



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil & Architecture



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil
Spécialité : (Structure)

Thème

**Etude d'un bâtiment à usage D'habitation
(Sous-sol +R.D.C + 8 étages)**

Présenté par :
1. Mr. EL HANI OTMANE

Soutenu le 23 /08 / 2020 devant le jury composé de :

Président : Mem. LAREDJ NADIA
Examineur : Mr. MALIKI MUSTAPHA
Encadreur : Mr MISSOUM HANIFI

Année universitaire :2019/2020

Remerciements

Au terme de mon stage d'initiation professionnelle, je tiens à exprimer mes vifs remerciements à tous ceux qui ont contribué, de loin ou de près, à la réussite de mon stage. Avant tout développement sur cette expérience professionnelle, il apparaît opportun de commencer ce rapport de stage par des remerciements, à tous mes enseignants qui m'ont préparé théoriquement pendant, ainsi que tout le corps administratif de, à ceux qui ont eu la gentillesse de faire de ce stage un moment très profitable. Aussi, je remercie, mes encadrant de stage

M. Missoum Hanifi qui nous a formé et accompagné tout au long de cette expérience professionnelle avec beaucoup et de pédagogie. Enfin, je remercie l'ensemble des ingénieurs, des techniciens et des ouvriers pour les conseils qu'ils ont pu me prodiguer au cours de la période de mon stage.

Dédicace

Je dédie ce travail à mes chers parents qui m'ont toujours soutenu durant tout mon parcours, et à qui j'exprime mon profond amour et ma sincère gratitude. Longue vie et que dieu vous protège ;

A tous mes sœurs et mes frères que j'aime énormément : je vous souhaite beaucoup de bonheur.

A vous mes chers amis avec qui j'ai passé des agréables moments.

Et à toutes personnes qui m'aime et que n'ai pas citées.

Merci à tous

SOMMAIR

Introduction générale

Chapitre I : présentation du projet

Introduction	4
Présentation du projet.....	4
2- Caractéristique de la structure	15
3- Données du site.....	15
4- Implantation de l'ouvrage.....	15
5- Choix de contreventement.....	16

Chapitre II : prédimensionnement

Introduction	19
II.2 Pré dimensionnement des éléments.....	19
II.2.1 planchers	19
II.2.1.1 Plancher à corps creux	20
II.2.2 Plancher à dalle pleine	21
II.2.3 Poutres.....	22
II.2.3.1 Poutre principale	22
II.2.3.2 Poutre secondaire	23
II.4 Les poteaux	27
II.5 Pré- dimensionnement des voiles	35
II.5.1 Voiles de contreventement	35
II.5.2 Voiles périphérique.....	37

Chapitre III : Plancher

III.1) Plancher à corps creux.....	29
III.1.1) Détermination des dimensions des poutrelles.....	30
IV.2) Etude des poutrelles :	32

III.2.1) Type des poutrelles	34
Ferraillage de la poutrelle	39
III.3) Calcul des armatures transversale	42
III.3 Calcul des plancher à dalle plein	49
III.3.1 Méthode de calcul	49
III.3.3 Vérification des contraintes de cisaillement	58
III.3.4Vérification de la flèche	58
Condition de la flèche	58

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV. Introduction	59
IV.1) Etude de l'acrotère	59
IV.1.2 Calcul des forces	59
IV.1.3calcul des ferraillage	59
IV.4.3 Détermination des sollicitations	59
IV.4.5 Vérification des contraintes de cisaillement	64
IV.3 Les escaliers	66
IV.3.1 Définition	66
IV.3.2 Choix des dimensions	66
Schéma de ferraillage	72
Détermination des armatures	81
IV.4 Balcon	91
IV.4.1 Introduction	91
IV.4.2 Descente charge	92
IV.4.3 Moments fléchissant	93
IV.4.4 Calcul du ferraillage	93

Chapitre V : étude sismique

V.1 Introduction	101
V.2 Méthode de calcul des forces sismique	102

V.3 Etapes de modélisation	104
V.4 Calcul la force sismique par la méthode statique équivalente	105
V.5. Calcul de la force sismique par l'analyse dynamique modale spectrale	106

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

VI.1 Les portique	114
VI.1.2 Ferrailage des poutres	116
VI.1.2.1 Détermination des armatures	122
VI.1.3 Ferrailage des poteaux	124
VI.1.3.1 Ferrailage réglementaires	126
VII Etude des voiles :	130
VII.1 Introduction	135
VII.2 Ferrailage des voiles de contreventement	136
VII.3 Etude de voile périphérique	140

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VIII.1 Introduction	142
VIII.2 Choix du type de fondation	145
VIII.3 Pré- dimensionnement	148
VIII.3.1 Condition de non cisaillement	148
VIII.3.2 Vérification des contraintes sous radier	149
VIII.3.3 Ferrailage des poutres apparentes	151

Liste des figures

Chapitre I : présentation du projet

Figure 1: coupe du façade principale	4
--	---

Chapitre II : prédimensionnements

Figure 2: coupe transversal d'un plancher a corps creux	20
Figure 3: plancher a corps creux	21
Figure 4: schéma de dégration des poteaux	27
Figure 5 : section réduite du béton	28
Figure 6: surface afférente du poteaux le plus sollicité	31
Figure 7: coupe de voile en élévation	34

Chapitre III : étude de plancher

Figure 1: schéma du plancher	29
Figure 2: dimension des poutrelles	30
Figure 3: schéma statique des poutrelles.....	31
Figure 4: schéma de ferrailage	43
Figure 5: section de calcul du moment d'inertie	46
Figure 6: section de calcul en travée	53
Figure 7 section de calcul en appuis	58

