Sens xx

$$V_x = 2571,62 \text{KN} > 80\% V \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens yy

$$V_y = 3031,45 \text{KN} > 80\% V \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.4.4- Vérification de la période : [RPA99(version 2003)/4.2.4.4] :

La valeur de (T) calculé à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{\text{dyn}} = 0.90 \text{ s} < 1.3 \times T_{\text{amp}} = 1.3 \times 0.95 = 1.235 \text{s} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

V.4.5- Calcul et vérification des déplacements :

D'après le RPA 99 (version 2003)[art.4.4.3] le déplacement horizontale de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit : $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

Avec :

δ_k : Déplacement horizontal au niveau k ;

δ_{eK} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques obtenu par Robot Bat ;

R : Coefficient de comportement de la structure.

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

Déplacement relatif admissible (toléré) : [RPA99version2003/5.10]

$$\Delta_{\text{radm}} = 1\% h_e$$

h_e: Hauteur d'étage

✓ **Exemple de calcul** : (Niveau : 34 ,68m – 30,60m)

Suivant X-X : $\delta_{ek} = 0,8\text{cm}$

$$\delta_{e(k-1)} = 0,3\text{cm} \quad \Rightarrow \Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)} = 0,5\text{cm}$$

Suivant Y-Y : $\delta_{ek} = 1,1\text{cm}$

$$\delta_{e(k-1)} = 0,4\text{cm} \quad \Rightarrow \Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)} = 0,7\text{cm}$$

➤ **Vérification** : $\Delta_{radm} = 1\%h_e = \frac{306}{100} = 3,06\text{cm}$

$$\Delta K_x = 0,5\text{cm} < \Delta_{radm}$$

$$\Delta K_y = 0,7\text{cm} < \Delta_{radm}$$

Remarque :

La vérification du déplacement de tous les niveaux effectuée sur le tableau suivant :

Tableau V.3: Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement du plancher

h _k (cm)	$\delta = R \times \delta_{ek}$		Δ_k		Vérification
	sens x	sens y	sens x	sens y	
306	0,3	0,4	0,3	0,4	< $\Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
306	0,8	1,1	0,5	0,6	< $\Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
306	1,4	1,9	0,6	0,8	< $\Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
306	2,1	2,9	0,7	1,0	< $\Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
306	2,9	4,0	0,8	1,1	< $\Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
306	3,8	5,1	0,8	1,2	< $\Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
306	4,6	6,3	0,9	1,2	< $\Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
306	5,5	7,5	0,9	1,2	< $\Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
306	6,4	8,7	0,9	1,2	< $\Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
306	7,2	9,8	0,9	1,1	< $\Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
408	8,0	10,8	0,8	1,0	< $\Delta_{radm}=4.08\text{cm}$

V.4.6- Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : [RPA99 version 2003/5.9]

Les effets du seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P_k = poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k

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

Tableau V.4 : Vérification de L'effet p-Δ :

h_k	Δ_{KX}	Δ_{KY}	V_{KX}	V_{KY}	$P_{KG}(-)$	$P_{KQ}(-)$	P_K	θ_X	θ_Y	Vérification
306	0,3	0,4	2571,61	3031,45	42114,81	7491,14	43613,038	0,017	0,019	$\leq 0,1$
306	0,5	0,6	2512,24	2977,53	37516,70	6763,20	38869,34	0,025	0,025	$\leq 0,1$
306	0,6	0,8	2410,75	2869,50	33665,84	6061,56	34878,152	0,028	0,032	$\leq 0,1$
306	0,7	1,0	2282,17	2720,00	29883,74	5359,92	30955,724	0,031	0,037	$\leq 0,1$
306	0,8	1,1	2133,22	2541,86	26101,65	4658,27	27033,304	0,033	0,038	$\leq 0,1$
306	0,8	1,2	1964,68	2339,99	22361,73	3956,63	23153,056	0,030	0,039	$\leq 0,1$
306	0,9	1,2	1773,44	2110,00	18680,96	3254,99	19331,958	0,032	0,036	$\leq 0,1$
306	0,9	1,2	1554,49	1847,02	15000,20	2553,35	15510,87	0,029	0,033	$\leq 0,1$
306	0,9	1,2	1300,64	1548,51	11355,99	1851,71	11726,332	0,026	0,030	$\leq 0,1$
306	0,9	1,1	989,25	1188,27	7763,04	1150,07	7993,054	0,024	0,024	$\leq 0,1$
408	0,8	1,0	588,15	716,61	4172,59	451,09	4262,808	0,014	0,014	$\leq 0,1$

Conclusion : la structure est stable vis-à-vis l'effet p-Δ

Chapitre

VI

ETUDE DES ELEMENTS
STRUCTURAUX

Etude d'une Tour de R+10

VI.1-Etude des portiques :**VI.1.2-Introduction:**

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux) et horizontaux (poutres).
L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

VI.1.3-Définition :**VI.1.3.1-Poteaux :**

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appui pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations, sont sollicités à la flexion composée.

VI.1.3.2-Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

VI.2-Ferraillage des portiques :**VI.2.1- Combinaisons d'actions :**

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- **G** : Charges permanentes;
- **Q** : Charges d'exploitations et
- **E** : Efforts sismiques.

❖ Combinaisons prises en compte :

- BAEL 91 : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires;

$$1.35G + 1.5Q \longrightarrow \text{E.L.U.}$$

$$G + P \longrightarrow \text{E.L.S.}$$

- RPA99 (version 2003) : Combinaisons accidentelles;

$$0,8 \times G \pm E$$

⇒ Poteaux

$$G + Q + E$$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel Robot bat.

VI.2.2- Ferraillage des poutres :

On distingue deux types de poutres :

- Poutres principales : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires: $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

a. Ferraillage réglementaire : Recommandation du RPA99 (version 2003):➤ Armatures longitudinales :

- Armatures minimales : $0.5\% \times B$ en zone II_a.
- Armatures maximale $4\% \times B$ en zone courante
 $6\% \times B$ en zone de recouvrement
- Longueur de recouvrement est de : $40.\varnothing$ en zone II_a.

Avec :

B : Section de la poutre.➤ Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t\min} = 0.003 \times S \times b$$

Avec :

b : Largeur de la section et**S** : L'espacement des armatures transversales.

- L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left(\begin{array}{l} h; 12 \times \phi \\ 4 \end{array} \right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

 Règlement BAEL91 :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

b. Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "Robot Bat", on obtient les résultats suivants :

Tableau VI.1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant et effortstranchants

Types	Etat limite ultime (E.L.U)		Etat limite de service (E.L.S)		Efforts tranchants
	Mt[KN.m]	Ma [KN.m]	Mt[KN.m]	Ma [KN.m]	
Moments					T [KN]
Poutres principales	65,87	-118,25	48,15	-86,23	137,66
Poutres secondaires	82,67	-95,66	60,12	-69,61	110,95

➤ Armatures longitudinales :

Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

- Poutres principales: $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires: $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

Conditions imposées par le BAEL.91 :

- Poutres principales: $A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 36 = 1.30 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires: $A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 31.5 = 1.14 \text{ cm}^2$
- **Exemple de calcul** : Poutres principales (30×40) cm²

b.1-En travée :

❖ **Cas fondamentaux :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_t^u = 65.87 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{65.87 \times 10^3}{14.2 \times 30 \times (36)^2} = 0.119$$

$$\mu = 0.119 < \mu_{AB} = 0.392 \Rightarrow \text{A' N' existe pas } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.159$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.936$$

- Détermination des armatures:

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{65.87 \times 10^3}{348 \times 0.936 \times 36} = 5.62 \text{ cm}^2$$

Choix des Armateurs :

$$3T16 \rightarrow A = 6.03 \text{ cm}^2$$

- Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{ser} = 48.15 \text{ KN.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A'

- Acier FeE400

$$\Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{65.87}{48.15} = 1.37$$

$$\frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 > \alpha = 0.159 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour σ_s)

b.2-Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{\max} = 137.66 \text{ KN}$$

- a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :

$$T_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0.9 \cdot d = 0.9 \times 36 = 32.4 \text{ cm}$$

$$T_u = 137660 \text{ N} \leq 0.267 \times 32.4 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 648810 \text{ N}$$

⇒ L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

b) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{137660 \times 10^3}{30 \times 36 \times 100} = 1.27 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$\tau_u = 1.27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

c) Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi \leq \min \left(\frac{b_0}{4}; \phi; \frac{l_{\min}}{35}; \frac{10}{10} \right)$$

$$\phi \leq \min \left(40; 30; 1.4 \right) = 1.14 \text{ cm}$$

On prend : $\phi = 10 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE400 $\Rightarrow 4T10 \Rightarrow A_t = 3,14 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1étrier)

d) L'espacement des armatures transversales :

Selon le **BAEL91**:

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \times K}{0.8 \times f_c (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K = 1$ (flexion simple)

$$\alpha = 90^\circ$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_c}{b \cdot (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{3.14 \times 0.8 \times 400}{30 \times (1.27 - 0.3 \times 2.1)} = 52.33 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 36; 40) \text{ cm} = 32.4 \text{ cm}.$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_c}{0.4 \times 30} = \frac{3.14 \times 400}{0.4 \times 30} = 104.67 \text{ cm}$$

Selon le **RPA99** (version 2003) :

• Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi \right) = \min \left(\frac{40}{4}; 12 \cdot 1,4 \right) = 10 \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t4} = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$\delta_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \Rightarrow \delta_t = 20 \text{ cm}$$

Donc :

$$\delta_t = 20 \text{ cm En zone courante}$$

$$\delta_t = 10 \text{ cm En zone nodale}$$

e) Vérification des armatures transversales:

- Zone nodale :

$$A_{t,\min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

- zone courante :

$$A_{t,\min} = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2$$

Vérification des armatures :

$$A_t > A_{\min}$$

- Zone nodale :
- $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{t,\min} = 0,9 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$
- zone courante :
- $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{t,\min} = 1,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$

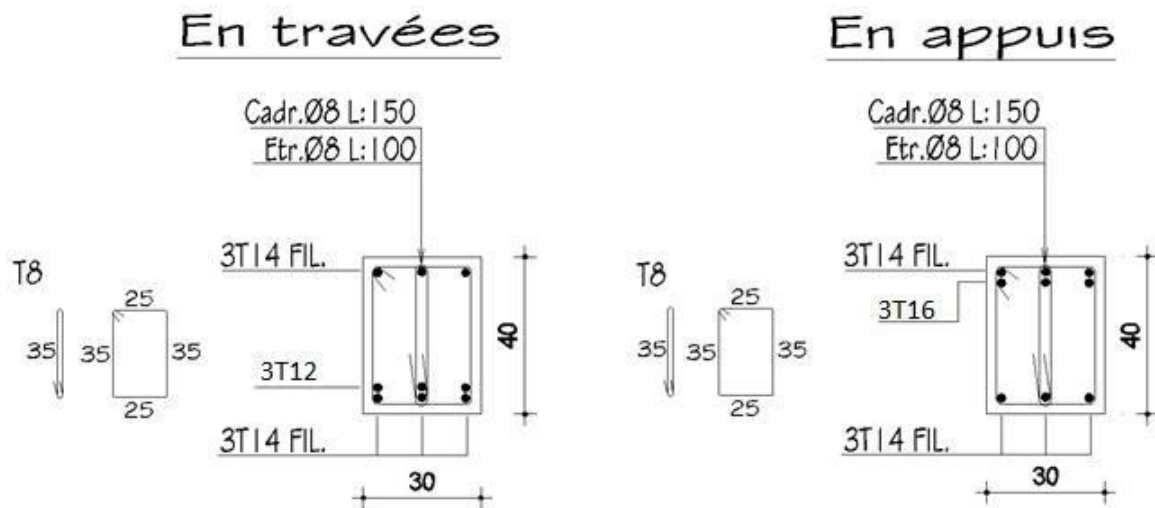
b.4-Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L,\max}$$

Remarque: étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est la même que celle déjà montrée ci-avant; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif de ferrillages.

Types des poutres		$A_{min} [cm^2]$		$A_{cal} [cm^2]$	Barres choisies	$A_{cor} [cm^2]$	Longueur de recouvrement [cm]
		B.A.E.L	R.P.A				
Poutres principales	Travées	1,3	4,2	5,6	3T14+3T12	8,01	56
	Appuis	1,3	4,2	10,8	3T14+3T16	10,65	64
Poutres secondaires	Travées	1,2	3,67	8,6	3T14+3T16	9,24	64
	Appuis	1,2	3,67	10,3	3T14+3T16	10,65	64

✓ Dessin de ferrillage :a) Poutres principales :

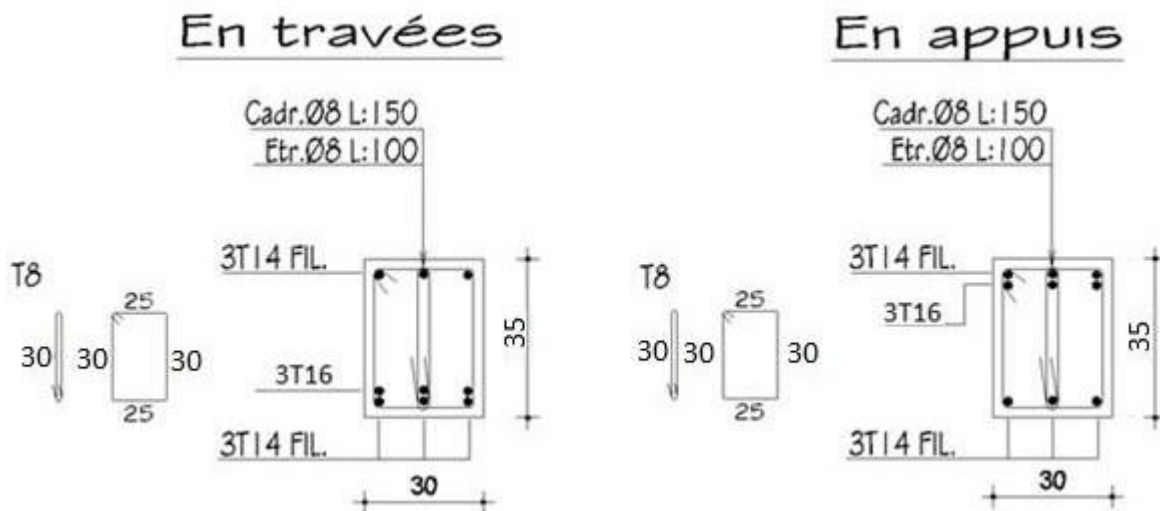
b) Poutre secondaires :

Fig. VI.1.1 : Dessin de ferrailage des poutres

VI.2.3- Ferrailage des poteaux :• Définition :

Les poteaux sont des éléments verticaux, constituant les éléments porteurs du système planchers - poutres par point d'appuis isolés.

• Leurs rôles :

- Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau) ;
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux :
 - Effet du vent ;
 - Effet de la dissymétrie des charges ;
 - Effet de changement de la température;
 - Effet des efforts sismiques et
- Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).

Les poteaux sont sollicités dans deux sens (x et y) (voir fig.VII.1), ils sont calculés en fonction de l'effort normal N et ; le moment fléchissant M selon les cas suivants :

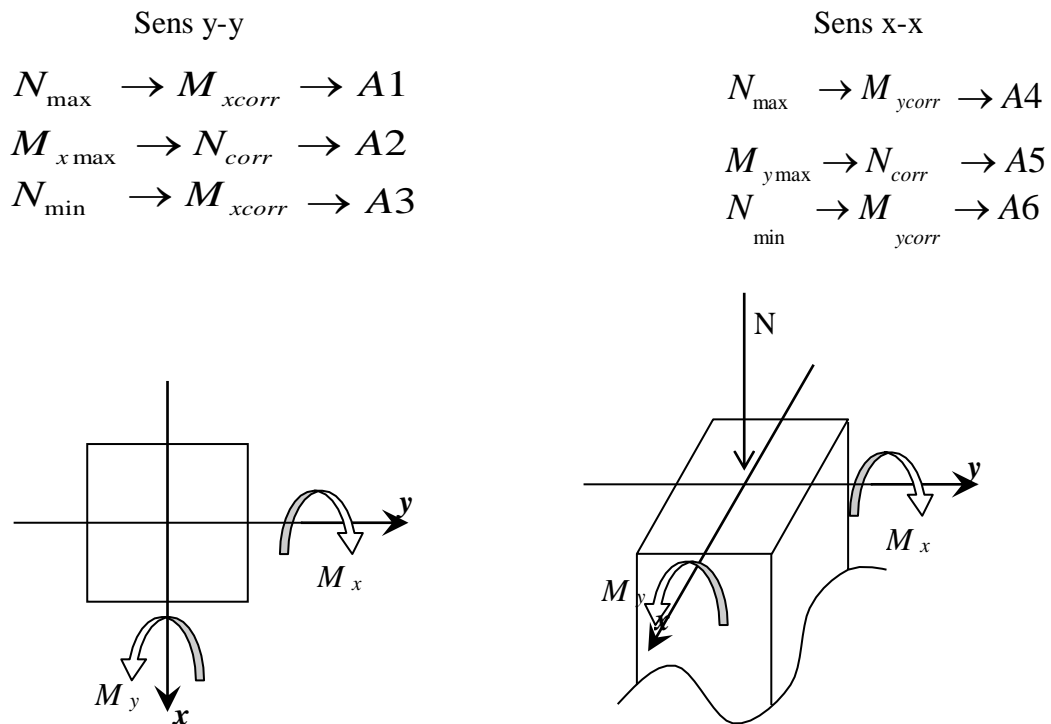


Fig.VI.1.2: Direction des moments et effort normal dans un poteau

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel Robot bat sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable ($1,35G+1,5Q$) pour la situation durable et ($G+Q\pm E$) et ($0,8G\pm E$) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003]

- Le ferrailage :

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99(2003) et le BAEL91.

- Les armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

- ☑ Conditions de RPA99 (version 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8% en zone II a.
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - ◆ 4% en zone courante et
 - ◆ 6% en zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - ◆ 40ϕ en zone IIa
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$L'=2h$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm} \right)$$

Avec :

H: Hauteur de la poutre;

B et **a** : Section d'un poteau;

H_e: Hauteur libre entre deux étages.