Chapitre IV : étude des éléments secondaires :

Figure 1: Les dimensionnes d'acrotère.....	59
Figure 2: section de calcul	60
Figure 3: dessin du ferrailage de l'acrotère	64
Figure 4: schéma d'un escalier	66

Figure 5: dessin de ferrailage	72
Figure 6: schéma statique d'un escaliers à paillasse avec palier de repos.....	73
Figure 7: diagramme des moments fléchissant à L'ELUR.....	77
Figure 8:diagramme des moments fléchissant à L'ELS.....	79
Figure 9 : section de calcul.....	91
Figure 10: coupe transversal du balcon.....	91
Figure 11: schéma statique du balcon.....	93
Figure 12: section de calcul.....	95

Chapitre V : étude sismique

Figure 1 : modélisation du bâtiment	105
---	-----

Chapitre VI : étude des éléments structuraux

Figure 1: section de calcul en travée	116
Figure 2: section de calcul en appuis	118
Figure 3: les armatures transversales dans la zone de recouvrement	125
Figure 4: sollicitation de calcul d'un voile	157
Figure 5: disposition des armatures dans les voiles	159

Chapitre VII : étude de l'infrastructure :

Figure 1: shéma de radier	161
Figure 2: dimension de radier	162
Figure 3: section de calcul.....	164
Figure 4: schéma des contrainte du sol	166
Figure 5: schéma statique de débord.....	168

Liste de tableaux

Chapitre II : prédimensionnements

Tableau 1: récapitulatif des charges et leur combinaison	136
Tableau 2: tableau récapitulatif des charges	28
Tableau 3: récapitulatif des conditions de RPA99/V2003	33
Tableau 4: récapitulatif de la conditions de flambement	55

Chapitre V : étude sismique :

Tableau 1: présentation des résultats de l'analyse spectrale.....	109
Tableau 2: les résultats des déplacements	110
Tableau 3: Tableau de vérification de l'effort	112

Chapitre VII : étude de l'infrastructure :

Tableau 1: tableau récapitulatif des moments fléchissent	145
--	-----

NOTATIONS

BAEL : Béton armé au état limites

RPA : Règlement parasismique algérien

ELUR : Etat limite ultime de résistance

ELS : Etat limite de service

G : Charge permanente

Q,P : Charge d'exploitation

E : Charge sismique

qu : Chargement ultime

qs : Chargement de service

Mf : Moment fléchissant

Mt : Moment de flexion en travée

Ma : Moment de flexion en appuis

Md : Moment en appuis droite

Mg : Moment en appuis gauche

N : Effort normal

Td : Effort tranchant à droit du point considéré

Tg : Effort tranchant à gauche du point considéré

fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28j d'âge

ft28 : Résistance caractéristique du béton à la traction à 28j d'âge

Eij : Module de déformation longitudinale instantané

EVj : Module de déformation longitudinale différé

ys : Coefficient de sécurité pour l'acier

yb : Coefficient de sécurité pour le béton

h : Hauteur des éléments (poteaux , poutre)

b : Largeur des éléments

h0 : Hauteur de la table de compression

σ_b : Contrainte de calcul dans le béton

σ_b' : contrainte admissible limite dans le béton

σ_s : Contrainte de calcul dans l'acier

σ_s' : contrainte admissible limite dans l'acier

τ_u : contrainte tangentielle de calcul

τ_u' : contrainte tangentielle limite

Φ_t : Diamètre des armatures

S : Espacement entre armatures transversales

Au : Armatures calculées à ELU

As : Armatures calculées à ELS

Aa : Armature en appuis

At : Armature en travée

Ixx: Inertie par rapport à l'axe des abscisses

Iyy: Inertie par rapport à l'axe des ordonnées

Mzz: Inertie massique

Lf: Longueur de flambement

Br: Section réduite

Lx: La plus petite dimension d'un panneau de dalle plein

Ly: La plus grande dimension d'un panneau de dalle plein

I0 : Moment d'inertie de la section homogène

If : Moment d'inertie fictif

f : Flèche due à une charge considéré (g;j;p)

Δf_t : Flèche total

ξ : Rapport entre deux dimensions(Lx

Introduction Général :

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaque tectonique, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique intense cependant, il existe un danger représenté par ce choix à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Dans ce cadre de projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec commerce, implanté dans une zone de moyenne sismicité, comportant sous-sol, un RDC en huit étages en cours de création à Mostaganem

I Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

I 1 Présentation de l'ouvrage :

Cette mémoire de fin d'étude étudie un bâtiment à usage habitation (R+8) contreventé par voile, situé au niveau de la wilaya de Mostaganem (zone IIa) dans le groupe d'usage 3 et implanté dans une zone de moyenne sismicité.

I 2 Description architecturale :

Les dimensions du bâtiment sont :

- La longueur totale : $L=28.80\text{m}$
- La largeur totale : $B=30.25\text{m}$
- La hauteur totale : $H=28.73\text{m}$
- Hauteur d'étage : $h_e=3.06\text{m}$
- Hauteur de RDC : $h_{\text{RDC}} = 4.25\text{m}$
- Cage d'ascenseur : $(2,13.2,05)=4,37\text{m}^2$

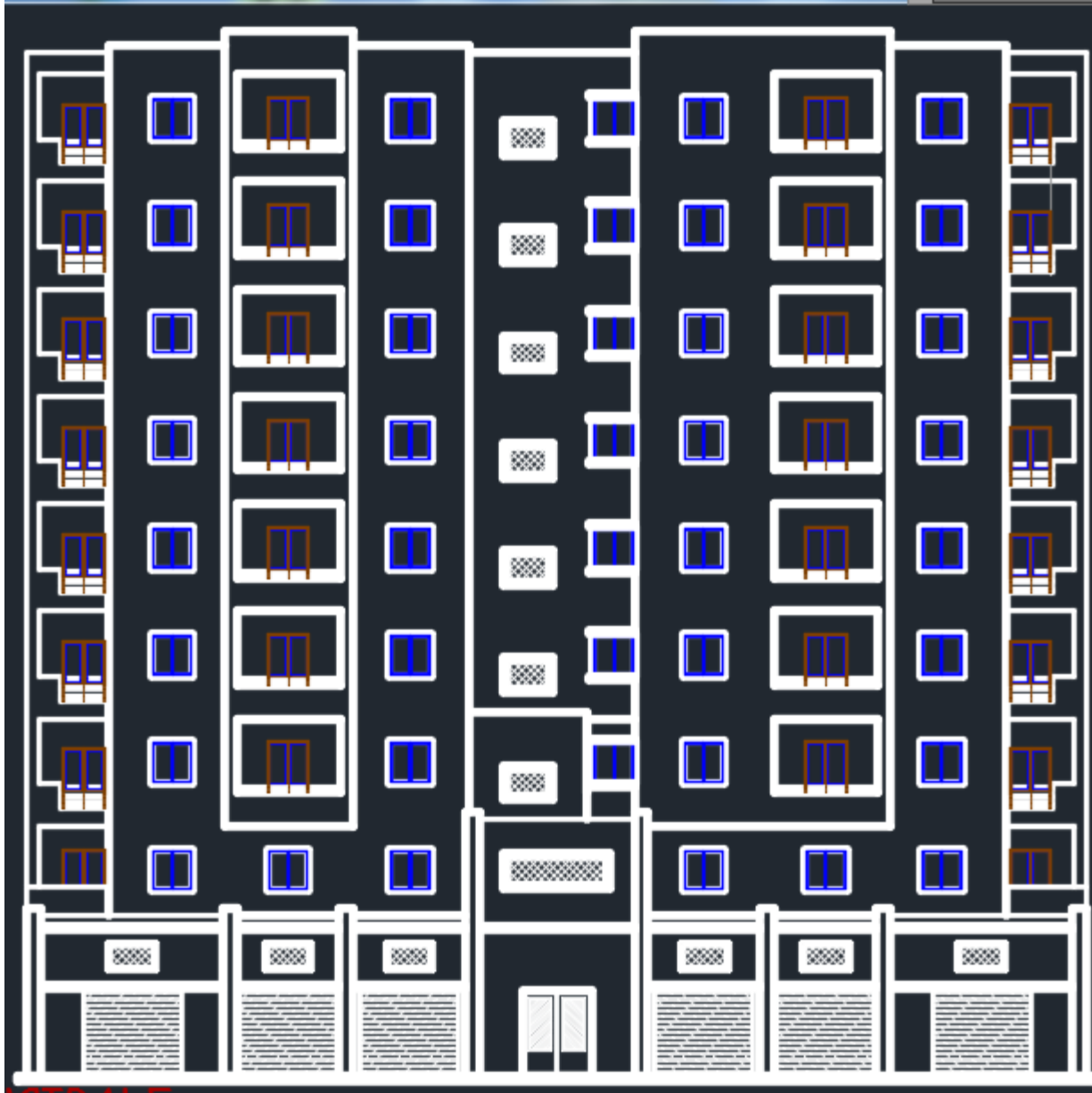


Figure 1: coupe du façade principale

I 2-2 Description structurales :

Les planchers : seront constitué de corps creux ; une dalle de compression en béton armé et d'une treillis soudé.

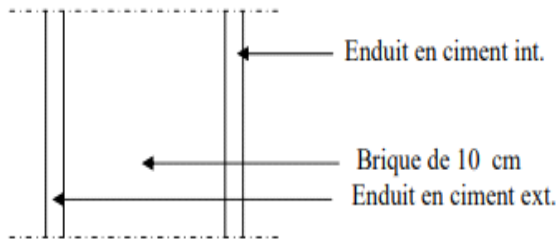
L'acrotère : c'est un élément en béton armé ,contournant le bâtiments, encastré à sa base au plancher terrasse qui est accessible.

Les escaliers : les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'une niveau à un autre , ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

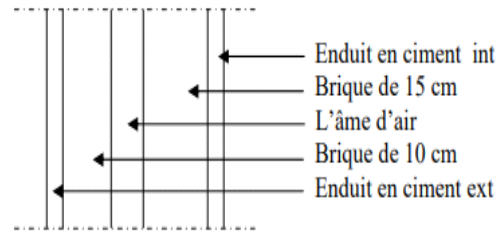
Chapitre I : présentation de Projet

Les maçonneries : -les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm séparées par une amé d'air de 5 cm

-les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de briques de 10 cm



FigureI1 : Mur intérieur



Mur extérieur

Revêtement :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers
- Enduit de ciment pour les murs intérieurs
- Mortier de ciment pour les façades extérieures

Choix de contreventement

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de la construction contre les actions horizontales telles que le séisme et le vent.

On utilise pour cela :

- Des voiles intérieurs dans les deux sens longitudinal et transversal.
- Des portiques constitués par des poteaux et des poutres.

Fondation

L'infrastructure, constitué des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, Cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels.

Ascenseur

Est un élément mécanique, qui sert à faire monter et descendre les usagers du bâtiment sans utiliser les escaliers, C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels, Nous avons choisi deux ascenseurs d'un seul type.

Chapitre I : présentation de Projet

I.3 Le béton : Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, Gravillons) et d'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

I.3.1 les matériaux composant le béton

Ciment : Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile et de la température de cuisson du mélange.