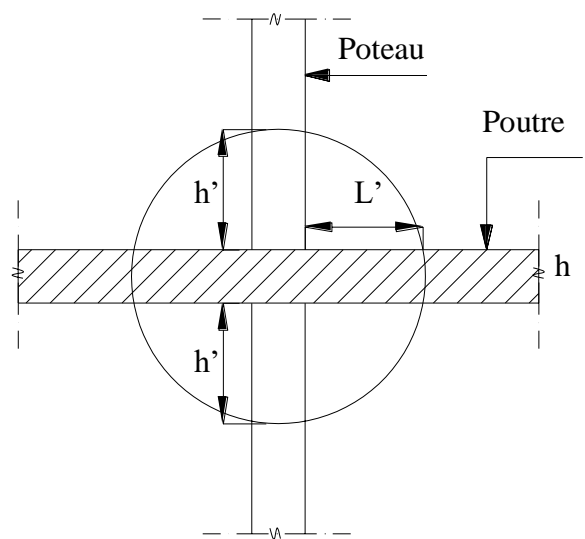


Fig.VI.1.3 :La zone nodale

☑ Conditions de BAEL91 : [B.A.E.L91/A.8.1,21]

La section A_L des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

- $A_L \geq 4\text{cm}^2$ par mètre de périmètre
 - $0.2\%B \leq A_L \leq 5\%B$
- } Pour une section entièrement comprimée

Avec :

B : Section totale du poteau.

- $A_{\min} = \frac{ft28}{fe} \times B$ pour une section entièrement tendue.

- Pour les sections rectangulaires, la distance maximale de deux barres voisines doit

Respecter la condition suivante :

- $c \leq \min (b+10\text{cm} ; 40\text{cm})$

B : Petite côté du rectangle.

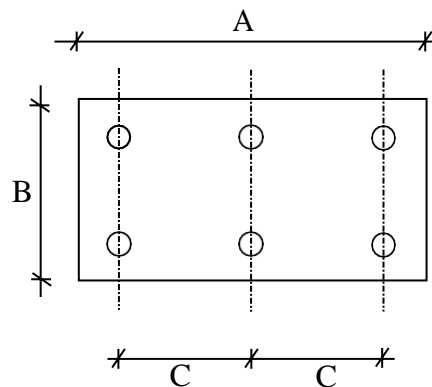


Fig.VI.1.4:Espacement entre les armatures longitudinales

➤ Les armatures transversales :

☑ Conditions de RPA99 (version 2003) :

Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant;

a : Hauteur totale de la section brute;

f_e : Limite élastique des armatures transversales et

ρ_a : Coefficient dépend de l'élançement géométrique λ_g .

- ◆ $\rho_a = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$ $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$
- ◆ $\rho_a = 3.75$ si $\lambda_g < 5$

- Espacement entre les armatures transversales : δ_t

- Zone nodale :

$$\delta_t \leq \min(10\varnothing_L ; 15\text{cm}) \quad (\text{zone IIa})$$

- Zone courante :

$$\delta_t \leq 15\varnothing_L \quad (\text{zone IIa})$$

- Section minimale des armatures transversales:

$$\frac{A_t}{\delta_t \times b} \text{ en \% est donné comme suit:}$$

Si:

- $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.4\%$
- $-\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$
- $-3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpolation des valeurs limites précédentes avec:

$$\lambda_g = \left(\frac{L_r}{a} \text{ ou } \frac{L_r}{b} \right)$$

Avec:

a et **b**: Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée
et

L_r: Longueur du flambement.

Conditions de BAEL91 : [B.A.E.L.91/A.8.1.3]

- Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\varphi_t \leq \frac{1}{3} \varphi_{L_{\max}}$$

- L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t = \min(15\varphi_{L_{\min}}; 40\text{cm}; b + 10\text{cm})$$

Avec :

b: Plus petite dimension de la section transversale du poteau et

$\varphi_{L_{\min}}$: Plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

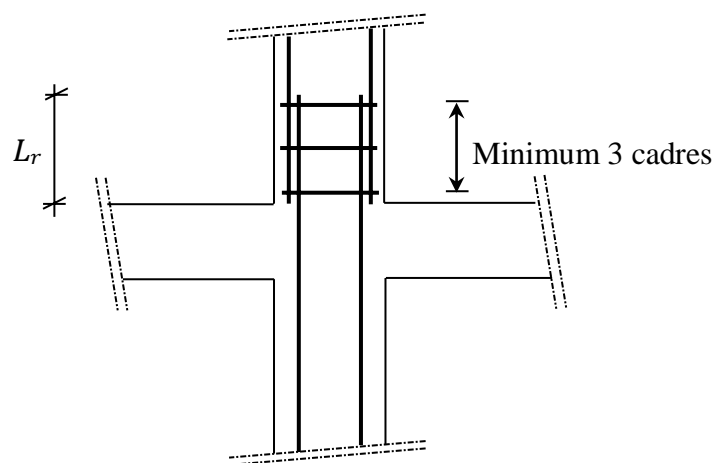


Fig.VI.1.5:Les armatures transversales dans la zone de recouvrement

combinaison	Section(cm ²)		(45×45)	(40×40)	(35×35)	(30×30)	Ferrailage (45×45) (cm ²)	Ferrailage (40×40) (cm ²)	Ferrailage (35×35) (cm ²)	Ferrailage (30×30) (cm ²)
	sollicitations									
ELU	Cas 1	N ^{max} (KN)	2173,93	1737,15	1142,32	589,96	A _{s1} = 3,6 A _{s2} =3,6	A _{s1} = 3,2 A _{s2} =3,2	A _{s1} = 2,8 A _{s2} =2,8	A _{s1} =2,4 A _{s2} = 2,4
		M ^{cor} (KN.m)	2,01	2,95	8,56	11,21				
	Cas 2	M(KN.m)	44,79	38,37	44,79	48,56	A _{s1} = 3,6 A _{s2} =3,6	A _{s1} = 3,2 A _{s2} =3,2	A _{s1} =2,8 A _{s2} =2,8	A _{s1} = 5,1 A _{s2} =5,1
		N ^{cor} (KN)	389,19	402,59	389,19	58,20				
	Cas 3	N ^{min} (KN)	-82,21	331,91	152,48	-0,05	A _{s1} =3,6 A _{s2} =3,6	A _{s1} =3,2 A _{s2} = 3,2	A _{s1} = 2,8 A _{s2} =2,8	A _{s1} = 2,4 A _{s2} =2,4
		M ^{cor} (KN.m)	18,70	26,76	7,05	21,28				
ACC	Cas 4	N ^{max} (KN)	1797,80	1315,36	868,96	450,74	A _{s1} = 3,6 A _{s2} =3,6	A _{s1} = 3,2 A _{s2} =3,2	A _{s1} =2,8 A _{s2} = 2,8	A _{s1} = 2,4 A _{s2} =2,4
		M ^{cor} (KN.m)	36,89	38,86	16,52	12,28				
	cas 5	M(KN.m)	103,48	127,79	96,52	66,83	A _{s1} = 16,1 A _{s2} =16,1	A _{s1} = 4,7 A _{s2} =4,7	A _{s1} = 6,2 A _{s2} =6,2	A _{s1} =2,9 A _{s2} = 2,9
		N ^{cor} (KN)	-730,66	422,73	179,15	349,12				
	Cas 6	N ^{min} (KN)	-897,50	-386,27	-104,85	-36,27	A _{s1} = 18,1 A _{s2} =18,1	A _{s1} = 6,1 A _{s2} = 6,1	A _{s1} = 2,8 A _{s2} =2,8	A _{s1} =1,35 A _{s2} = 1,35
		M ^{cor} (KN.m)	102,16	15,73	7,67	5,22				
Effort tranchant	T(KN)		29,10	29,21	28,30	28,60	2,02	2,02	2,02	2,02

Tableau VI. 3 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normal et des efforts tranchant.

❖ **Calcul des armatures** : (Exemple de calcul: poteau (45×45) cm²)

➤ Calcul d'une section en Rectangulaire :

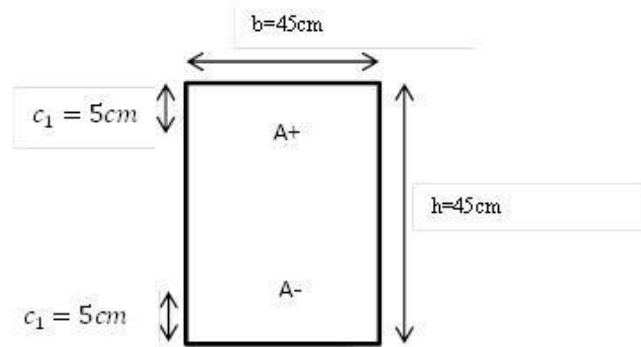


Fig.VI.1.6 : Section rectangulaire compression E.L.U

✓ **Armatures longitudinales :**

a) **Situation durable et transitoire :**

Etat limite ultime : (1.35 G + 1.5 P)

➤ **1^{er} Cas:**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\max} = 2173,93 \text{ KN}$
- $M^{\text{corr.}} = 2,01 \text{ KN.m}$

Calcul suivant l'axe y-y :

1) **Calcul a l'état ultime de résistance :**

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ Mpa} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A' = \frac{N - 100 B \cdot \sigma_b'}{100 \cdot \sigma_s'} = \frac{2173,93 \times 10^3 - 100 \times 45 \times 45 \times 14,2}{100 \times 348}$$

$$A' = -20,16 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A' = 0$$

- Détermination du type de sollicitation :

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{2,01}{2173,93} \times 100 = 0,092$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0,5 \times 408}{45} = 4,53$$

On à

$$\frac{l_f}{h} = 4,53 < \text{Max} \left\{ 15; \left(20 \cdot \frac{e_1}{h} = 0,04 \right) \right\}$$

⇒ Le calcul revient à la flexion composée avec un moment fictif:

$$M_f = N_u(e_1 + e_2 + e_a)$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_U} = \frac{1,07}{2,01} = 0,532$$

$$e_a = \text{Max} \left(2\text{cm}; \frac{l}{250} \right) = \text{Max} \left(2\text{cm}; \frac{306}{250} = 1,22 \right) = 2\text{cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10 h} (2 + \alpha \cdot \varphi) = \frac{3 \times 153^2}{10 \times 45} (2 + 0,532 \times 2) = 0,85\text{cm}$$

$$M_f = N_u(e_1 + e_2 + e_a) = 63972,74\text{N.m}$$

$$M_f = 63972,74\text{N.m}$$

➤ Section rectangulaire flexion composée, N effort de compression ELU :

- Détermination du type de sollicitation :

$$e = \frac{M_f}{N} = \frac{639,7274}{2173,93} \times 100 = 2,94$$

$$e = e_0 + \left(\frac{h}{2} - c_1 \right) = 2,94 + \left(\frac{45}{2} - 5 \right) = 20,44\text{cm}$$

$$M_1 = N \cdot e = 2173,93 \times (20,44 \times 10^{-2}) = 444,410\text{KN.m}$$

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1)}_{?} \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N \times (d - c_1)}_{?} - M_1$$

$$(I) = (0,337,45 - 0,81,5) \times 14,2 \times 45 \times 45 = 319611,82 \text{ N.m} = 319,612 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 2173,93 \times (0,40 - 0,05) - 444,410 = 316,465 \text{ KN.m}$$

$(I) = 319,612 \text{ KN.m} \geq (II) = 316,465 \text{ KN.m} \Rightarrow$ la section est partiellement – comprimée

On revient a la flexion simple avec un moment fictive : M_f

$$M_f = 444,410 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul en flexion simple :**

1) Calcul de σ et u :

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ Mpa} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{444,410 \times 1000}{14,2 \times 45 \times 40^2} = 0,435$$

$\mu = 0,435 > \mu_{AB} = 0,186$ (Acier FeE400) \Rightarrow pivot B et A' existe.

2) Vérification de l'existence de A' :

$$1000 \varepsilon_L = \frac{f_e}{200 \cdot \gamma_s} = \frac{400}{200 \cdot 1,15} = 1,739$$

$$\alpha_L = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_L} = 0,668$$

$$\mu_L = 0,8 \alpha_L (1 - 0,4 \alpha_L) = 0,8 \times 0,668 (1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392$$

2) Calcul de M_1 , ΔM et $0,4M_{max}$:

$$M_1 = \sigma_b \times \mu_L \times b \times d^2 = 14,2 \times 0,392 \times 45 \times 40^2 = 400,399 \text{ KN.m}$$

$$\Delta M = M - M_1 = 444,410 - 400,399 = 44,011 \text{ KN.m}$$

$$0,4M_{max} = 0,4 \times = 177,764 \text{ KN.m}$$

On a : $\Delta M < 0,4M_{max} \Rightarrow$ CV.

3) Calcul de :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu L}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,392}) = 0,668$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times 0,669 = 0,733$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348M$$

$$\gamma' = c'/d = 5/40 = 0,125$$

$$\gamma_l' = (3,5 - \varepsilon_l)/(3,5 + \varepsilon_l) = 0,336$$

On a

$$\gamma' = 0,125 < \gamma_l' = 0,336 \Rightarrow \varepsilon_s' > \varepsilon_l$$

Donc :

$$\sigma_s' = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348Mpa$$

4) Les sections des armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{444410 \times 10^3}{348 \times 0,733 \times 40} = 43,55cm^2$$

$$A_f' = \frac{\Delta M}{(\sigma_s' \times d) - c_1} = \frac{44,011 \times 10^3}{(348 \times 40) - 5} = 3,62cm^2$$

5) Les sections des armatures réelles:

$$A = A_f - \frac{N_u}{100 \times \sigma} = 43,55 - \frac{2173930}{100 \times 348} = -18,91cm^2$$

$$A < 0 \Rightarrow A = 0$$

$$\Delta = c_1^2 - 4 \times 0,4N_u(e + c_1 - d)/(80 \times \sigma_b \times b)$$

$$\Delta = 5^2 - 4 \times \frac{0,4 \times 2173930(20,44 + 5 - 40)}{80 \times 14,2 \times 45} = 990,69$$

$$X_1 = \frac{5 + \sqrt{\Delta}}{0,8} = \frac{5 + \sqrt{990,69}}{0,8} = 45,59cm$$

$$X_2 = \frac{5 - \sqrt{\Delta}}{0,8} = \frac{5 - \sqrt{990,69}}{0,8} = -33,09cm$$

Si : $X_1 \geq 0 \Rightarrow Y = X_1 = 45,59 \text{ cm}$

$$A' = \frac{N_u - 80 \times \sigma_b \times b \times y}{100 \times \sigma'_s} = \frac{2173930 - 80 \times 14,2 \times 45 \times 45,59}{100 \times 201,63} = -7,77 \text{ cm}^2$$

$A' < 0 \Rightarrow A' = 0$

$$A_{min} = \max\left[\left(0,2 \times b \times \frac{h}{100}\right); 8 \times (b \times h)/100\right]$$

$$A_{min} = \max\left[\left(0,2 \times 45 \times \frac{45}{100}\right); 8 \times (45 + 45)/100\right]$$

$$A_{min} = \max(4,05; 7,2) = 7,2 \text{ cm}^2 \text{ donc } A_{total} = 7,20 \text{ cm}^2$$

Etat limite service :

➤ **1^{er} Cas:**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N_{ser} = 1580,75 \text{ KN}$
- $M_{ser} = 1,45 \text{ KN.m}$

Calcul suivant l'axe y-y :

6) Calcul a l'état limite de service :

- Flexion composé section rectangulaires ELS :

1) Détermination de la nature de sollicitation :

$$B_0 = (b \times h) + 15(A' + A) = 2568 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = V_2 = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

$$M_G = M_s = 1,45 \text{ KN.m}$$

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} + A' \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right)^2 + A \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right)^2 = \frac{45 \cdot 45^3}{12} + 18,1 \cdot \left(\frac{45}{2} - 5\right)^2 + 18,1 \cdot \left(\frac{45}{2} - 5\right)^2$$

$$I_{xx} = 508012,5 \text{ cm}^4$$

$$e_G = \frac{M_G}{N} = \frac{1,45}{1580,75} \times 100 = 0,09$$

$$I_{XX} = \frac{I_{XX}}{B_0 \times V_2} = \frac{508012,5}{2568 \times 22,5} = 8,8 \text{ cm}$$

On a : $e_G < \frac{I_{XX}}{(B_0 \times V_2)} \Rightarrow$ section entièrement comprimée.

2) Détermination des contraintes :

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times b \times h} = 6,16 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{XX}} = \frac{1,45}{8,8} = 0$$

$$\sigma_{B1} = \sigma_0 + K \times V_1 = 6,16 + 0 \times 22,5 = 6,2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{B2} = \sigma_0 - K \times V_2 = 6,16 - 0 \times 22,5 = 6,16 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{s1} = 15(\sigma_0 + K \times (V_1 - d')) = 15(6,16 + 0 \times (22,5 - 5)) = 92,4 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{s2} = 15(\sigma_0 - K \times (d - V_1)) = 15(6,16 - 0 \times (40 - 22,5)) = 92,4 \text{ Mpa}$$

3) Vérification des contraintes:

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15,04 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{B1} < \bar{\sigma}_B \text{ et } \sigma'_{s1} < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{Ferraillages convenable.}$$

4)

5) Les sections des armatures:

$$A_{sup} = 18,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{inf} = 18,10 \text{ cm}^2$$

b) **Situation accidentelle** : (G + P \pm 1.2 E ; 0.8 G \pm E)

➤ **1er Cas:**

Les sollicitations prises en compte sont :

○ $N^{\max} = 1797,80 \text{ KN}$

○ $M^{\text{cor}} = 36,89 \text{ KN.m}$

Calcul suivant l'axe y-y :

✓ **Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$$e_0 = \frac{M_{yy}}{N'} = \frac{36,89}{1797,80} \times 100 = 2,05 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

✓ **Vérification si on a une compression excentré :**

$$\lambda \leq \max \left[50; 67 \frac{e_0}{h} \right]$$

$$\text{Avec : } 67 \cdot \frac{e_0}{h} = 67 \cdot \frac{2,05}{45} = 3,05 < 100$$

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0,5 \times l_0 = 0,5 \times 306 = 153 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{153}{45} = 11,76$$

$$\lambda = 11,76 < \max[50; 3,05] = 50 \Rightarrow \text{compression excentré}$$

⇒ La section sera calculée en flexion composée sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N_1' = N' \times \alpha_1$$

$$M' = N_1' \times (e_0 + e_a)$$

✓ **Excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right] = \max[2 \text{ cm}; 1,63 \text{ cm}]$$

$$\Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{2,05}{45} = 0,045 < 0,75$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{11,76}{35} \right)^2$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1,02$$

$$N_1' = 1797,80 \times 1,02 = 1833,60 \text{ KN}$$

$$M' = 1833,60 \times (2,05 + 2) \times 10^{-2} = 74,26 \text{ KN.m}$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N' 1 :**

$$e_1 = \frac{M'}{N_1'} = \frac{74,26}{1833,80} \times 100 = 4,05 \text{ cm}$$

$$e_1 = 4,05 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression N_1' se trouve à l'intérieure de la section.