Granulats : Les granulats comprennent les sables et les graviers :

Sable : Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.

Graviers : Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement de classes 3/8, 8/15 et 15/25.

I.3.2 Composition du béton

350 kg/m³ de ciment de classe CPJ325.

400 Litres de sable de diamètre 0/5.

800 l/m² litre de gravier de diamètre.

175 litre d'eau de gâchage.

I.3.3 Les éléments utilisés en béton armé

En béton armé, on retrouve les éléments suivants :

Le poteau: élément vertical, porteur, de forme variée (carrée, rectangulaire, circulaire)

La dalle: plaque plane horizontale d'épaisseur faible par rapport à sa dimension en plan.

La poutre: élément prismatique à section généralement rectangulaire. L'association dalle-poutre constitue une poutre en T appelée aussi poutre à table de compression.

Le voile : élément vertical porteur dont l'épaisseur est faible par rapport à ses dimensions dans le

plan.

Les fondations.

I.3.4 Comportement du béton

Le béton frais destiné à la construction en béton armé doit être résistant et convenablement compacté.

Ces propriétés seront déterminées par l'utilisation :

Bonne qualité et quantité du ciment ;

Bonne qualité de la granulométrie ;

Bon rapport E/C ;

Bonne fabrication et mise en œuvre ;

L'ambiance et l'environnement : température, humidité

I.3.5 La résistance caractéristique du béton

En compression « fcj »

La résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours : $f_{c28} = 25$ [MPa]

À un âge $j < 28$ jours : $f_{cj} = f_{c28}$ Pour $f_{c28} \leq 40$ [MPa]

À un âge $j < 28$ jours : $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$ Pour $f_{c28} > 40$ [MPa]

À un âge $28 < j < 60$ jours : $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$

En traction « ftj »

La résistance caractéristique à la traction du béton $f_{t28} = 2.1$ [MPa] déduite de la formule :
 $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$

Avec : $f_{cj} \leq 40$ MPa et $f_{c28} = 25$ Mpa

I.3.6 Déformation longitudinales du béton

Chapitre I : présentation de Projet

Déformations instantanées « Eij »

$E_{ij}=32164.2$ [MPa], déduite de la formule: $E_{ij}=11000$ [MPa]

Pour le calcul sous charges de courte durée (<24h).

Déformations différées « Evj » C.B.A 93 [A.2.1.2.2]

E_{vj} 3700 [MPa], Dans notre cas : $E_{vj} = 1,08 \times 10^4$ [MPa],

Pour le calcul sous charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée) est très influant.

I.3.7 Coefficient de poisson

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations.

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations.

I.3.8 Diagrammes déformations - contraintes de béton

On distingue (Figure I.8)

Le diagramme « parabole rectangle » ;

Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de :

Notations

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à j jours ;

γ : Coefficient de sécurité égale 1.5

f_{bu} : Contrainte de calcul Le coefficient θ prend les valeurs :

1 pour une durée d'application des charges >24h

0.9 Pour $1h \leq \text{durée} \leq 24h$

Chapitre I : présentation de Projet

Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme « parabole rectangle ».

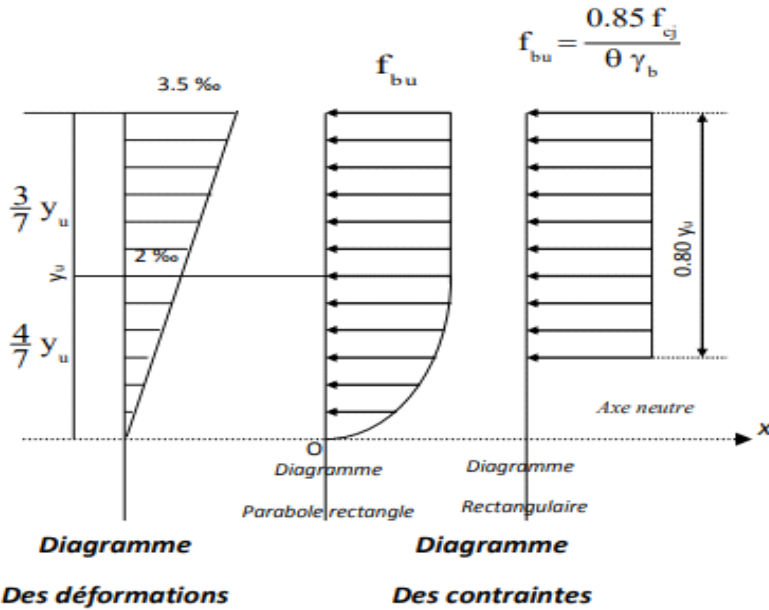


Figure I.2: Diagrammes déformations contraintes de béton

I.3.9 Les contraintes limites

Etat limite ultime(ELU)

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables.

La contrainte limite du béton en compression est : f_{bu} ;

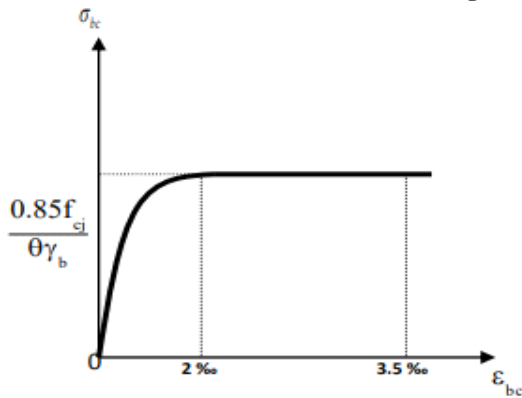


Figure I.3: Diagramme contraintes Déformations à l'ELU

I.4 Acier

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de la structure sont de trois types :

Chapitre I : présentation de Projet

Les ronds lisses de nuance FeE215 pour les armatures transversales.