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1 \times (d - c) - M_1$$

(I)

(II)

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:**

$$M_1' = M_1 + N_1 \left(d - \frac{h}{2} \right) = 77,91 + 1797,80 \left(0,40 - \frac{0,45}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_1' = 392,525 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \cdot 45 - 0,81 \cdot 5) \times 18,48 \times 45 \times 45 = 415945 \text{ N.m} = 415,945 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 1833,66 \times (0,40 - 0,05) - 74,26 = 567,5 \text{ KN.m}$$

(I) = 415,945 KN.m ≤ (II) = 567,5 KN.M ⇒ la section est partiellement – comprimée

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1'}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{74,26 \times 1000}{18,48 \times 45 \times 40^2} = 0,056$$

$\mu = 0,056 < \mu_1 = 0,392$ (Acier FeE400) ⇒ A' n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,072$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,971$$

$$A_1 = \frac{M_1'}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{74,26 \times 1000}{400 \times 0,971 \times 40} = 4,78 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 4,78 - \frac{1797,80 \times 1000}{100 \cdot 400} = -40,16 \text{ cm} < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

✓ **Conclusion :**

$$A_{\text{cal}} = \max(A^{\text{calc}}, A^{\text{min}}, A^{\text{RPA}}) = \max(0,00, 4,78, 16,2) = 16,20 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures :**

$$6T20 \rightarrow A = 18,85 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures transversales :**

a) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne**moyenne :**

$$T_{\max} = 29,10 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d \times 100} = \frac{29100}{45 \times 40 \times 100} = 0,162 \text{ MPa}$$

Selon le C.B.A93 : Art A .5.1.2.1 :

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

$$\tau_u = 0,162 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne du poteau.

b) Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L_{\max}}}{3} = \frac{1,4}{3} = 0,46 \text{ cm}$$

Donc on prendra $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE400

c) Espacement des armatures transversales :**✓ Suivant les règles BAEL 91 :**

$$t \leq \min(15\phi_t^{\min}; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm}) = (15 \times 1,2; 40 \text{ cm}; 40 + 10) = 18 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t = 15 \text{ cm}$$

✓ D'après les règles RPA 99/Version 2003 : (zone II)

Zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_t^{\min}; 15 \text{ cm}) = (10 \times 1,2; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$t \leq 15\phi_t^{\min} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t = 15 \text{ cm}$$

Calcul de λ_g :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{285,5}{45} = 6,34 > 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,3\% \cdot b \cdot t = 0,003 \cdot 45 \cdot 10 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_i \cdot f_e} = \frac{3,75 \times 29100 \times 10}{45 \times 400 \times 100} = 0,60 \text{ cm}^2$$

On prend 2T8 $\Rightarrow A_t = 1,01 \text{ cm}^2$

d) Armatures transversales minimales :

$$\lambda = \frac{l_f}{a} = \frac{285.5}{45} = 6.34 > 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,3\% \cdot b \cdot t = 0,003 \cdot 45 \cdot 10 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

○ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2 \cdot 45 = 90 \text{ cm}$$

$$h' = \max \left(\frac{266}{6}; 45; 45; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

○ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L_{\max}} = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

✓ Condition imposée par le RPA99/V2003 :

$$A_{\min} = 0,8\% \cdot (b \cdot h) = 0,008 \cdot 45 \cdot 45 = 16,2 \text{ cm}^2$$

✓ Condition imposée par le BEAL 91 :

$$A_{BAEL} = \max \left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}; \frac{8(b+h)}{100} \right] = \max \left[\frac{0,2 \cdot 45^2}{100}; \frac{8(45+45)}{100} \right] = 7,2 \text{ cm}^2$$

✓ **Conclusion :**

$$A = \max(A_{\text{call}}; A_{\text{RPA}}; A_{\text{BAEL}}) = (43,55; 16,2; 36,2) = 43,55 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures :**

$$13\text{T}14 + 12\text{T}16 \rightarrow A = 44,14 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que Précédemment; et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.4: Tableau récapitulatif des ferrailages des poteaux.

Section	A ^{ca} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{max} (cm ²)	Ferrailage	A (cm ²)	Long de rec. (cm)
		RPA	RPA	Choix		
(45x45)	36,2	16,2	101,25	12T20	37,70	80
(40x40)	12,2	12,8	80	4T16+4T14	14,2	64
(35x35)	12,4	9,8	61,25	4T16+4T12	12,60	64
(30x30)	2,70	7,2	45	4T14+4T12	10,68	56

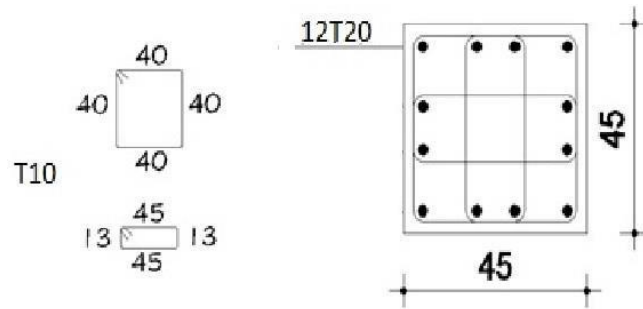


Fig.VI.1.7 : Dessin de ferrailage de poteau (45×45).

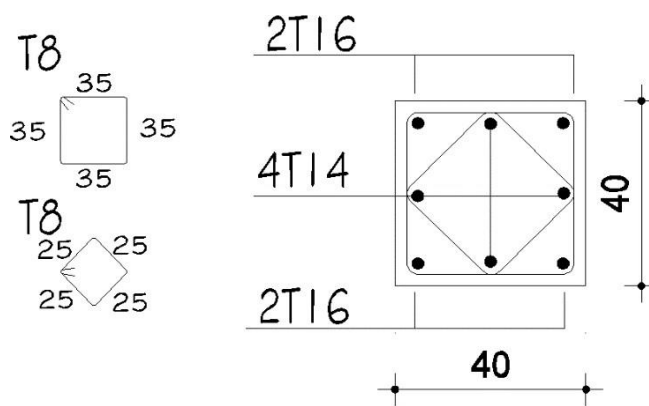


Fig.VI.1.8 : Dessin de ferrailage de poteau (40×40).

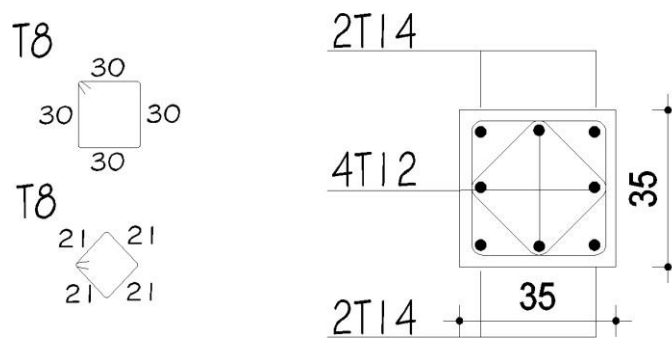


Fig.VI.1.9 : Dessin de ferrailage de poteau (35×35).

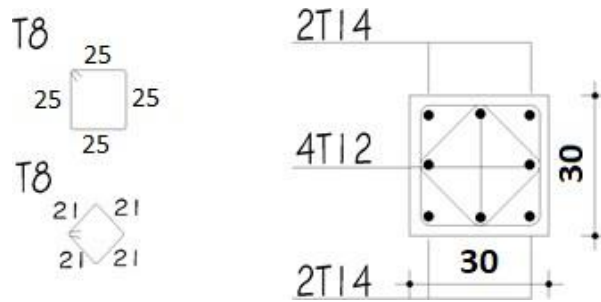


Fig.VI.1.10 : Dessin de ferrailage de poteau (30x30).

I.3- Etude des voiles :

VI.3.1-Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la longueur est au moins (04) fois supérieure à la largeur.

Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, poussée des terres) grâce à leurs rigidités importantes.

Dans notre structure, on distingue un type de voile :

- Voile de contreventement.

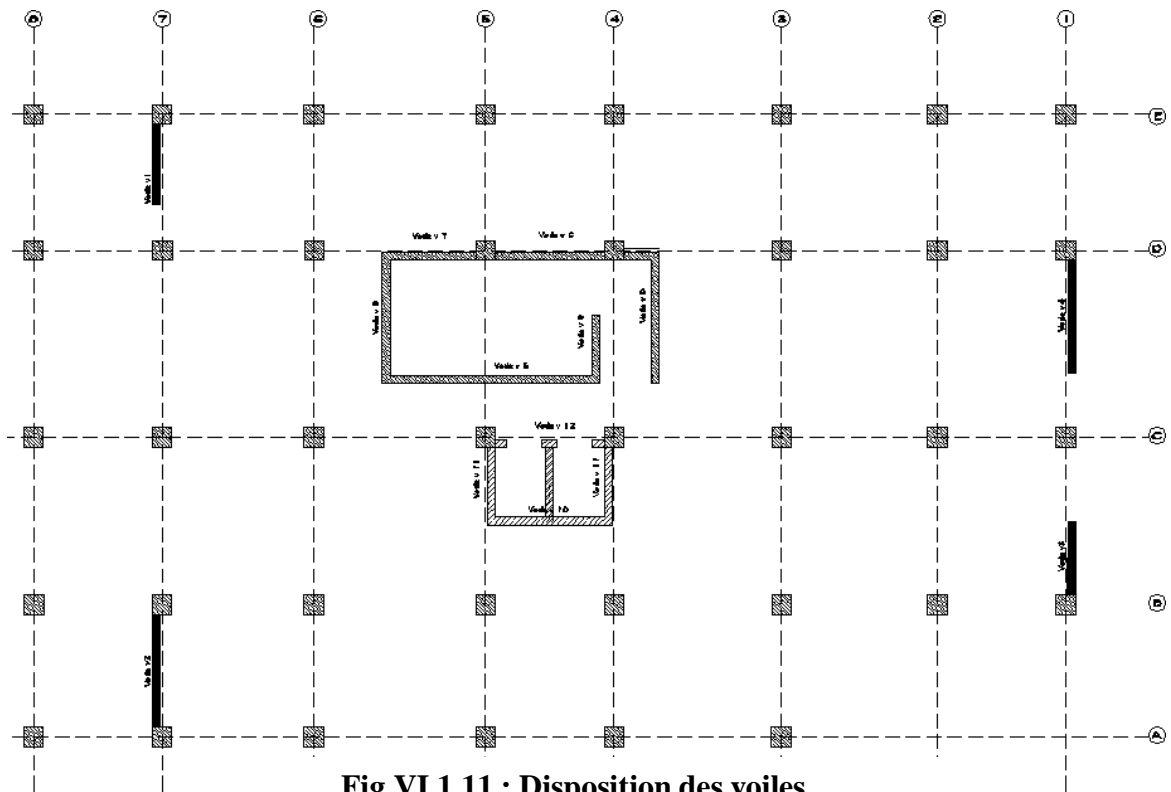


Fig.VI.1.11 : Disposition des voiles

VI.3.2-Ferraillage des voiles de contreventement :

Selon l'article [7.7.4 du RPA 99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.-2.41 " CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par le [RPA99 (version2003)/7.7.1] (voir chapitre II)
- Les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales.

Pour notre structure, les deux conditions précédentes sont satisfaites, par la suite on devra disposer les ferrailages suivants:

- Des aciers verticaux et
- Des aciers horizontaux. [RPA99/2003/7.7.4]

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

$$1.35G + 1.5Q$$

$$G + Q + E \quad [\text{RPA99/2003/V.5.2}]$$

$$G \pm E$$

VI.3.2.1- les armatures verticales :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens (voir fig .VI.3.2), ils seront calculés en flexion composées avec effort tranchant.[RPA99/7.7.4]

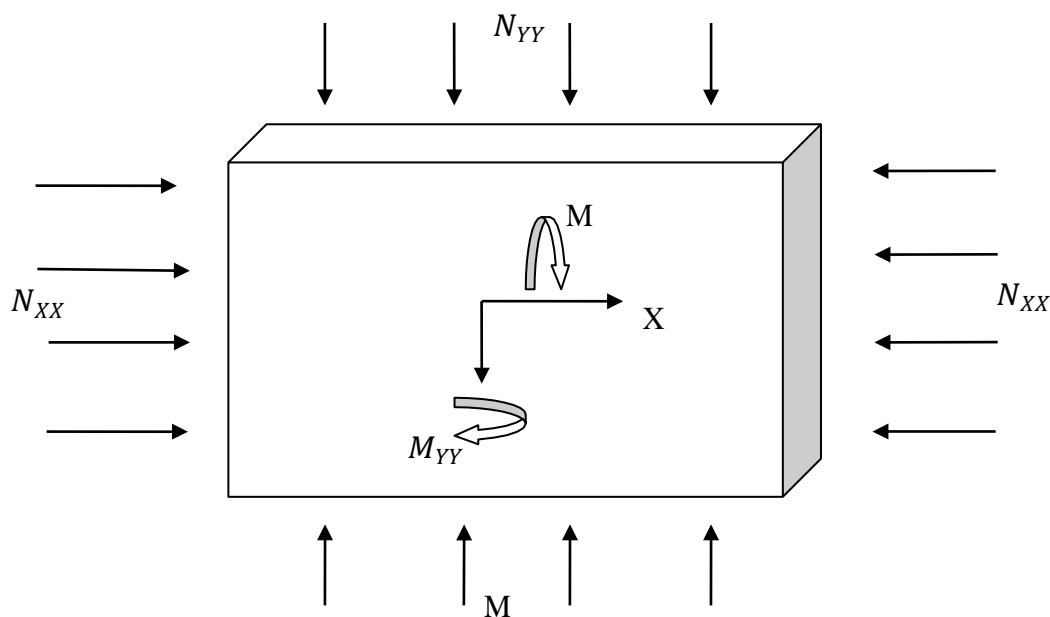


Fig. VI.2.1:Sollicitations sur les

➤ **Sens x-x :**

$N_X ; M_Y \Rightarrow$ section des armatures verticales à l'extrémité du voile (voir figure. VI.3.2)

➤ **Sens y-y :**

$N_Y ; M_X \Rightarrow$ section des armatures verticales parallèle au parement du voile (Voir figure. VI.3.2).

Condition du RPA99 (version 2003)/7.7.4.1 :

• Les armatures minimales :

✓ A chacune des extrémités du voile $\longrightarrow AV \geq 4HA10$.

✓ En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parents du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\%$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_V$$

$$A_V = \max (A_1; A_2).$$

✓ Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être en totalité pris par les armatures, le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section.

✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

• Espacement des barres verticales :

✓ $S = \min (1.5e ; 30\text{cm}) \longrightarrow$ en zone courante.

✓ A chaque extrémité du voile (l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$

de la largeur du voile (figure IX-2). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm).

✓ Le diamètre des barres verticales du voile : $\Phi \leq \frac{L}{10} e$.

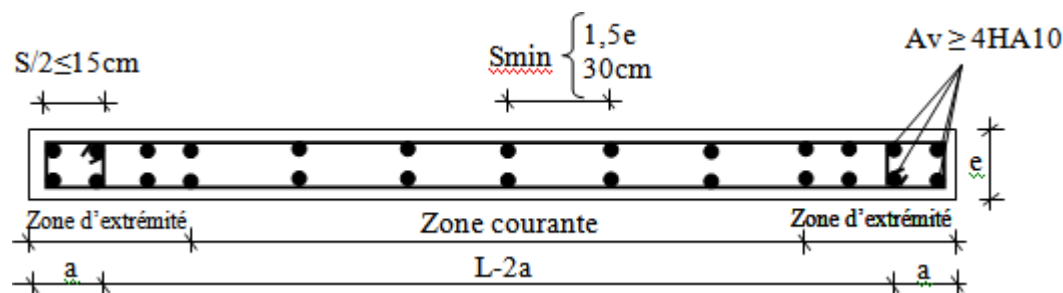


Fig. VI.2.2: Disposition des armatures verticales dans les voiles

VI.3.2.2- Les Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont des armatures de répartition avec :

- Calcul des armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times k}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec $k=1$; $\gamma_s=1$.

➤ Disposition des armatures : [RPA99/2003/7.7.4.2]

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à 90° cm au niveau de la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- pour les barres situées les zones où le changement du signe des efforts sous l'action des différentes combinaisons est possible et
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des différentes combinaisons possibles de charges.

Le calcul se fait comme une poutre en flexion composée.

VI.4- Ferrailage verticales:

- ❖ Exemple de calcul :

1- Vérification au flambement :

$$\bar{\lambda} = \max \left[50 ; \min \left(\frac{67 \cdot e_a}{h} ; 100 \right) \right]$$

$$e_a = \max(2\text{cm} ; h_e/250) = 2\text{cm}.$$

$$\bar{\lambda} = \max \left[50 ; \min \left(\frac{67 \cdot 2}{100} ; 100 \right) \right]$$

$$\bar{\lambda} = 50$$

$$\lambda = L_f \frac{\sqrt{12}}{a}$$

$$L_f = 0.7 \times 408 = 285.6 \text{ cm}.$$

$$\lambda = 285.6 \times \frac{\sqrt{12}}{20} = 49.47$$

$\lambda = 49.47 < \bar{\lambda} = 50 \Rightarrow$ le calcul se fera à la flexion composée.

- Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier « robot bat » les sollicitations maximales sont :

2- Calcul du ferrailage :➤ **Sens x-x:**

$$N_y = 1900.26 \text{ KN}.$$

$$M_x = 14.29 \text{ KN.m}$$

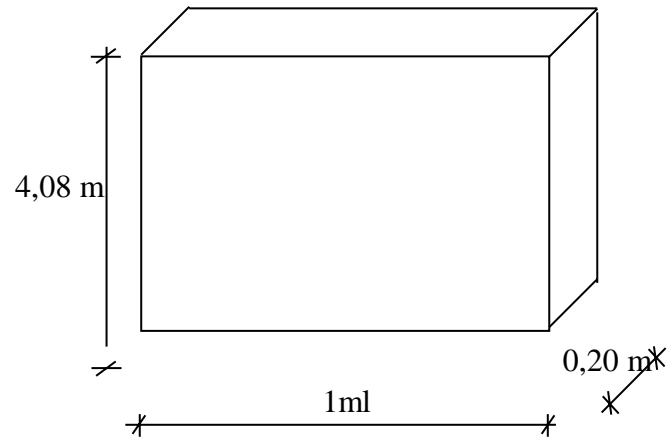


Fig.VI.2.3 : Voile le plus défavorable

✓ Ferrailage Verticale :

Tableau VI.5: Tableau récapitulatif des ferrillages des voiles verticale .

Cas	Sollicitation	Nombre de Panneau	Ferrailage	BAEL MIN
ELU 1,35G+1,5Q	$N_{YYmax} = 161,87(KN)$	1369	A=4,8	9,6
	$M_{XXcorr} = 1,54(KN.m)$		A'=00	
	$M_{XXmax} = 6,49(KN.m)$	1320	A=4,8	9,6
	$N_{YYcorr} = 71,15(KN)$		A'=00	
	$N_{YYMin} = -791,37(KN)$	1359	A=00	10,5
	$M_{XXcorr} = 0,23(KN.m)$		A'=00	
ACC G+Q±1,2E 0,8G±E	$N_{YYmax} = 1900,26(KN)$	1324 (C14)	A=26	10,5
	$M_{XXcorr} = 14,29(KN.m)$		A'=00	
	$M_{XXmax} = 14,70(KN.m)$	1277 (C11)	A=4,8	9,6
	$N_{YYcorr} = -2521,43(KN)$		A'=00	
	$N_{YYMin} = -2521,43(KN)$	1277 (C11)	A=4,8	9,6
	$M_{XXcorr} = 14,70(KN.m)$		A'=00	

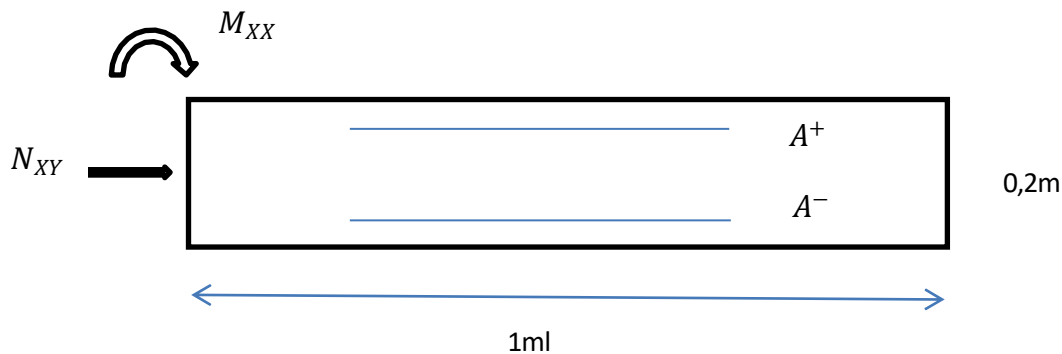


Fig.VI.2.4 :Section de calcul suivant l'axe x-x

Calcul d'une section en Rectangulaire :

Etat accidentelle ACC :

➤ 1^{er} Cas:

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N=1900,26KN$

- $M=14,29K$
- Section rectangulaire flexion composée ,N effort de traction ACC :
- 1) Détermination du type de sollicitation :

$$\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400Mpa$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{14,29}{1900,26} \times 100 = 0,75 \text{ cm}$$

On a $e_0 < (d-h/2) \Rightarrow$ Section entièrement tendue.

$$A_2 = \frac{N_u(h/2 - c' + e_0)}{\sigma_{10}(d - c') \times 100} = \frac{1900260(10 - 2 + 0,75)}{400(18 - 2) \times 100} = 25,99cm^2$$

$$A_1 = \frac{N_u}{100 \times \sigma_{10}} - A_2 = \frac{1900260}{100 \times 400} - 25,99 = 21,52cm^2$$

$$A_{tot} = A_1 + A_2 = 25,99 + 21,52 = 47,51cm^2$$

$$A_{max} = 0,05 \times h \times b = 100cm^2$$

On a $A_{tot} < A_{max} \Rightarrow$ Le pourcentage du ferrailage est dans les normes.

$$A_{min} = \frac{b \times h \times f_{t28}}{f_e} = \frac{100 \times 20 \times 2,1}{400} = 10,52cm^2$$

$$A_{RPA} = 20.00 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures:

$$A = \max(A^{calc}, A_{min}, A_{RPA}) = 20.00cm^2$$

Choix des armature est 10T16 = 20.11cm²/ml \rightarrow T16 e = 10cm

Calcul à l'état limite service :

Tableau VI.6:Tableau récapitulatif des ferrillages des voiles vertical ELS.

Cas	Sollicitation	Nombre de Panneau	Ferrailage	RPA MIN (m ² /ml)
ELS	$N_{XY} = 117,51(KN)$	1369	A=20.11	20
	$M_{XX} = 1,12(KN.m)$		A=00	

Ce calcul comme un poteau excentré.

Etat limite service:

➤ **1^{er} Cas:**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N_{XY} = 117,51 \text{ KN}$
- $M_{XX} = 1,12 \text{ KN.m}$

➤

Flexion composée section rectangulaire ELS :

1) Détermination de la nature de sollicitation :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1,12}{117,51} \times 100 = 0,95 \text{ cm}$$

On a $e_0 < (d-h)/2 \Rightarrow$ section entièrement tendue.

2) Détermination des contraintes :

$$e_a = d - \frac{h}{2} - e_0 = 18 - \frac{20}{2} = 7,05 \text{ cm}$$

$$\sigma_s^1 = \frac{N \times e_a}{(100(d - c') \times A_1)} = \frac{117510 \times 7,05}{100(18 - 2) \times 22,12} = 24,40 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = \frac{N(d - c' - e_a)}{(100 \times (d - c') \times A_2)} = \frac{117510(18 - 2 - 7,05)}{(100 \times (18 - 2) \times 26,14)} = 25,15 \text{ Mpa}$$

3) Vérification des contraintes:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 < \frac{\sigma}{s} \text{ et } \sigma_s^1 < \frac{\sigma}{s} \Rightarrow \text{Ferrailage convenable}$$

4) Les sections des armatures:

$$A_{sup} = 20,11 \text{ cm}^2$$

$$A_{sup} = 20,11 \text{ cm}^2$$

3- Calcul du ferrailage :

➤ Sens y-y:

$$N_x = 226,15 \text{ KN}$$

$$M_y = 50,63 \text{ KN.m}$$

✓ Tableau Horizontale :

Tableau VI.7: Tableau récapitulatif des ferrillages des voiles horizontale .

Cas	Cas	Sollicitation	Ferrailage (cm ²)	BAEL MIN <i>A_{min}</i> (cm ²)
ELU 1,35G+1,5Q	Cas 1	$N_{XXmax} = 172,94(\text{KN})$	A=3,8	10,5
		$M_{YYcorr} = 7,06(\text{KN.m})$	A'=1,2	
	Cas 2	$M_{YYmax} = 18,07(\text{KN.m})$	A=3,8	2,4
		$N_{XXcorr} = 57,83(\text{KN})$	A'=00	
	Cas 3	$N_{XXMin} = -206,66(\text{KN})$	A=00	9,6
		$M_{YYcorr} = -6,06(\text{KN.m})$	A'=00	
ACC G+Q±1,2E 0,8G±E	Cas 4	$N_{XXmax} = 395,47(\text{KN})$	A=5,2	10,5
		$M_{YYcorr} = 1,83(\text{KN.m})$	A'=4,7	
	Cas 5	$M_{YYmax} = 50,63(\text{KN.m})$	A=10,3	2,4
		$N_{XXcorr} = 226,15(\text{KN})$	A'=00	
	Cas 6	$N_{XXMin} = -579,15(\text{KN})$	A=00	9,6
		$M_{YYcorr} = -2,31(\text{KN.m})$	A'=00	

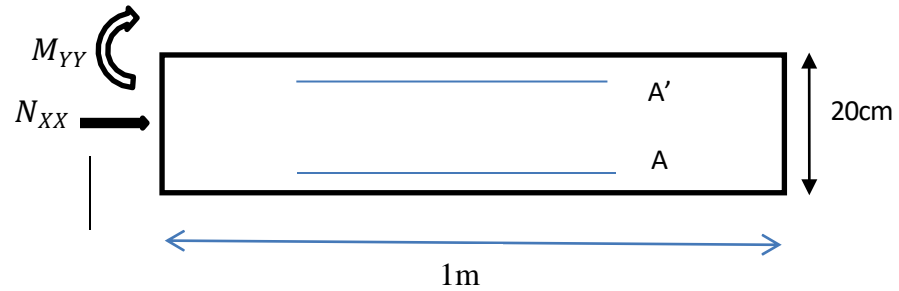


Fig.VI.2.5: Section de calcul suivant l'axe y-y

Etat limite ACC :

➤ **1^{er} Cas:**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N_{xx}=226,15\text{KN}$
- $M_{xy}=50,63\text{KN}$
- Section rectangulaire flexion composée, N effort de traction ACC:
- 1) Détermination du type de sollicitation :

$$\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{Mpa}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{50,63}{226,15} \times 100 = 22,39\text{cm}$$

On a $e_0 < \frac{d-h}{2} \Rightarrow$ Section entièrement tendue.

On a $e_0 > \frac{d-h}{2} \Rightarrow$ Section Partiellement tendue.

On revient a la flexion simple avec un moment fictif M_f :

$$M_f = 32538.00 \text{ N.m}$$

Calcul en flexion simple :

Calcul de σ_b et μ :

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times F_{c28}}{\gamma_B} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 18,52$$

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{32538}{348 \times 100 \times 18^2} = 0,054$$

On a $\mu = 0,054 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow$ Pivot A et A' n'existe pas.

2) Calcul de : α ; β et σ_s :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,070$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,972$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

3) Les sections des armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\sigma_b \times \beta \times d} = \frac{32538}{14,2 \cdot 0,972 \cdot 18} = 4,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d = 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot 100 \cdot 18 = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_f' = A_f - \frac{M_1}{100 \times \sigma_s} = \frac{50,63 \times 10^3}{100 \times 400} = 4,65 - 5,65 = -1,003 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_f' = 0 \text{ cm}^2$$

6) Calcul de A ; A' ; A_{min} :

$$A = A_f + \frac{N}{100 \times \sigma} = 4,65 + \frac{226150}{100 \times 400} = 10,30 \text{ cm}^2$$

$$A' = A - \frac{M_1}{100 \times \sigma_s} = 10,30 - \frac{50,63 \times 10^3}{100 \times 400} = 10,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

Les sections des armatures réelles:

$$A_{sup} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{inf} = 10,30 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.8: ferrailages des voiles horizontaux ELS.

Cas	Sollicitation	Ferrailage	RPA MIN (m ² /ml)
ELS	$N_{XX} = 125,77(\text{KN})$	$A=3,8$	6
	$M_{XY} = 5,11(\text{KN.m})$	$A'=1,2$	

Etat limite service :

➤ **1^{er} Cas:**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N_{xx}=125,77 \text{ KN}$
- $M_{xy}=5,11\text{KN.m}$

* Flexion composée section rectangulaire ELS :

1) Détermination de la nature de sollicitation :

$$e_0 = \frac{M}{N'} = \frac{5,11}{125,77} \times 100 = 4,06 \text{ cm}$$

$$\text{On a } e_0 = 4,06 \leq d - \frac{h}{2} = 18 - \frac{20}{2} = 8 \text{ cm} \Rightarrow \text{Section entièrement tendue}$$

2) Détermination des contraintes :

$$e_a = d - \frac{h}{2} - e_0 = 18 - \frac{20}{2} - 4,06 = 3,94 \text{ cm}$$

$$\sigma_s^1 = \frac{N \times e_a}{(100(d - c') \times A_1)} = \frac{125770 \times 3,94}{(100 \times (18 - 2) \times 10,78)} = 28,72 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = \frac{N(d - c' - e_a)}{(100 \times (d - c') \times A_2)} = \frac{125770 \times (18 - 2 - 3,94)}{(100 \times (18 - 2) \times 10,78)} = 87,94 \text{ Mpa}$$

3) Vérification des contraintes:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 110\sqrt{\eta_s \cdot f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 < \bar{\sigma}_s \text{ et } \sigma_s^1 < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{Ferrailage convenable}$$

4) Les sections des armatures:

$$A_{sup} = 10,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{inf} = 10,78 \text{ cm}^2$$

Choix d'armateur :

$$A_1 = A_2 \rightarrow 7T14 = \frac{10,78 \text{ cm}^2}{mL} \rightarrow T14 \quad e = 15 \text{ cm}$$

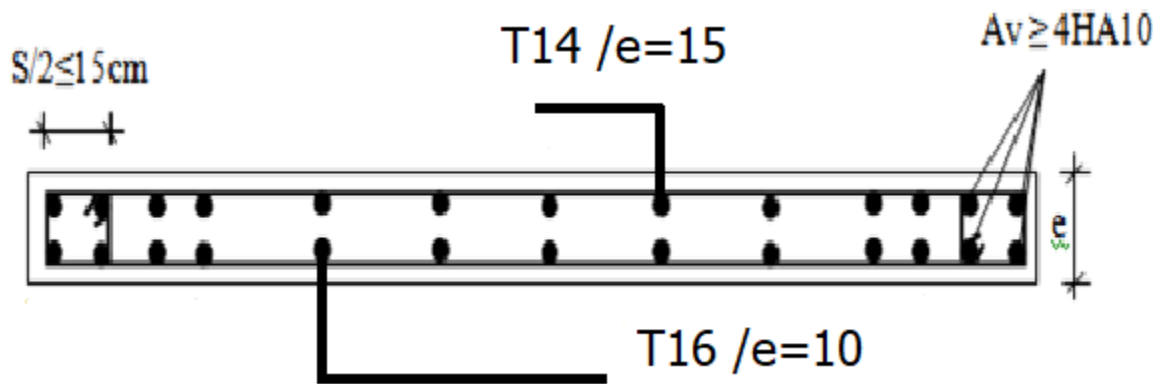


Fig.VI.2.6: Ferrailages des voiles.

Chapitre

VII

ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

Etude d'une Tour de R+10

VII. Etude d'infrastructure

VII.1-Etude du radier :

VII.1.1. Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provient de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharges d'exploitation, les surcharges climatique et sismique.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

a. Fondation superficielles :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Semelles générales.

b. Fondation profondes :

- Semelle sur puits ;
- Semelle sur pieux.

Vérification la semelle filante et donner par N représente la somme des charges par file :

$$\sigma_{sol}^- = 2.5 \text{ bars} ; L_x = 27.75 \text{ m} ; L_y = 18.50 \text{ m}$$

$$S = \frac{N_{max}}{\sigma_{sol}^-} = \frac{68091.70}{250} = 272,37 \text{ m}^2$$

$$S_b = L_x \times L_y = 27,75 \times 18,50 = 513,37 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } \frac{S_s}{S_b} = \frac{272,24}{513,37} = 0,53 = 53\% > 50\%$$

➤ Conclusion :

Alors on choix d'un radier général est indispensable.

VII.2.Généralité :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposent sur les poteaux, il sera soumis à la réaction du sol.

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable.

Remarque :

Il sera calculé à la flexion simple selon les combinaisons d'action suivantes :

➤ L'état limite ultime :

- Situation durable et transitoire :

ELU → $1,35G+1,5Q$

- Situation accidentelle :

ACC1 → $G + Q + E$

ACC5 → $0.8G + E$

ACC5 → $0.8G - E$

➤ L'état limite de service :

ELS → $G+Q$

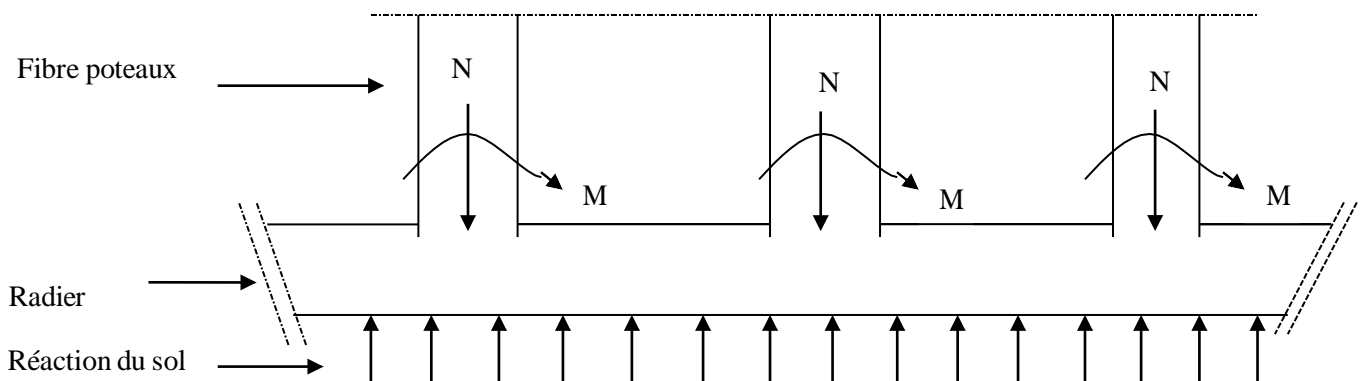


Fig VII.1: Schéma du radier général

VII.2.1. Pré-dimensionnement du radier :

➤ Hauteur du radier :

Le Pré-dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

1. Condition forfaitaire.
2. Condition de rigidité
3. Condition de non cisaillement.
4. Condition de non poinçonnement.

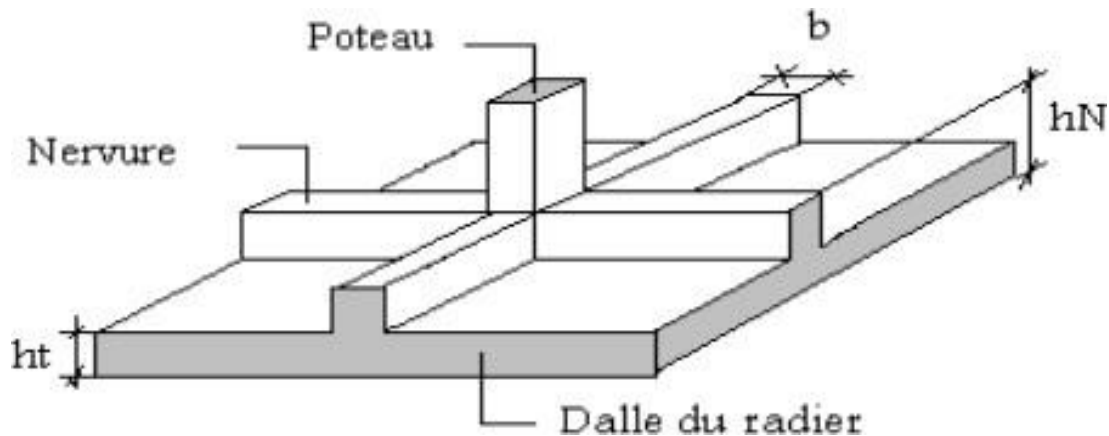


Fig VII. 2 : Radier

➤ Condition forfaitaire :

$L=4,80m$

Avec :

L : La plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$\frac{L}{8} \leq h_r \leq \frac{L}{5} \Rightarrow \frac{480}{8} \leq h_r \leq \frac{480}{5} \Rightarrow 60cm \leq h_r \leq 96cm$$

➤ Condition de rigidité :

$$L \geq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

L_e : Longueur élastique donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K: Coefficient d'élasticité du sol ;

Pour un sol de densité moyenne, $K=40MN/m^3$ [HENRY THOBIER]

E: module d'Young du béton ($E=3.10^4MPa$);

I : inertie du radier ($I=\frac{b \times h^3}{12}$);

B : largeur du radier.