Les barres hautes adhérence de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales.

Les treillis soudés ($\Phi 6$) pour les hourdis des planchers à corps creux.

I.4.1 Module d'élasticité longitudinale

Est près égale : $E_s = 2 \times 10^5$ [MPa]

I.4.2 Les contraintes limites

Etat limite ultime (ELU)

σ_s = Barre lisse : $\sigma_s = 186.96$ [MPa]

Barre H.A : $\sigma_s = 347.83$ [MPa]

$\gamma_s = 1,15$ Combinaisons courantes.

$\gamma_s = 1$ Combinaisons accidentelles.

Etat limite de service (ELS)

Cas de fissuration peu nuisible : pas de limitation

Cas de fissuration peu préjudiciable : $= f_e$, Dans notre cas : $= 266.67$ [MPa]

Cas de fissuration préjudiciable : $= \min$, Dans notre cas :

$= 201.63$ [MPa]

Cas de fissuration très préjudiciable : $= \min$

Avec : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour rondes lisses RL;

$\eta = 1.6$ pour acier HA ;

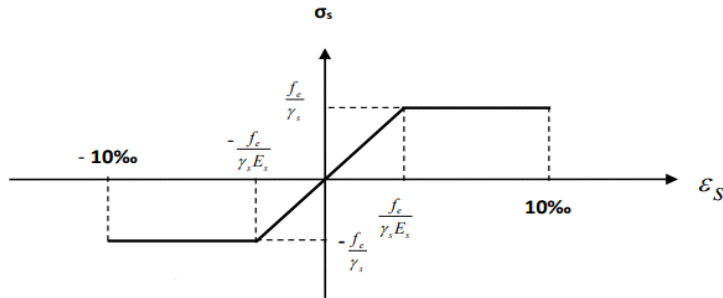


Figure I.4: Diagramme contraintes-déformations à l'ELS.

I.4.3 Hypothèse de calcul

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La Résistance a la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25\text{Mpa}$
- La Résistance a la traction de béton ; $f_{t28} = 2,1\text{Mpa}$
- Module d'élasticité longitudinal diffère ; $E_{vj} = 10818,865\text{Mpa}$
- Module d'élasticité longitudinal diffère ; $E_{ij} = 32164,195\text{Mpa}$
- Limite élastique de l'acier ; $f_e = 400\text{MPa}$
- **E.L.U**
- Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de Bernoulli).
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

E.L.S

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Conservation des sections planes.

Chapitre I : présentation de Projet

- Par convention, le coefficient d'équivalence est : $n = 15$
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton
- **La contrainte limite des aciers**
- Etat limite ultime : la contrainte de l'acier est $\sigma_s = f_e / \gamma_s$
- Etat limite de service : on distingue les cas suivants :
- Fissuration peu nuisible
- Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérification à effectuer.

Art(A.4.5.3.2)BAE

- Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante.

Chapitre II: pré-dimensionnement

I-Introduction :

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

- sollicitations verticales elle sont dues aux charges permanents et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutre et poteaux et finalement transmise au sol par les fondation
- sollicitations horizontales elle sont généralement d'origine sismique et son requises par les éléments de recouvrement constitué par les portique, Les pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles BAEL ,CBA93, et RAP99 v2003

II- pré dimensionnement des éléments

II.1 Poutre :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91(2), et vérifiées selon le règlement parasismique Algérien en vigueur (RPA)(1).une vérification de la rigidité s'effectue à l'aide des formules donnée par la résistance des matériaux (RDM).Les trois étapes précédentes sont résumées comme suit:

Selon les règles BAEL91:

La hauteur h de la poutre doit être : $L/15 \leq h \leq L/10$

La largeur b de la poutre doit être : $0.4h \leq b \leq 0.8h$

Avec:

L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

Selon le RPA 99 Version 2003 pour la zone IIa:

La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30$

Largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20$

Le rapport hauteur largeur doit être : $h/b < 4$

Chapitre II: pré-dimensionnement

Poutre principale:

RDC

$$L=6,30\text{m} = 630\text{cm}$$

$$30/15 \leq h \leq 630/10 \quad 42 \leq h \leq 63$$

On prend $h= 50\text{cm}$

$$50.0,4 \leq b \leq 0,8.50 \quad 20 \leq b \leq 40$$

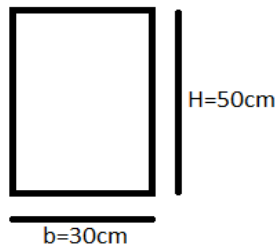
On prend $b= 30\text{cm}$

Vérification selon RPA99:

$$b= 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$h= 50\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$h/b \leq 4 \quad 1,5 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$



Poutre secondaire

$$L=4,88\text{m} \quad 488/15 \leq h \leq 488/10 \quad 32,53 \leq h \leq 48,8$$

On prend $h= 40\text{cm}$

$$0,4.40 \leq b \leq 0,8.40 \quad 16 \leq b \leq 32$$

On prend $b= 35\text{cm}$

Vérification selon RPA99:

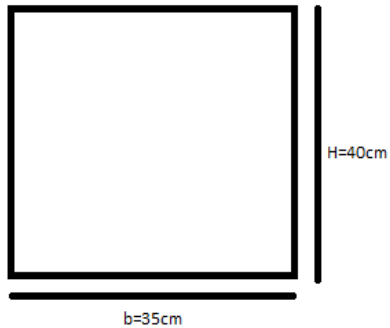
$$b= 35\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$h= 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Chapitre II: pré-dimensionnement