Pour notre cas :

$$L = 4,8m \quad h \geq \sqrt[3]{\frac{3K(2L)^4}{E\pi}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40 \times 2 \times 4,8^4}{3 \times 10^4 \times \pi}} \Rightarrow h \geq 0,70m$$

➤ **Condition de non poinçonnement :**

$$N_{u(poteau)} \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier ;

b: Epaisseur du radier ;

N_u : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.LU.R

Pour notre structure,

$$N_{u(poteau)} = 2173,93KN$$

Appliquée par un poteau de section carré (45×45) cm^2

$$U_c = 2 \times (a_1 + b_1)$$

$$a_1 = (a + h)$$

$$b_1 = (b + h)$$

$$U_c = 2 \times (a + b + 2h)$$

a: section du poteau le plus sollicité

L'équation (1) deviendra :

$$N_{u(\text{poteau})} \leq 0,045 \times 2 \times (0,45 + 0,45 + 2h) \times h \times \frac{25}{1,5}$$

$$N_{u(\text{poteau})} \leq 0,045 \times 2 \times (0,45 + 0,45 + 2h) \times h \times 16,$$

$$3h^2 + 1,35h - N_{u(\text{poteau})} \geq 0$$

La vérification se fera pour le poteau le plus sollicité :

$$N_u = 2173,93 \text{ KN} = 2,17 \text{ MN}$$

$$\text{On aura : } ht \geq 0,95\text{m} \Rightarrow ht \geq 95\text{cm}$$

La hauteur des nervures : h_n

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{480}{10} = 48\text{cm}$$

On prendra $h_n = 60\text{cm}$

Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{480}{20} = 24\text{cm}$$

On prendra $e=40\text{cm}$

Remarque :

Pour satisfaire les quatre conditions, soit $h=100\text{cm}$

Calcul le débordement :

$$d \geq \max\left(\frac{ht}{2}; 30\text{cm}\right) = \max(50\text{cm}; 30\text{cm}) \Rightarrow d = 50\text{cm}$$

Calcul la surface de radier :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{debord}} = (27,75 + 1) \times (18,50 + 1)$$

$$S_{\text{radier}} = 561\text{m}^2$$

a. Condition de non cisaillement :

(Fissuration préjudiciable) $\tau_u \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \bar{\tau} = 1,17 \text{ MPa} :$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b \times 0,9h} \leq \bar{\tau} [\text{BAEL91/A5.1.1}]$$

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max})$$

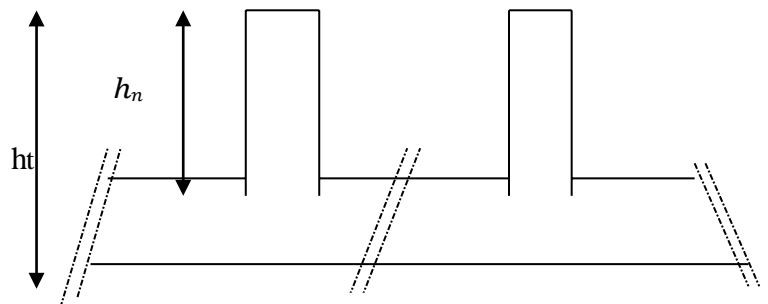


Fig.VII.3 : Dimension du radier

Avec:

τ_u : Contrainte tangentielle ;

$\bar{\tau}_u$ Contrainte tangentielle admissible et

T^{\max} : Effort tranchant maximum :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,40}{4,80} = 0,92 \Rightarrow \text{le panneau de dalle travail suivant deux directions.}$$

Donc :

$$T_x^u = \frac{\bar{q}_u l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$T_y^u = \frac{\bar{q}_u l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

Le poids de superstructure :

$$G = 42114,81 \text{ KN} ; Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{q}_u = 1,35 \times \frac{G}{S_r} + 1,5Q = 1,35 \times \frac{42114,81}{561} + 1,5 \times 3,5 \Rightarrow \bar{q}_u = 106,59 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1 m de largeur : $q_u = \bar{q}_u = 1 \times 106,59 = 106,59 \text{ KN/ml}$

$$T_x^u = \frac{106,59 \times 4,40}{2} \times \frac{4,80^4}{4,80^4 + 4,40^4} = 137,45 \text{ KN}$$

$$T_y^u = \frac{106,59 \times 4,80}{2} \times \frac{4,40^4}{4,40^4 + 4,80^4} = 105,87 \text{ KN}$$

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}, T_y^{\max}) \Rightarrow T^{\max} = 137,45 \text{ KN}$$

$$h \geq \frac{T^{\max}}{0,9 \times b \times \bar{\tau}_u} = \frac{137450}{(0,9 \times 45 \times 1,17) \times 100} = 29 \text{ cm}$$

Pré-dimensionnement des poutres :

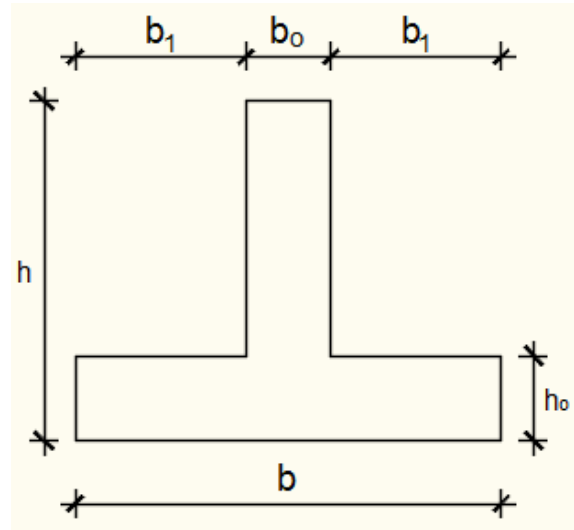
Les dimensions des poutres doivent satisfaire

les conditions suivantes :

$$b_0 = b_{poteaux} = 45\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{l_y - b_0}{2} ; \frac{l_x}{10} \right) ;$$

$$l_x = 440\text{cm} ; l_y = 480\text{ cm}$$



$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{l_x}{10} = \frac{440}{10} = 44\text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{l_y - b_0}{2} = \frac{480 - 45}{2} = 217,5\text{ cm} \end{cases}$$

Fig. VII. 4 : dimension de la poutre.

$$b_1 = 44\text{ cm}$$

$$b = 2 b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 44 + 45 = 133\text{ cm}$$

Dimensions de la poutre :

Tableau VII.1. Dimension des poutres :

	Poutres principales	Poutres secondaires
$ht(cm)$	100	100
$h_0(cm)$	40	40
$b_0(cm)$	45	45
$b_1(cm)$	50	50
$b(cm)$	145	145

VII.3.Détermination de la sollicitation :

a. Caractéristiques du radier :

$$h = 100\text{cm} , e = 40\text{cm} ; h_n = 60\text{cm}$$

$$\text{Surface du radier } S=561\text{m}^2$$

Avec : V_x, V_y : Abscisses du centre de gravité du radier

$$I_{xx} = I_{xG} + A_i(y_G - y_{GI})^2$$

$$I_{yy} = I_{yG} + A_i(x_G - x_{GI})^2$$

$$I_{xx} = 251,31\text{m}^4$$

$$I_{yy} = 962,77\text{m}^4$$

$$V_x = 14,5\text{m}$$

$$V_y = 9,2\text{m}$$

➤ **Calcul du poids du radier :**

$$W = W_{\text{radier}} + W_{\text{batiment}} \text{ avec } W_{\text{batiment}} = 42114,81\text{KN}$$

$$P_s = b_0(h-h_0) \times (L_y - 10 \times 0,50) \times 25 = 0,45 \times 0,60 \times (18,50 - 10 \times 0,5) \times 25 \\ = 91,125\text{KN}$$

$$P_p = b_0(h-h_0) \times (L_x - 10 \times 0,60) = 0,45 \times 0,60 \times (27,75 - 10 \times 0,50) \times 25 \\ = 153,56\text{KN}$$

$$P_1 = \gamma \times S \times e = 25 \times 561 \times 0,40 = 5610\text{KN}$$

$$P_r = P_1 + P_p + P_s = 5610 + 153,56 + 91,125$$

$$P_r = 5854,68\text{KN}$$

➤ **Vérification vis à vis de l'effort de soulèvement :**

$$P = 68091,70 \text{ KN}$$

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$P \geq F_s \times S \times \gamma \times Z$$

Avec :

P : poids du bâtiment.

S : surface d'assise du bâtiment

Z : l'ancrage

γ : Poids volumique de l'eau ($1\text{t}/\text{m}^3$)

Pour la structure étudiée :

$$P_f = F_s \times S \times \gamma \times Z = 1 \times 1,5 \times 3,06 \times 561 = 2574,99\text{t}$$

➤ **Surcharges d'exploitation : Q_r**

$$Q_r = 3,5 \times S = 3,5 \times 561 = 1963,5 \text{ KN}$$

➤ **Combinaisons d'actions :**

Situation durable et transitoire : $(1,35G + 1,5Q) + (1,35P_r + 1,5 Q_r)$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2$$

Avec :

N_u^1 : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel Robot Bat sous la combinaison ELU.

M_x et M_y : Résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée, c'est-à-dire:

$$M_{x1G} = \sum (M_x + F_y \cdot (x_i - x_g))$$

$$M_{y1G} = \sum (M_y + F_x \cdot (y_i - y_g))$$

M_x, M_y, F_z Sont donnés par le logiciel Robot Bat ;

x, y : Abscisses du point d'application de F_z .

➤ **Etat limite ultime :**

$$N_u^1 = 68091,70 \text{ KN}$$

$$N_u = 68091,70 + (1,35 \times 5854,68 + 1,5 \times 1963,5) = 78940,77 \text{ KN}$$

$$M_x = 88,20 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 68,96 \text{ KN.m}$$

➤ **Situation accidentelle :** $[(G + Q \pm E) + Q_r + P_r]$

$$N_{acc}^1 = 82249,31 \text{ KN}$$

$$N_{acc}^2 = 82249,31 + (1963,5 + 5854,68) = 90067,49 \text{ KN}$$

$$M_{xACC} = 2177,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{yACC} = 651,47 \text{ KN.m}$$

➤ **Etat limite de service: (E.L.S)**

$$(G + Q) + (p_r + Q_r)$$

$$N_{Ser}^1 = 49605,95 \text{KN}$$

$$N_s = 49605,95 + (5854,68 + 1963,5) = 57424,13 \text{KN}$$

$$M_x = 64,16 \text{KN.m}$$

$$M_y = 49,71 \text{KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes sous radier :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure (sous le radier)

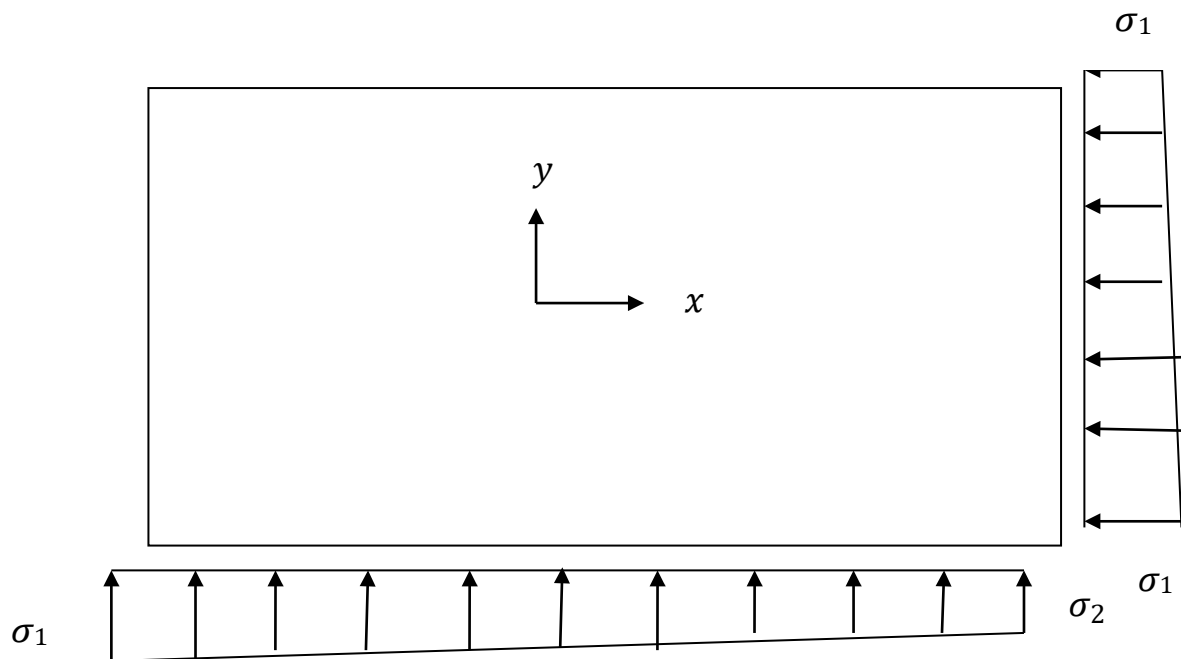


Fig VII.5. Schéma des contraintes du sol

Situation durable et transitoire :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_u}{I_r} \cdot V$$

$$N_u = 78940,77 \text{KN}$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2.5 \text{bars}$$

$$\overline{\sigma_{adm}} = \overline{\sigma_{sol}^u} = 2\overline{\sigma_{sol}} = 5 \text{bars}$$

➤ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{78940,77}{561} \pm \frac{68,96}{962,77} \times 14,5 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,42 \text{bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 5 \text{bars} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1,40 \text{bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 5 \text{bars} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

• **La contrainte moyenne :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,41 \text{bars}$$

➤ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{78940,77}{561} \pm \frac{88,20}{251,31} \times 9,2 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,44 \text{bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 5 \text{bars} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1,37 \text{bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 5 \text{bars} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

• **La contrainte moyenne :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,42 \text{bars}$$

➤ **Situation accidentelle**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{acc}}{S_r} \pm \frac{M_{acc}}{I_r} \cdot V$$

$$N_{acc} = 47492.15 \text{KN}$$

➤ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{90067,49}{561} \pm \frac{651,47}{962,77} \times 14,5 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,70 \text{bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 5 \text{bars} \quad \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1,51 \text{bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 5 \text{bars} \quad \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

• **La contrainte moyenne :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,65 \text{bars}$$

➤ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{90067,49}{561} \pm \frac{2177,23}{251,31} \times 9,2 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,40 \text{bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 5 \text{bars} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 0,81 \text{bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 5 \text{bars} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

• **La contrainte moyenne :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2 \text{bars}$$

➤ **Etat limite service :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{ser}}{S_r} \pm \frac{M_{ser}}{I_r} \cdot V$$

$$N_{ser} = 64454,27 \text{KN}$$

➤ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{57424,13}{561} \pm \frac{49,71}{962,77} \times 14,5 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,03 \text{bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 5 \text{bars} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1,02 \text{bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 5 \text{bars} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

• **La contrainte moyenne :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,03 \text{bars}$$

➤ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{57424,13}{561} \pm \frac{64,16}{251,31} \times 9,2 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,05 \text{bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 5 \text{bars} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1 < \overline{\sigma_{adm}} = 5 \text{bars} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

• **La contrainte moyenne :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,04 \text{bars}$$

VII.4 : Ferrailage du radier :

• **Ferrailage de la dalle :**

-Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.

-La fissuration est considérés comme préjudiciable

• **Détermination des efforts :**

Charge pour une bande de 1m.

$$q = \sigma_m \times 1\text{m}$$

Le panneau le plus sollicité : $\begin{cases} l_x = 4,40\text{m} \\ l_y = 4,80\text{m} \end{cases}$

$$\zeta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,40}{4,8} = 0,92 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle porte suivant les deux directions.}$$

D'après le tableau :

$$\text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0437 \\ \mu_y = 0,8251 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0,0509 \\ \mu_y = 0,8799 \end{cases}$$

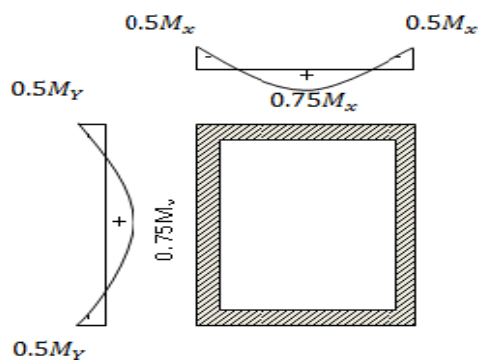


Fig VII.6. Schéma du panneau de la dalle.

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \quad \text{Suivant la direction } L_x$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \quad \longrightarrow \quad \text{Suivant la direction } L_y$$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$q_u = \sigma_{mU} \cdot 1\text{m} = 141\text{KN}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$q_{\text{ser}} = \sigma_{m\text{SER}} \cdot 1\text{m} = 103\text{KN}$$

6.7.1. Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :

❖ **ELU :**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0,0437 \times 141 \times 4,40^2 = \mathbf{119,29KN.m} \\ M_y = 0,8251 \times 119,29 = 98,43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **ELS :**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0,0509 \times 103 \times 4,40^2 = \mathbf{101,50KN.m} \\ M_y = 0,8799 \times 101,50 = \mathbf{89,31KN.m} \end{cases}$$

Tableau VII.2 Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et travées :

Moment \ Sens	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
Combinaisons				
M_a [KN.m]	59,64	50,75	49,21	44,65
M_t [KN.m]	89,47	76,12	73,82	66,98

• **Calcul des armatures :**

➤ **Enrobage**

Fissuration préjudiciable $a=2$ cm

$$C_x = a + \frac{\phi}{2}$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{40}{10} = 4\text{cm}$$

Donc : $\phi = 2\text{cm}$

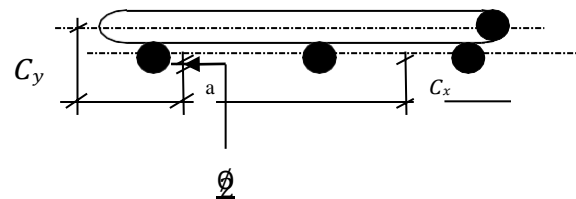


Fig VII.7. Enrobage

$$C_x = a + \frac{\emptyset}{2} = 2 + \frac{2}{2} = 3\text{cm}$$

$$C_y = a + \emptyset + \frac{\emptyset}{2} = 2 + 2 + \frac{2}{2} = 5\text{cm}$$

$$d_x = h_0 - C_x = 40 - 3 = 37\text{cm}$$

$$d_y = h_0 - C_y = 40 - 5 = 35\text{cm}$$

➤ **Section de calcul :**

a. Sens x-x :

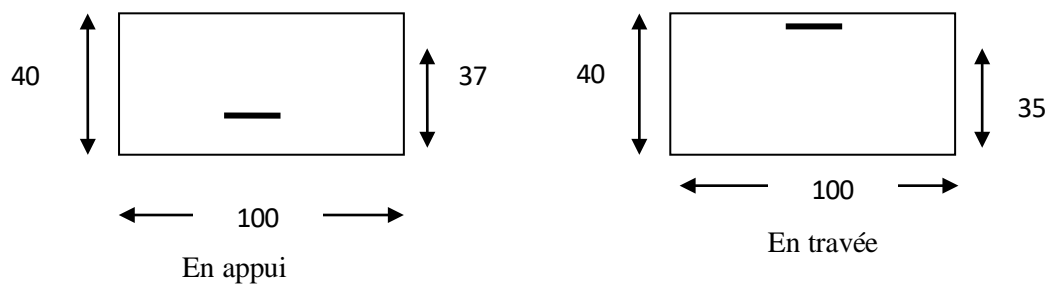


Fig VII.8. Section de calcul dans le sens x-x

b. Sens y-y:

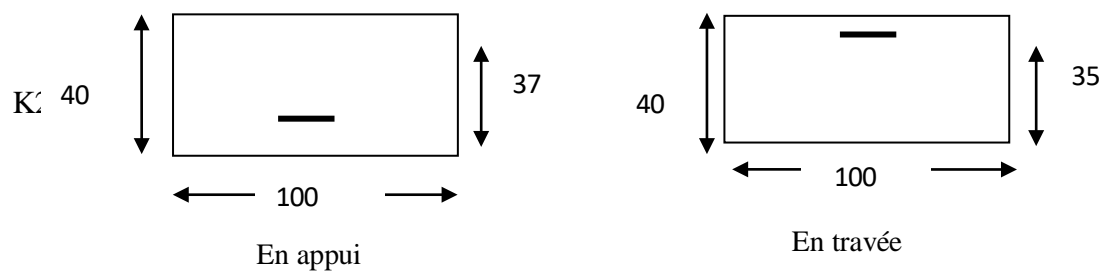


Fig VII.9. Section de calcul dans le sens y-y

➤ **Sens X-X :**

1. En travée :

➤ **E.L.U :**

$$M_u = 89,47 \text{ N. m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{89470}{14,2 \times 100 \times 37^2} = 0,046$$

$$\mu = 0,046 < \mu_L = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

calcul de contrainte d'acier :

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,059$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,976$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{89470}{348 \times 0,976 \times 37} = 7,12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3,2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{t_{\min}}) \Rightarrow A_t = 7,12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$5T14 \rightarrow A = 7.70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(T16 \rightarrow e=20 \text{ cm})$$

➤ **E.L.S :**

$$M_{\text{ser}} = 76120 \text{ N.m}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{7.70}{100} = 1.15 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1.15 \times 37 = 85.1 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -1.15 + \sqrt{85.1 + 1.15^2} = 8.15 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 8.15^3}{3} + 15 \times 7.70 (37 - 8.15)^2 = 98347.33 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{76120}{98347.33} = 0,77$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0,77 \times 8.15 = 6,275 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,77 \times (37 - 8.15) = 333,22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 333,22 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être}$$

$$\sigma_s > \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Recalculé à l'ELS}$$

• Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{76120}{333,22 \times 100 \times 37^2} = 0.00167$$

$$\mu_1 = 0.00167 \rightarrow (\text{du tableau}) \begin{cases} \beta_1 = 0.931 \\ k_1 = 57.46 \end{cases}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{201.63}{57.46} = 3.51 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{A'n'existe pas}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{76120}{333,22 \times 0.931 \times 37} = 6.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Choix des armatures :

$$4\text{T}16/\text{ml} \rightarrow A = 8,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

(T20 \rightarrow e=25cm)

2. En appuis:**➤ Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_{ax}^u = 59,64 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{59640}{14,2 \times 100 \times 37^2} = 0.030$$

$$\mu = 0.030 < \mu_L = 0,186 \Rightarrow \text{A' N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,038$$

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

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{59640}{348 \times 0,985 \times 37} = 4,70 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$6T10 \rightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$(T14 \rightarrow e=25 \text{ cm})$$

- **E.L.S :**

$$M_{ax}^{ser} = 50,75 \text{ N. m}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4,70}{100} = 0,70 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,70 \times 37 = 51,8 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = 6,53 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = 74735,18 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{50750}{74735,18} = 0,68$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0,68 \times 6,53 = 4,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,68 \times (37 - 6,53) = 310,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 310,79 \text{ MPa} > \overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être

$$\sigma_s > \overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa}$$

Recalculé à l'ELS

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{50750}{310,79 \times 100 \times 37^2} = 0,001192$$

$$\mu_1 = 0.001192 \quad (\text{Du tableau}) \quad \begin{cases} \beta_1 = 0,941 \\ k_1 = 69,75 \end{cases}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{201,63}{69,75} = 2,89 \text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$A'_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{50750}{201,63 \times 0,941 \times 37} = 7,23 \text{cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$5\text{T}14 \rightarrow A = 7.70 \text{cm}^2/\text{ml}$$

(T14 → e=20cm)

➤ **Sens Y-Y :**

1. En travée :

➤ **E.L.U :**

$$M_u = 73820 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{73820}{14,2 \times 100 \times 35^2} = 0,042$$

$$\mu = 0.042 < \mu_L = 0,186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,054$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,978$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{lx}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{73820}{348 \times 0,978 \times 35} = 6,20 \text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 35 = 2,8 \text{cm}^2$$

$$A = \max(A_t; A_{t_{\min}}) \Rightarrow A = 6,20 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$5T14 \rightarrow A = 7,70 \text{ cm}^2 \text{ donc } (T14 \rightarrow e=20 \text{ cm})$$

- **E.L.S :**

$$M_{\text{ser}} = 66980 \text{ N.m}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{7,70}{100} = 1,15 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 80,5 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = 7,89 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = 101259,27 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{66980}{101259,27} = 0,66$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0,66 \times 7,89 = 5,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15k \times (d - y_1) = 268,389 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 268,389 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être}$$

$$\sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{Recalculé à l'ELS}$$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{66980}{268,389 \times 100 \times 35^2} = 0,002037$$

$$\mu_1 = 0,0020372 \quad (\text{Du tableau}) \begin{cases} \beta_1 = 0,924 \\ k_1 = 50,79 \end{cases}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201,63}{50,79} = 3,97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{A'n'existe pas}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{66980}{268,389 \times 0,924 \times 35} = 7,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$8T14 \rightarrow A = 12.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T14 \rightarrow e=15\text{cm})$$

2. En appuis :

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ay}^u = 49210 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{49210}{14 \cdot 2 \times 100 \times 35^2} = 0,028$$

$$\mu = 0,028 < \mu_L = 0,186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,035$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,986$$

• Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_y^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{49210}{348 \times 0,986 \times 35} = 4,10 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures :

$$4T12 \rightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T12 \rightarrow e=25\text{cm})$$

➤ E.L.S :

$$M_{ay}^{ser} = 44650 \text{ N.m}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 0,68$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.68 \times 35 = 47.46 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = 6.24 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = 64178,95 \text{ cm}^2$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{44650}{64178,95} = 0,69$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0,69 \times 6.24 = 4,30\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15k \times (d - y_1) = 297,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 297,67\text{MPa} > \overline{\sigma_s} = 201.63\text{MPa}$$

• **Conclusion :**

$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$ ⇒ Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être

$\sigma_s > \overline{\sigma_s} = 201.63\text{MPa}$ Recalculé à l'ELS

• **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{44650}{297,67 \times 100 \times 35^2} = 0,00122$$

$$\mu_1 = 0,00122 \quad (\text{Du tableau}) \begin{cases} \beta_1 = 0,940 \\ k_1 = 68.33 \end{cases}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{297,67}{68.33} = 4,36\text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{A'n'existe pas}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{44650}{297,67 \times 0.940 \times 35} = 4.56\text{cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$4\text{T}14\text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow A = 6,16\text{cm}^2$$

(T14→e=25cm)

Tableau. VII.3 .Tableau des moments et choix des armatures

Moment \ Sens	SENS X-X		SENS Y-Y	
	M _a [KN. m]	M _t [KN. m]	M _a [KN. m]	M _t [KN. m]
Combinaisons				
ELU	59,64	89,47	49,21	73,80
ELS	50,75	76,12	44,65	66,98
A _{cal}	4,70	7,12	4,10	6,20
Choix armature	6T10 4,71	5T14 7.70	4T12 4.52	5T14 7,70

A_{ser}	4,23	6,63	4,56	7,72
A(RPA)	20	20	20	20
Choix armature	7T14=10.78 7T14=10.78	7T14=10.78 7T14=10.78	7T14=10.78 7T14=10.78	7T14=10.78 7T14=10.78

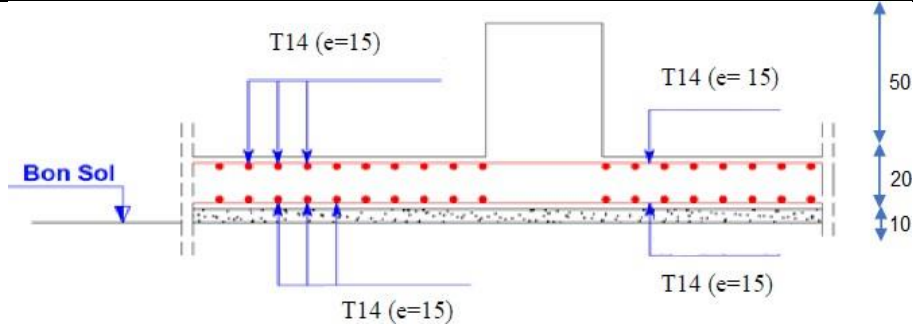


Fig.VII.10.Dessin de la de ferrailage Dalle de radier

VII.5.Ferrailage du débordement :

Le débordement est de cm de chaque coté

➤ **E.L.U :**

$$\sigma_m = 141KN/m^2$$

-Pour une bonde de 1 m de largeur :

$$q_u = 1 \times 141 = 141 KN/ml$$

$$M_u = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} = -17,625KN.m$$

➤ **E.L.S :**

$$q_s = 1 \times 103 = 103KN/ml$$

$$M_s = -q_s \cdot \frac{l^2}{2} = -12,875KN.m$$

-
- **Détermination des armatures longitudinales :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2_x} = \frac{17625}{14,2 \times 100 \times 37^2} = 0,009$$

$$\mu = 0,009 < \mu_L = 0,186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

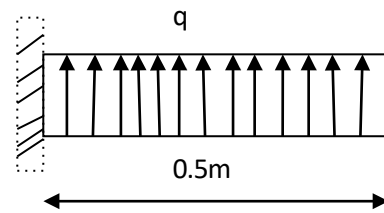


Fig. VII.11.schéma statique du débord.

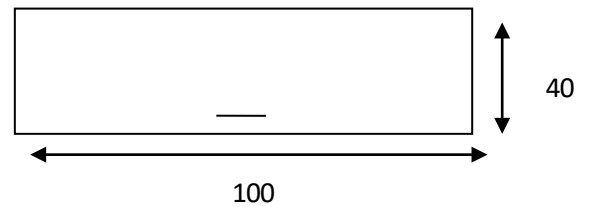


Fig VII.12. Section de calcul

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,011$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,995$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{17625}{348 \cdot 0,995 \cdot 37} = 1,37 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 37 \cdot \frac{2,1}{400} = 4,47 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(1,37; 4,47) = 4,47 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$5T12 \rightarrow A = 5,65 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$(T12 \rightarrow e = 25 \text{cm})$$

- **Etat limite service :**

$$\sigma_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{MPa} \\ \sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 150\eta \right) = 180 \text{MPa} \end{array} \right.$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{5,65}{100} = 0,85 \text{cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,85 \times 37 = 62,9 \text{cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = 7,13 \text{cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = 87697,62 \text{cm}^4$$

$$k = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{12875}{87697,62} = 0,15$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0,15 \times 7,13 = 1,07 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,15 \times (37 - 7,13) = 67,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 67,21 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 180 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s} = 180 \text{ MPa}$$

VII.6. Armatures transversales :

- **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

Selon BAEL 91/A.5.1,211 :

$$T_u = q_u \times L = 141 \times 0,5 = 70,5 \text{ KN}$$

- **Fissuration préjudiciables :**

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{33840}{100 \times 100 \times 37} = 0,10 \text{ MPa} < 2 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne de la poutre

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

La section du béton doit vérifier :

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0,9d = 0,9 \times 37 = 33,3 \text{ cm}$$

$$b_0 = 100 \text{ cm}$$

$$T_X = \frac{4,4 \times 141}{2} = 310,2 \text{ cm}$$

$$T_Y = \frac{4,8 \times 141}{2} = 338,4 \text{ cm}$$

$$T = \text{Max}(T_X; T_Y) \text{ Donc } T_u = T_Y$$

$$T_u = 33840 \leq 0,267 \times 33,3 \times 100 \times 25 = 22227,75 \text{ N} \Rightarrow \text{CV}$$

\Rightarrow pas d'influence de l'effort tranchant

- Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieure :

$$A_l \geq \frac{Y_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$\Rightarrow A_l = 5,65 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(33840 + \frac{17625}{0.9 \times 37} \right) 10^{-2} = 1 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l = 5,65 \text{ cm}^2 \geq 1 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$$

⇒ Les armatures en appuis sont suffisantes

- Section et écartement des armatures transversales :

1. Diamètres des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; \frac{100}{10}; 1.2 \right) \Rightarrow \phi_t \leq 1.14 \text{ cm}$$

On prendra : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ → de nuance d'acier FeE400

On choisit 4T8 → $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ on prendra : $e=20 \text{ cm}$

VII. 7. Ferrailage des poutres:

VII.7.1. Charge équivalente:

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitations maximales (M, T) provoquées par le chargement réel et celles données par une charge désignée par q équivalente.

On a deux types de poutres:

Poutres principales: supportent des charges trapézoïdales.

Poutres secondaires: supportent des charges triangulaires.

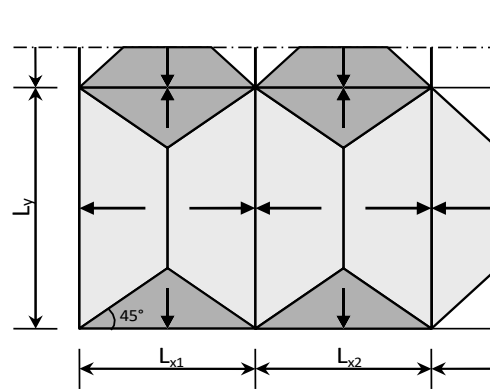


Fig. VII.13 .Distribution des charges

VII.8.-Ferrailage des poutres :

➤ **Poutre principale :**

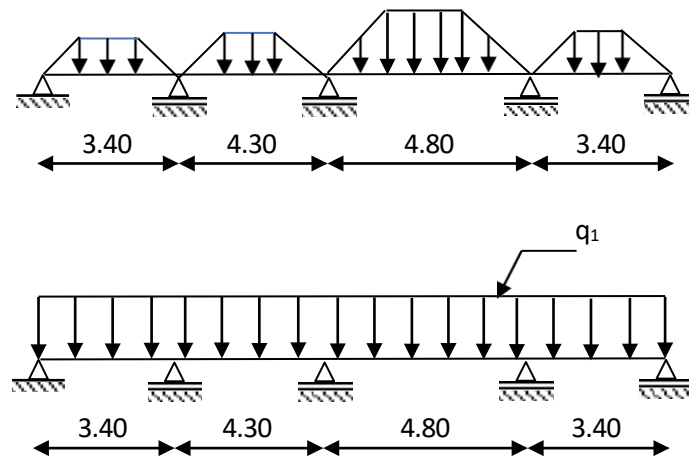
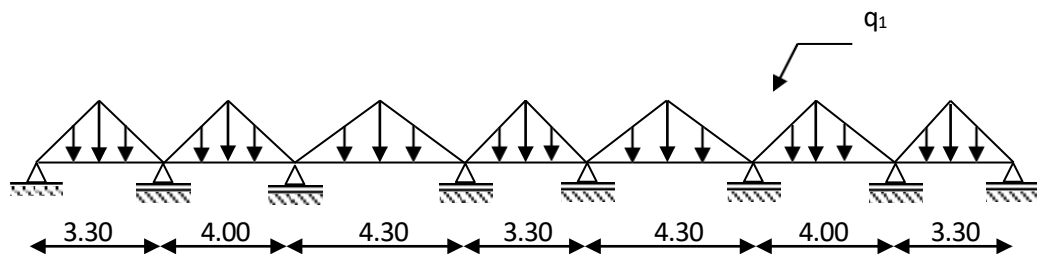


Fig.VII.14 : Schéma statique de la poutre principale

Poutre secondaire :



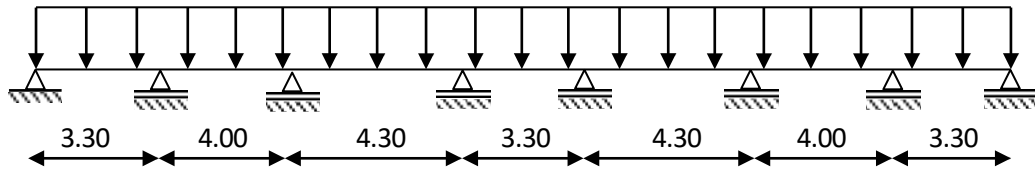


Fig.VII.15 : Schéma statique de la poutre secondaire

Disposition des charges pour la poutre la plus défavorable :