$h/b \leq 4$ $1,14 \leq 4$vérifiée

Conforme aux règles BAEL,CBA93,RPA99V2003



Etage courant

$L=5,35\text{m} = 535\text{cm}$

$535/15 \leq h \leq 535/10$ $35,67 \leq h \leq 53,5$

On prend $h=50\text{cm}$

$50 \cdot 0,4 \leq b \leq 0,8 \cdot 50$ $20 \leq b \leq 40$

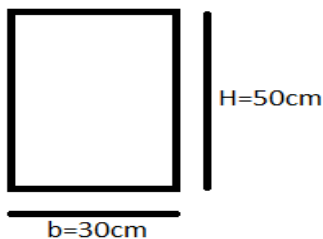
On prend $b=30\text{cm}$

Vérification selon RPA99:

$b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$vérifiée

$h=50\text{cm} \geq 30\text{cm}$vérifiée

$h/b \leq 4$ $1,5 \leq 4$vérifiée



Poutre secondaire

$L=4,80\text{m}$ $480/15 \leq h \leq 480/10$ $32 \leq h \leq 48$

On prend $h=40\text{cm}$

Chapitre II: pré-dimensionnement

$$0,4.40 \leq b \leq 0,8.40 \quad 16 \leq b \leq 32$$

On prend $b = 35\text{cm}$

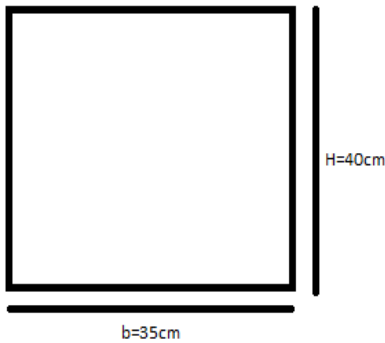
Vérification selon RPA99:

$$b = 35\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$h/b \leq 4 \quad 1,14 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Conforme aux règles BAEL, CBA93, RPA99V2



RDC

Poutres	Section (cm ²)
Poutre principale	(30×50)
Poutre secondaire	(35×40)

Etage courant

Poutres	Section (cm ²)
Poutre principale	(30×50)
Poutre secondaire	(35×40)

évaluation des charges

•

Chapitre II: pré-dimensionnement

RDC et Etage Courant

- poutre principale (30×50) cm² : $0,3 \times 0,5 \times 2500 = 375 \text{ Kg/m}^2$
- Poutre secondaire (35×40) cm² : $0,35 \times 0,4 \times 2500 = 350 \text{ Kg/m}^2$
- II.2 Plancher

Plancher à cops creux :

Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4cm, selon le BAEL9, condition de flèche:
BAEL91

$$L/25 \leq ht \leq L/20 =$$

ht: l'épaisseur totale du plancher

L: la plus grande portée entre nus d'appuis des poutrelles

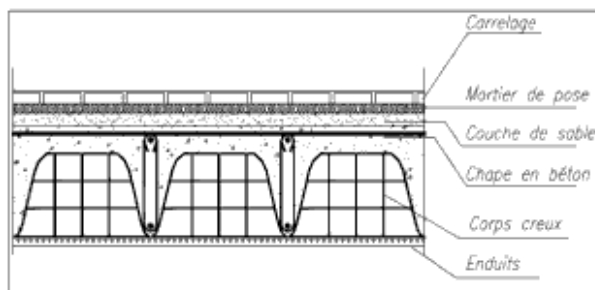


Figure II.2: coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec :

ht: hauteur totale du plancher

h₀= hauteur de la dalle de compression

h₁= hauteur du corps creux

L=590 cm

$$590/25 \leq ht \leq 590/20 \quad 23,6 \leq ht \leq 29,5$$

On prend : ht=25cm

Pour la vérification on utilise la formule suivante:

$$Ht \geq L_{\max}/22,5$$

Avec :

ht: hauteur totale du plancher

L_{max}: distance maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles

$$L_{\max} = 590 - 50 = 540 \text{ cm}$$

$$ht \geq 590/22,5 = 24 \text{ m} \quad ht = 25 \text{ m}$$

On adopte un plancher à corps creux : ht=24 cm

l'épaisseur du corps creux: 20cm

dalle de compression: 5 cm

II.3 Plancher à dalle plein

On utilise des dalles pleines aux niveaux des planchers (haut et bas) du rez-de-chaussée, car à ce Niveau, nous avons une concentration des efforts sismiques à partir des niveaux supérieures en vue d'obtenir une grande valeur de l'effort au niveau inférieur.

Le plancher est considéré comme étant infiniment rigide horizontalement.

A. Condition de résistance a la flexion(BAEL):

$$0,4 \leq \bar{\sigma} \leq 1$$

hd (LX/50;LY/40)

$$LX=5,90 \text{ m} \quad LY=6,30 \text{ m}$$

$$hd= (590/50 ; 630/40)=(9.6 ; 12)$$

$$LX/LY =0.93 \geq 0,4 \quad \text{La dalle est uniformément chargée}$$

$$0,4 \leq 0.93 \leq 1 \text{ C.V} \quad \text{La dalle porte selon les deux directions}$$

l'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions suivantes:

B. Condition d'isolation acoustique

- Contre les bruits aériens e=14 cm: $2500 \cdot 0,14 = 350 \text{kg/m}^2$

- Contre les bruits impacts e =16cm : $2500 \cdot 0,16 = 400 \text{kg/m}^2$

C. Conditions de sécurité en matière d'incendie

-hd=7 pour 1heure de coupe de feu

-hd=11cm pour 2heure de coupe de feu

-hd=17cm pour 4heure de coupe de feu

Pour satisfaire les différentes conditions précédentes, on adoptera comme épaisseur pour la dalle plein : e= 16cm

Isolation phonique

Selon les règles techniques « CBA 93 » en vigueur en Algérie, l'épaisseur de la dalle doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. On limite donc notre épaisseur à 16 cm.

- **Conclusion**

- Plancher à corps creux (20+5)

Dalle pleine : e =16cm

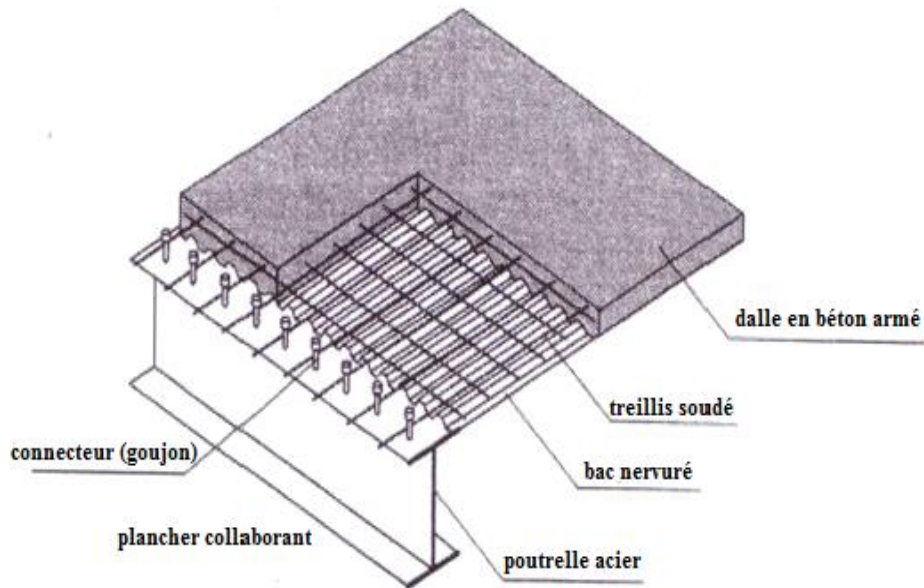


Figure II.3 : Plancher à dalle pleine

II.4 Pr-dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction

- h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0=4\text{cm}$
 - h : épaisseur de l'entrevous $h=16\text{cm}$
 - h_t : la hauteur du plancher $h_t= 20\text{cm}$
 - b : largeur de la nervure $b=64\text{cm}$
 - b_0 : Largeur des nervures $b_0=12\text{cm}$
 - l_1 : entraxe des nervures $l_1=64\text{cm}$
- b_1 : Distance entre nus de deux nervures $b_1= 52/2 =26\text{cm}$

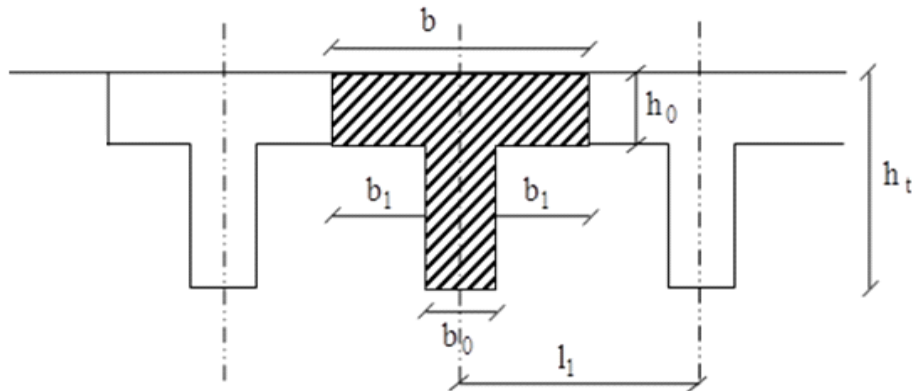


Figure II. 4 :Dimension de poutrelle

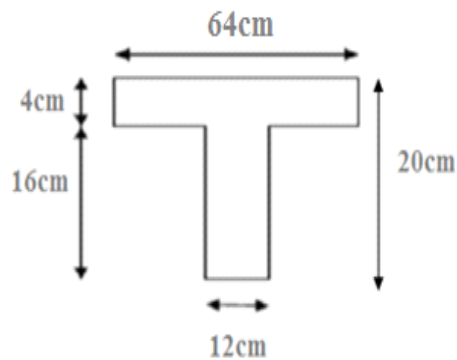


Figure II.4: Schéma des poutrelles

- $L_x = 64 - 12 = 52\text{cm}$: La distance entre nus de deux poutrelles.

$L_y = 304 - 30 = 274\text{cm}$: la travée minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

II.5 Descente des charges

Introduction

La descente des charges est le principe de distribuer et transférer les charges de la structure sur ses différents éléments porteurs (poteaux etc.) .On commence par le niveau le plus haut (plancher terrasse) et on décent au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas. Les valeurs obtenues permettront de dimensionner les éléments structuraux voir dans certains cas, de modifier la structure. Les différentes charges et surcharges existantes sont :

Charges permanentes G

Elles sont constituées essentiellement du poids propre des éléments constituant la structure et du poids des équipements nécessaires au fonctionnement de l'ouvrage (maçonnerie, étanchéité, isolation thermique, revêtements de sol et menuiseries...). Il existe aussi dans cette catégorie le poids propre des terres sur les terrasses des bâtiments et la poussée de terres attenantes à l'ouvrage.