Avec :

\bar{q}_1 : Charge provenant du radier ;

q_1 : Charge équivalente ;

$$\text{Pour une charge trapézoïdale: } q_1 = \left[\frac{q \cdot \left(l_y + \frac{l_y - l_x}{2} \right) \cdot l_x}{2} \right] \cdot \frac{2}{l_y}$$

$$\text{Pour une charge triangulaire: } q_1 = \left[\frac{q_1 \cdot \left(\frac{l}{2} \right)^2}{2} \right] \cdot \frac{2}{l_x}$$

$$L_x = \frac{L_{X1} + L_{X2}}{2} = \frac{4,4 + 3,9}{2} = 4,15m \text{ et } L_y = 4,8m$$

$$q_1 = \left[\frac{q_1 \cdot \left(l_y + \frac{l_y - l_x}{2} \right) \cdot l_x}{2} \right] \cdot \frac{2}{l_y}$$

$$q_1 = \left[\frac{q_1 \cdot \left(\frac{l}{2} \right)^2}{2} \right] \cdot \frac{2}{l_x}$$

- **Etat limite ultime (ELU) :**

✓ Poutre principales :

$$q_1 = \left[\frac{q_1 \cdot \left(l_y + \frac{l_y - l_x}{2} \right) \cdot l_x}{2} \right] \cdot \frac{2}{l_y} = q_1 = \left[141 \cdot \left(\frac{4,8 + (4,8 - 4,15)}{2} \right) \cdot \frac{4,15}{2} \right] \cdot \frac{2}{4,8} = 332,19KN / ml$$

✓ Poutre secondaires :

$$q_1 = \left[\frac{q_1 \cdot \left(\frac{l}{2} \right)^2}{2} \right] \cdot \frac{2}{l_x} = q_1 = \left[141 \cdot \left(\frac{4,15}{2} \right)^2 \right] \cdot \frac{2}{4,15} = 292,57KN / ml$$

- **Etat limite services (ELS):**

✓ Poutre principales :

$$q_1 = \left[q_1 \cdot \left(\frac{l_y + (l_y - l_x)}{2} \right) \cdot \frac{l_x}{2} \right] \cdot \frac{2}{l_y} = q_1 = \left[103 \cdot \left(\frac{4,8 + (4,8 - 4,15)}{2} \right) \cdot \frac{4,15}{2} \right] \cdot \frac{2}{4,8} = 242,67 \text{ KN / ml}$$

✓ Poutre secondaires :

$$q_1 = \left[q_1 \cdot \left(\frac{l}{2} \right) \right] \cdot \frac{2}{l_x} = q_1 = \left[103 \cdot \left(\frac{4,15}{2} \right) \right] \cdot \frac{2}{4,8} = 184,78 \text{ KN / ml}$$

Remarque :

Les sollicitations sont calculées par le logiciel AUTODESK STRUCTURAL ANALYSIS suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

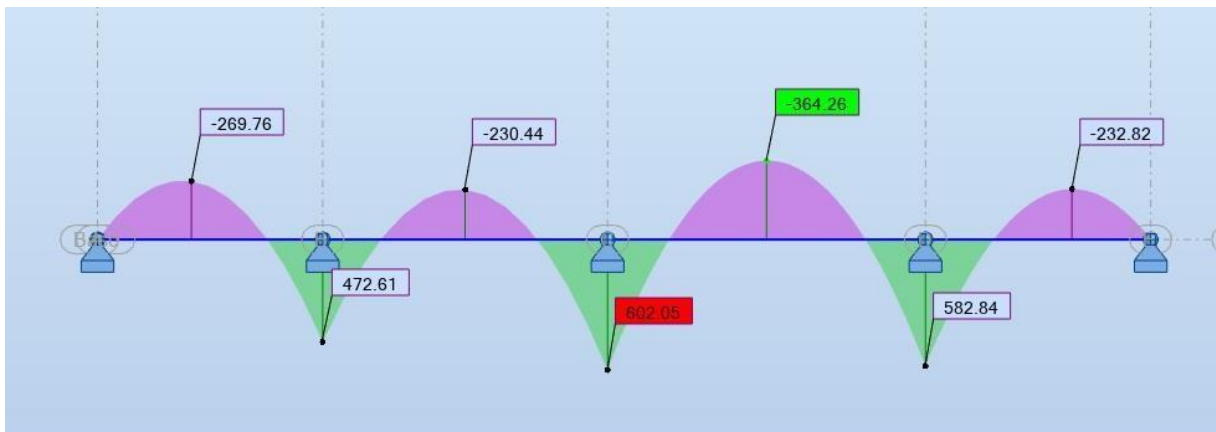


Fig.VII.16:Poutre principale de moment ELU

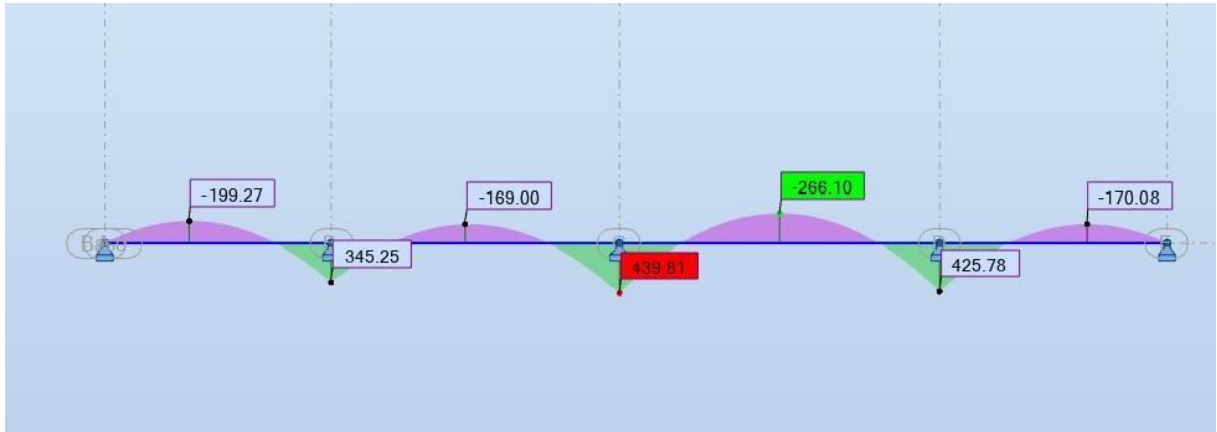


Fig.VII.17:Poutre principale moment ELS

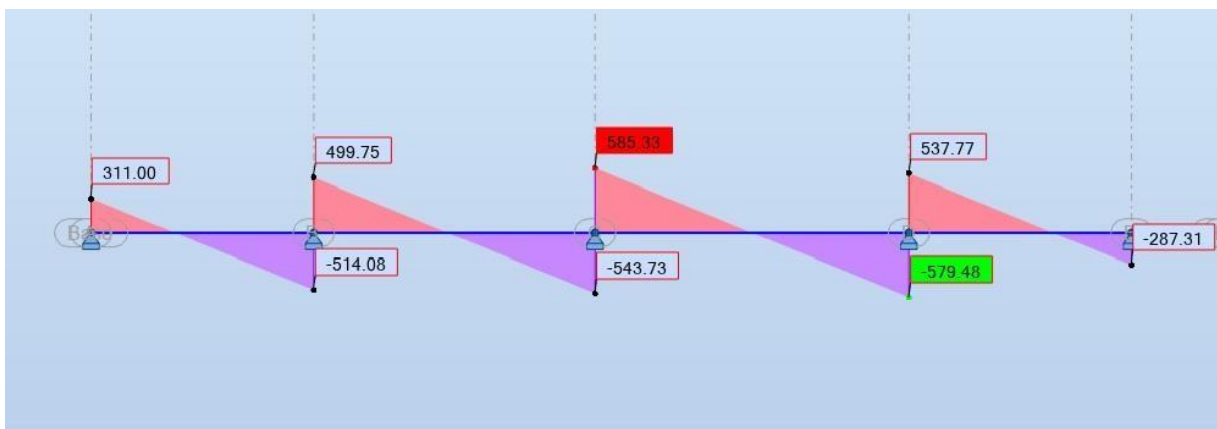


Fig.VII.18: Poutre principale effort tranchant ELU

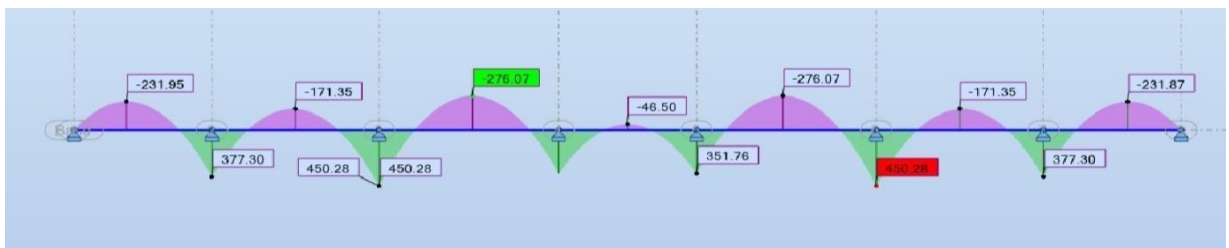


Fig.VII.19:Poutre secondaire moment ELU

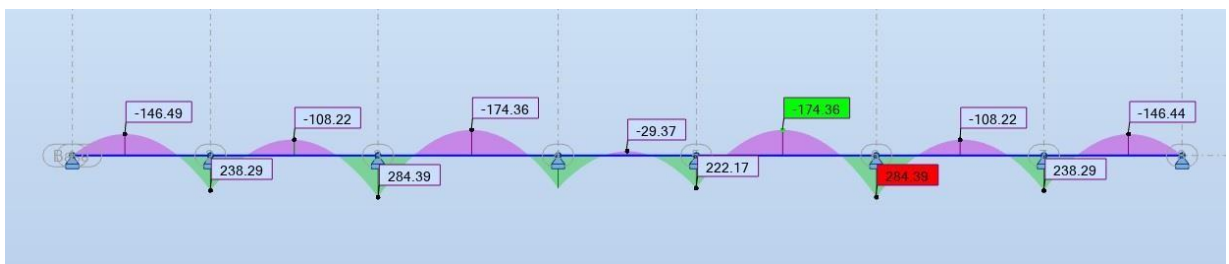


Fig.VII.20:Poutre secondaire moment ELS

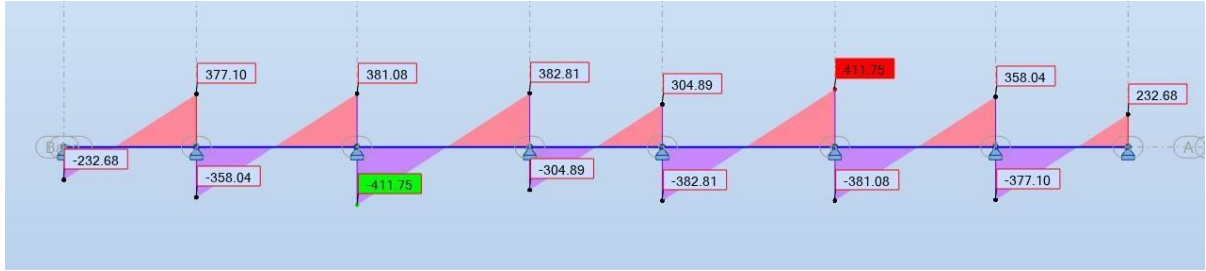


Fig.VII.21: poutre secondaire effort tranchant ELU

Les résultats des moments sont récapitulés dans le tableau suivant.

Tableau VII.4: Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres

	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée	Appui	Travée	Appui
Moment à l'ELUR (KN.m)	-364,26	602,05	-276,07	450,28
Moment à l'ELS (KN.m)	-266,10	439,81	-174,36	284,39
Effort tranchant (KN)	585,33		411,75	

❖ **Poutres principales :**

✓ **Détermination des armatures longitudinales :**

❖ **En travée :**

a) **Etat limite ultime:** $M_t^u = - 364260 \text{ N.m}$

➤ **Vérification de l'étendue de la zone comprimée :**

$$M_T = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \cdot d \cdot \left[\frac{h_0}{2} \right] = 14,2 \cdot 145 \cdot 40 \cdot \left[\frac{90 - 40}{2} \right] = 5765200 \text{ N.m}$$

$$M_{\max} = 364260 \text{ N.m} < M_T = 5765200 \text{ N.m}$$

⇒ La zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (bxh).

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{364260}{14,2 \times 145 \times 90^2} = 0,022$$

$\mu = 0,022 < \mu_1 = 0,186$ (Acier FeE400) $\Rightarrow A'$ n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$

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

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,028$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,989$$

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{364260}{348 \times 0,989 \times 90} = 11,76 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité)**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 90 \times \frac{2,1}{400} = 4,89 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 4,89 \text{ cm}^2$$

➤ **Conclusion:**

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(11,76; 4,89) = 11,76 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des Armatures:**

$$4T20 \rightarrow A = 12,57 \text{ cm}^2$$

b) **Etat limite de service:** $M_t^s = -266100 \text{ N.m}$

➤ **Vérification de l'étendue de la zone comprimée :**

$$H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - h_0) = \frac{145 \cdot 40^2}{2} - 15 \cdot 12,32 \cdot (90 - 40) = 106760 \text{ m}$$

$H = 106760 > 0 \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (bxh).

➤ **Détermination des contraintes:**

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 12,32}{145} = 1,27 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 2 \cdot 90 \cdot 1,27 = 228,6 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,27 + \sqrt{(1,27)^2 + 228,6} = 13,90 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{145 \cdot (13,90)^3}{3} + 15 \cdot 12,32 \cdot (90 - 13,90)^2 = 1200020,53 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{266100}{1200020,53} = 0,22$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,22 \cdot 13,90 = 3,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,22 \cdot (90 - 13,90) = 251,13 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 3,06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 251,13 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas}$$

et doivent être recalculé à l'ELS.

➤ **Détermination des armatures à l'ELS :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{266100}{201,63 \cdot 145 \cdot 90^2} = 0,00112$$

$$\mu_1 = 0,00112 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,942 \\ k_1 = 71,21 \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201,63}{71,21} = 2,83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \exists /$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{266100}{201,63 \cdot 0,942 \cdot 90} = 15,57 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des Armatures:**

4T20 donc A=12.57 cm²

➤ **En appuis :**

a) **Etat limite ultime:** $M_a^u = 602050 \text{ N.m}$

◆ **Remarque :**

La table de compression se trouve dans la partie tendue \Rightarrow on néglige les ailettes et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h)$.

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{602050}{14,2 \times 45 \times 90^2} = 0,116$$

$\mu = 0,116 < \mu_1 = 0,186$ (Acier FeE400) $\Rightarrow A'$ n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,154$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,938$$

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{602050}{348 \times 0,938 \times 90} = 20,49 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité)**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 45 \times 90 \times \frac{2,1}{400} = 4,89 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 4,89 \text{ cm}^2$$

➤ **Conclusion:**

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(20,49; 4,89) = 20,49 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des Armatures:**

$$8T20 \rightarrow A = 25,13 \text{ cm}^2$$

b) **Etat limite de service:** $M_a^s = 439810 \text{ N.m}$

➤ **Détermination des contraintes:**

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 20,86}{45} = 6,95 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 2 \cdot 90 \cdot 6,95 = 1251 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -6,95 + \sqrt{(6,95)^2 + 1251} = 29,09 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{45 \cdot (29,09)^3}{3} + 15 \cdot 20,86 \cdot (90 - 29,09)^2 = 1530119,42 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{439810}{1720000,81} = 0,29$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,29 \cdot 29,09 = 8,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,29 \cdot (90 - 29,09) = 264,96 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 8,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 264,96 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas}$$

et doivent être recalculé à l'ELS.

➤ **Détermination des armatures à l'ELS :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{439810}{201,63 \cdot 45 \cdot 90^2} = 0,00598$$

$$\mu_1 = 0,00598 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,865 \\ k_1 = 22,04 \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201,63}{22,04} = 9,15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \exists /$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{439810}{201,63 \cdot 0,865 \cdot 90} = 28,02 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des Armatures :**

8T20 donc $A = 25.13\text{cm}^2$

➤ **Armature minimale selon le RPA99/version 2003 :**

$$A_{\min} = 0,005 \times (100 \times 45) = 22,5\text{cm}^2$$

➤ **Armature maximale selon le RPA99/version 2003 :**

$$\text{En zone courante : } A_{\max} = 0,04 \times (100 \times 45) = 180\text{cm}_2$$

$$\text{En zone de recouvrement : } A_{\max} = 0,06 \times (100 \times 45) = 270\text{cm}_2$$

➤ **Conclusion:**

$$A_{\min} = 22,5\text{cm}^2 < A = 25.13 + 12.57 = 37.70\text{cm}^2 < A_{\max} = 180\text{cm}^2$$

➤ **Armature de peau :**

➤ $A_p \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$A_p = 4 \times 2 \times (1 + 0,45) = 11.60\text{cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$4\text{T}20 \rightarrow A = 12,56\text{cm}^2$$

❖ **Armatures transversales :**

➤ **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

Selon BAEL91/A.5.1,211 :

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \tau_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{585330}{100 \cdot 145 \cdot 90} = 0,45 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} .$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

La section du béton doit vérifier :

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec : $a = 0,9d = 0,9 \times 90 = 81\text{cm}$ et $b_0 = 45\text{cm}$

$$T_u = 585330 < 0,267 \times 81 \times 45 \times 25 \times 100 = 2433037,5\text{N} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

\Rightarrow Pas d'influence de l'effort tranchant.

➤ Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures

longitudinales inférieure:

$$\text{➤ } A \geq \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(585330 - \frac{364260}{0,9 \times 0,90} \right) \times \frac{1,15}{400 \times 100} = 4\text{cm}^2$$

$A = 12,56\text{ cm}^2 \geq 4\text{cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée \Rightarrow Les armatures en appuis sont suffisantes.

➤ Section et écartement des armatures transversales A_t :

Selon les règles B.A.E.L. 91 :

✓ Diamètre des armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varnothing_L \right)$$

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{100}{35} ; \frac{45}{10} ; 2 \right)$$

$\Rightarrow \varnothing_t \leq 2\text{cm}$

On prendra : $\varnothing_t = 8\text{ mm}$. \rightarrow de nuance d'Acier FeE 400

On choisit : $\rightarrow 6\text{ T8} \rightarrow A_t = 3,01\text{ cm}^2$.

❖ Espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times t_1} \geq \frac{(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times k)}{0.9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K = 1$: flexion simple.

$A = 90^\circ$ (armatures perpendiculaires) $\Rightarrow \cos \alpha = 0$ et $\sin \alpha = 1$

Donc :

$$t_1 = \frac{A_t \times 0,9 \times f_e}{b_0 \times \gamma_s (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{3,01 \times 0,9 \times 400}{45 \times 1,15 \times (0,45 - 0,3 \times 2,1)} = 116,32 \text{ cm} \rightarrow \text{Valeur rejetée}$$

$$t_2 \leq \min (0,9 \times d ; 35 \text{ cm}) = (0,9 \times 90 \text{ cm}; 35 \text{ cm}) = 35 \text{ cm}$$

$$t_3 \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{3,01 \times 400}{0,4 \times 45} = 66,89 \text{ cm}.$$

Selon le RPA99/Version 2003 :

Zone nodale :

$$s \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\Phi \right) = \min \left(\frac{100}{4} ; 12 \times 1,6 \right) = 19,2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow s = 19,2 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$s \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} \text{ cm}$$

$$\Rightarrow s = 50 \text{ cm}$$

$$A_t = 0,003 \times s \times b = 0,003 \times 19,2 \times 45 = 2,59 \text{ cm}^2$$

➤ **Conclusion :** On prendra : 6T8 ($A_t = 3,01 \text{ cm}^2$) espacées de : 15 cm pour la zone courante et 10 cm pour la zone nodale.

➤ **Dessin de ferrailage :**

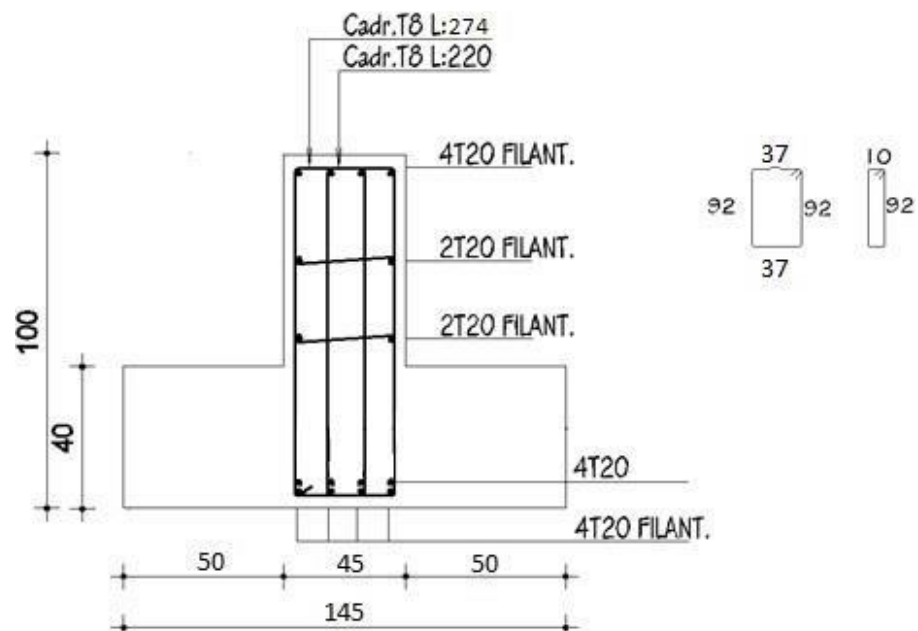


Fig.VII.22 : Dessin de ferrailage des poutres principales

❖ **Poutre secondaire:**✓ **Détermination des armatures longitudinales :**➤ **En travée :**a) **Etat limite ultime:** $M_t^u = -276070 \text{ N.m}$ ➤ **Vérification de l'étendue de la zone comprimée :**

$$M_T = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left[d - \frac{h_0}{2} \right] = 14,2 \cdot 145 \cdot 40 \cdot \left[90 - \frac{40}{2} \right] = 5765200 \text{ N.m}$$

$$M_{\max} = 276070 \text{ N.m} < M_T = 5765200 \text{ N.m}$$

⇒ La zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (bxh).

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{276070}{14,2 \times 145 \times 90^2} = 0,016$$

$\mu = 0,016 < \mu_1 = 0,186$ (Acier FeE400) ⇒ A' n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$

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

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,020$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,992$$

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{276070}{348 \times 0,992 \times 90} = 8,88 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité)**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 45 \times 90 \times \frac{2,1}{400} = 4,89 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 4,89 \text{ cm}^2$$

➤ **Conclusion:**

$$A_{tx} = \max(A_{cal}; A_{\min}) = \max(8,88; 4,89) = 8,88 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des Armatures:**

$$4T20 \rightarrow A = 12,57 \text{ cm}^2$$

b) **Etat limite de service:** $M_t^s = -174360 \text{ N.m}$

➤ **Vérification de l'étendue de la zone comprimée :**

$$H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - h_0) = \frac{145 \cdot 40^2}{2} - 15 \cdot 10,05 \cdot (90 - 40) = 108462,5$$

$H = 108462,5 > 0 \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (bxh).

➤ **Détermination des contraintes:**

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 10,05}{145} = 1,04 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 2 \cdot 90 \cdot 1,04 = 187,2 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,04 + \sqrt{(1,04)^2 + 187,2} = 12,68 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{145 \cdot (12,68)^3}{3} + 15 \cdot 10,05 \cdot (90 - 12,68)^2 = 999779,32 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{174360}{999779,32} = 0,17$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,17 \cdot 12,68 = 2,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,17 \cdot (90 - 12,68) = 197,17 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 2,15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 197,17 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne conviennent pas}$$

et doivent être recalculé à l'ELS.

➤ **Détermination des armatures à l'ELS :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{174360}{201,63 \cdot 145 \cdot 90^2} = 0,00074$$

$$\mu_1 = 0,00074 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,952 \\ k_1 = 89,2 \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201,63}{89,2} = 2,26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \exists /$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{174360}{201,63 \cdot 0,952 \cdot 90} = 10,09 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des Armatures:**

$$4T20 \rightarrow A = 12,57 \text{ cm}^2$$

➤ **En appuis :**

a) **Etat limite ultime:** $M_a^u = 450280 \text{ N.m}$

◆ **Remarque :**

La table de compression se trouve dans la partie tendue \Rightarrow on néglige les ailettes et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h)$.

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{450280}{14,2 \times 45 \times 90^2} = 0,09$$

$$\mu = 0,09 < \mu_1 = 0,186 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,118$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,953$$

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{450280}{348 \times 0,953 \times 90} = 15,08 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité)**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 45 \times 90 \times \frac{2,1}{400} = 4,89 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 4,89 \text{ cm}^2$$

➤ **Conclusion:**

$$A_a^u = \max (A_{cal}; A_{min}) = \max (15,08; 4,89) = 15,08 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des Armatures:**

$$4T20 \rightarrow A = 15,39 \text{ cm}^2$$

b) **Etat limite de service:** $M_a^s = 284390 \text{ N.m}$

➤ **Détermination des contraintes:**

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 15,39}{45} = 5,13 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 2 \cdot 90 \cdot 5,13 = 923,4 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -5,13 + \sqrt{(5,13)^2 + 923,4} = 25,69 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{45 \cdot (25,69)^3}{3} + 15 \cdot 15,39 \cdot (90 - 25,69)^2 = 1209065,70 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{284390}{1209065,70} = 0,23$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,23 \cdot 25,69 = 5,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,23 \cdot (90 - 25,69) = 221,87 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} | \sigma_b = 5,91 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ | \sigma_s = 221,87 \text{ MPa} > \overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas}$$

et doivent être recalculé à l'ELS.

➤ **Détermination des armatures à l'ELS :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\overline{\sigma_s} \cdot b \cdot d^2} = \frac{284390}{201,63 \cdot 45 \cdot 90^2} = 0,00386$$

$$\mu_1 = 0,00386 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,900 \\ k_1 = 35 \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201,63}{35} = 5,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \exists /$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{284390}{201,63 \cdot 0,900 \cdot 90} = 17,41 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des Armatures:**

$$8T20 \rightarrow A = 25,13 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature minimale selon le RPA99/version 2003 :**

$$A_{\min} = 0,005 \times (100 \times 45) = 22,5 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature maximale selon le RPA99/version 2003 :**

$$\text{En zone courante : } A_{\max} = 0,04 \times (100 \times 45) = 180 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone de recouvrement : } A_{\max} = 0,06 \times (100 \times 45) = 270 \text{ cm}^2$$

➤ **Conclusion:**

$$A_{\min} = 22,5 \text{ cm}^2 < A = 12,57 + 25,13 = 37,70 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 270 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature de peau :**

$A_p \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$A_p = 4 \times 2 \times (1 + 0,35) = 10,8 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$8T20 \rightarrow A = 25,13 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

➤ **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

Selon BAEL91/A.5.1,211 :

Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{411750}{100 \cdot 145 \cdot 90} = 0,31 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} .$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

La section du béton doit vérifier :

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec : $a = 0,9d = 0,9 \times 90 = 81 \text{ cm}$ et $b_0 = 45 \text{ cm}$

$$T_u = 411750 < 0,267 \times 81 \times 45 \times 25 \times 100 = 2433037,5 \text{ N} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

\Rightarrow Pas d'influence de l'effort tranchant.

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures**

longitudinales inférieure:

$$A \geq \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(411750 - \frac{450280}{0,9 \times 0,90} \right) \times \frac{1,15}{400 \times 100} = -4,14 \text{ cm}^2$$

$A = 12,56 \text{ cm}^2 \geq -4,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée \Rightarrow Les armatures en appuis sont suffisantes.

➤ **Section et écartement des armatures transversales A_t :**

Selon les règles B.A.E.L. 91 :

✓ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varnothing_L \right)$$

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{100}{35} ; \frac{45}{10} ; 2 \right)$$

$\Rightarrow \varnothing_t \leq 2 \text{ cm}$

On prendra : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$. \rightarrow de nuance d'Acier FeE 400

On choisit : $\rightarrow 6 \text{ T8} \rightarrow A_t = 3,01 \text{ cm}^2$.

❖ Espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times t_1} \geq \frac{(\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times k)}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K = 1$: flexion simple.

$A = 90^\circ$ (armatures perpendiculaires) $\Rightarrow \cos \alpha = 0$ et $\sin \alpha = 1$

Donc :

$$t_1 = \frac{A_t \times 0,9 \times f_e}{b_0 \times \gamma_s (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{3,01 \times 0,9 \times 400}{45 \times 1,15 \times (0,31 - 0,3 \times 2,1)} = 64,43 \text{ cm} \rightarrow \text{Valeur rejetée}$$

$$t_2 \leq \min (0,9 \times d ; 35 \text{ cm}) = (0,9 \times 90 \text{ cm} ; 35 \text{ cm}) = 35 \text{ cm}$$

$$t_3 \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{3,01 \times 400}{0,4 \times 45} = 66,89 \text{ cm}.$$

Selon le RPA99/Version 2003 :

Zone nodale :

$$s \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\Phi \right) = \min \left(\frac{100}{4} ; 12 \times 1,6 \right) = 19,2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow s = 19,2 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$s \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} \text{ cm}$$

$$\Rightarrow s = 50 \text{ cm}$$

$$A_t = 0,003 \times s \times b = 0,003 \times 19,2 \times 45 = 2,59 \text{ cm}^2$$

➤ **Conclusion :** on prendra : 6T8 ($A_t = 3,01 \text{ cm}^2$) espacées de 15cm pour la zone courante et 10cm pour la zone nodale.

➤ **Dessin de ferrailage :**

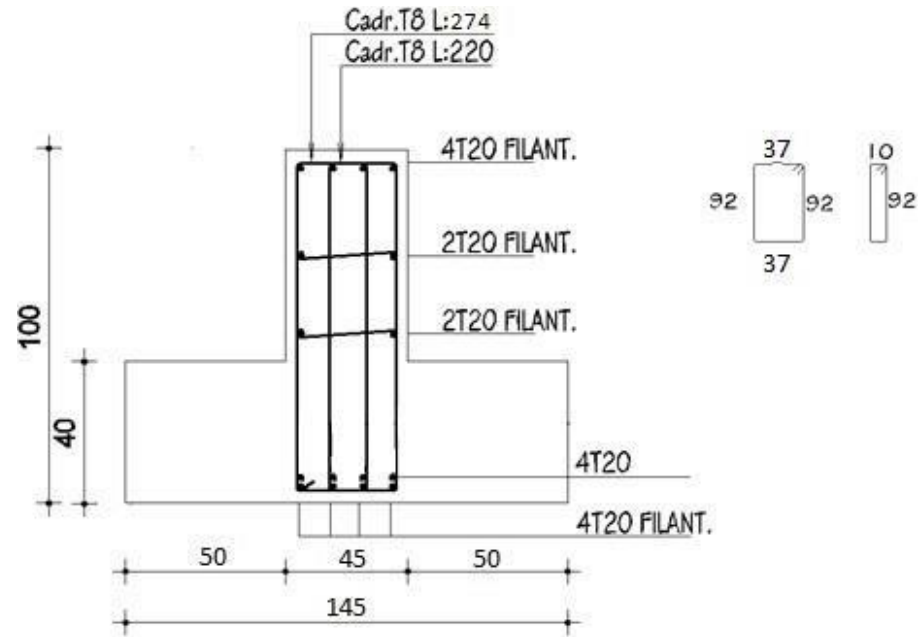


Fig.VII.23 : Dessin de ferrailage des poutres secondaires

VII.9- Etude des longrines :

D'après le RPA99/version2003 les longrines doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$; Avec:

N: égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Le ferrailage minimum doit être de 0,6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au : $\min (20\text{cm} ; 15\Phi)$.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- 25cm x 30cm : site de catégorie S2 et S3
- 30cm x 30cm : site de catégorie S4

Dans notre cas on a : $\left. \begin{array}{l} \text{Zone II} \\ \text{Site S3} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha = 12$

On prendra une section de (25 x 30)

$$A = 0.6\% \times S = 0,00 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$6T12 \rightarrow A = 6,79 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacement min}(25 \text{ cm} ; 15\phi_L) = 25 \text{ cm}$$

➤ **Dessin de ferrailage :**

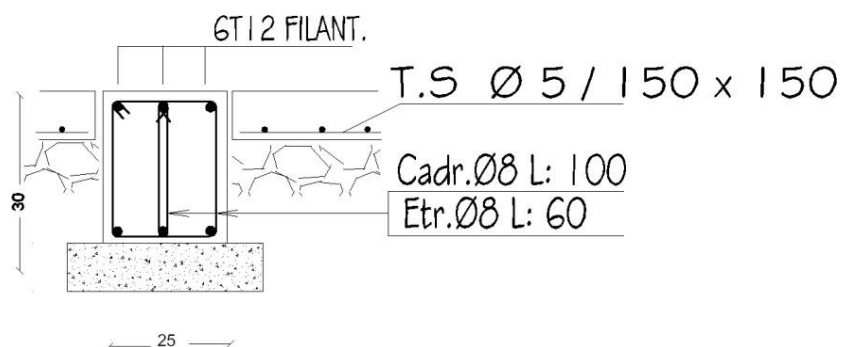


Fig.VII.24 : Dessin de ferrailage de la longrine

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation et de mettre en exécution nos connaissances en se basant sur les documents techniques et les règlements et les méthodes connues (**BAEL91 révisé 99, RPA 99 / version 2003**). Ces règlements et recommandations sont le fruit des travaux antérieurs basés sur l'expérience, l'expertise, la théorie et les recommandations des commissions de rédaction des codes.

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.

- Une bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".

- 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.

- 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.

NOTATION :

BAEL	Béton armé à l'état limites
RPA	Règlement parasismique Algérien
ELUR	Etat limite ultime de résistance
ELS	Etat limite de service
G	Charge permanents
Q ; P	Charge d'exploitation
E	Charge sismique
q_u	Chargement ultime
q_s	Chargement de service
M_f	Moment fléchissant
M_t	Moment de flexion travée
M_a	Moment de flexion en appui
M_d	Moment en appui droite
M_g	Moment en appui gauche
N	Effort normal
T_d	Effort tranchant à droit du point considéré
T_g	Effort tranchant à gauche du point considéré
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge
f_{t28}	Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge
E_{ij}	Module de déformation longitudinale instantané
E_{vj}	Module de déformation longitudinale différée
γ_s	Coefficient de sécurité pour l'acier
γ_b	Coefficient de sécurité pour béton
H	Hauteur des éléments (poteau, poutre)
B	Largeur des éléments
h_0	Hauteur de la table de compression
σ_b	Contrainte de calcul dans le béton
$\overline{\sigma_b}$	Contrainte admissible limite dans le béton

σ_s	Contrainte de calcul dans l'acier
$\overline{\sigma_s}$	Contrainte admissible limite dans l'acier
τ_u	Contrainte tangentielle de calcul
$\overline{\tau_u}$	Contrainte tangentielle limite
ϕ_t	Diamètre des armatures
S	Espacement entre armatures transversales
A^u	Armatures calculées à l'ELU
A^s	Armatures calculées à ELS
A_α	Armature en appui
A_t	Armature en travée
I_{xx}	Inertie par rapport à l'axe des abscisses
I_{yy}	Inertie par rapport à l'axe des ordonnées
L_f	Langueur de flambement
B_r	Section réduite
L_x	La plus petite dimension d'un panneau dalle pleine
L_y	La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine
I_0	Moment d'inertie de la section homogène
I_f	Moment d'inertie fictif
Δf_t	Flèche total
Z	Rapport entre deux dimensions $(\frac{L_x}{L_y})$

BIBLIOGRAPHI :

Règle parasismique Algérien (RPA99/VERSION 2003)

Règle de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93.

Règle BAEL91.

Charge permanentes et surcharges d'exploitation /D.T.R-B.C.2.2

Cours du béton armé 3^{ème} année /M. BEBACHIR.

Cours de DDS 5^{ème} année (B.A) /Mr. MOUSSAOUI

Cours de structure armé 4^{ème} année /Mr. MALIKI.

Cours de la structure 4^{ème} année PARASISMIQUE

Mr MOUSSAOUI

Thèse traité des années précédentes.