Chapitre II: pré-dimensionnement

Charges d'exploitations Q

Les charges d'exploitation sont celles qui résultant de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constituent ces locaux, ou à celui des équipements. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes

Système portique contreventé par voiles, contenant les éléments de structure suivants :

-Les porteurs horizontaux (Planchers, poutres).

- les porteurs verticaux (poteaux)

-les fondations

II.5.1 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments du système plancher poutre, ils supportent les charges verticales, ils participent à la stabilité transversale et servent aux chaînage verticaux. Le redimensionnement des poteaux se fait selon les critères suivants:

- Le critères de résistance

- Le critères de stabilité de forme

- Les règles du RPA99

Estimation des charge et des surcharges:

La structure présente trois types de plancher

- Plancher terrasse inaccessible en corps creux

- Plancher courant en corps creux

- Plancher courant en dalle plein

II.5.2 Les plancher en corps creux :

Plancher terrasse:

Notre plancher terrasse est inaccessible et réalisé en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales)

Charge permanente: d'après DTR

Chapitre II: pré-dimensionnement

Désignation	e(m)	γ (KN/m ³)	Charge(N/m ²)
Gravillon de protection	0.005	15	0,75
Etanchéité multicouches	0.02	5	0,1
Isolation thermique	0.04	4	0,16
Béton de pente	0.1	22	2,2
Béton à corps creux	0.2	12	2,4
Enduit en plâtre	0.02	10	0,2
			G=5,81

Tableau : Plancher terrasse

Surcharge d'exploitation : Q= 1Kn/m²

Charge permanente: d'après DTR

Désignation	E(m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m)
Carrelage	0.02	16	0.32
Couche de sable	0.04	15	0.6
Plancher à corps creux	0.20	12	2.4
Enduit mortier	0.04	20	0.8
Cloison léger	0.1	10	1
Mortier de plâtre	0.02	10	0.2

G=5,32Kn/m²

Tableau: Plancher étage courants

Surcharge d'exploitation : Q= 1,5Kn/m²

Désignation	E(m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m)
Carrelage	0.02	16	0.32
Couche de sable	0.04	15	0.6
Plancher à dalle plein	0.20	25	5
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
mortier de pose	0.04	20	0.8
Cloison léger	0.1	10	1

G=7,92KN/m²

Tableau: Charge totale d'un plancher Dalle plein

Chapitre II: pré-dimensionnement

Surcharge d'exploitation $Q = 2,5 \text{ Kn/M}^2$

Murs :

Murs extérieures en maçonnerie

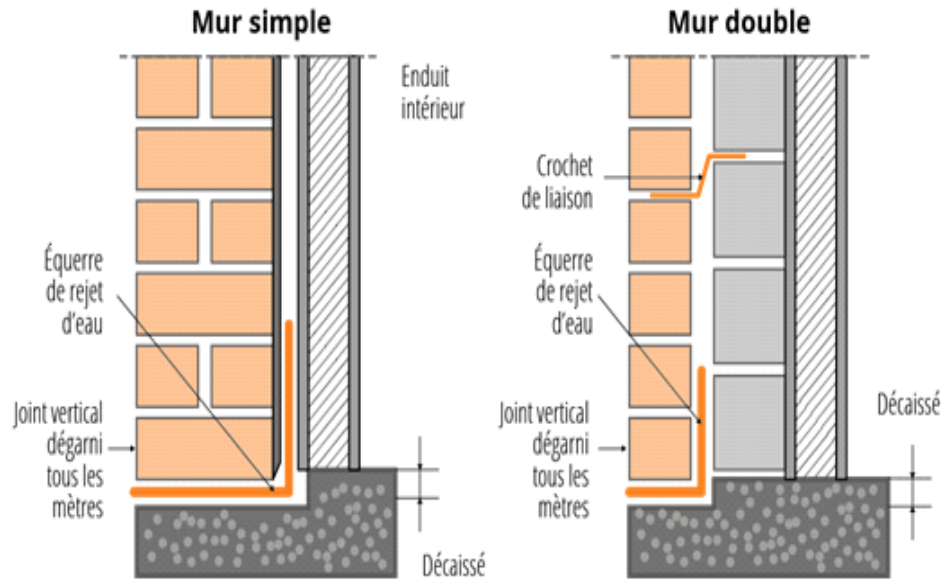


Figure II.5 : Exemple de disposition en pied de murs

La maçonnerie utilisée est en brique (avec 30% de ouvertures)

éléments	E(m)	γ (N/m^3)	Charge (N/m)
enduit extérieur	0.02	20	0.4
enduit inférieur	0.02	10	2.25
brique creuse	0.25	9	2.25
l'âme d'aire	0.05		

Tableau: Charge totale des murs extérieurs

$$G = 2.85 \text{ Kn/m}^2$$

$$\text{donc : } 2.85 \cdot 0,7 = 1,99 \text{ Kn/m}^2$$

Charge d'exploitation :

-Plancher terrasse non accessible 1 Kn/m^2

-Plancher pour étage courant $1,5 \text{ Kn/m}^2$

Chapitre II: pré-dimensionnement

II.5.3 Décence des charges sur les poteaux

Prédimensionnement :

La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par le RPA99

En zone III les dimension doivent satisfaire les conditions suivantes

Min (a,b)

La descente des charges est l'opération qui consiste à déterminer toutes les charges provenant à un élément porteur de la structure, depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation, et ainsi la vérification de leur section

Lois de dégration :

Dégration des surcharges d'exploitation

le premier étage à partir sommet (i=1): Q_0+Q_1

-sous le deuxième étage (i=2): $Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$

-sous le troisième étage (i=3): $Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$

-sous le quatrième étage (i=4): $Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

-sous le cinquième étage(i=5): $Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

-sous le seizième étage (i=6): $Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$

-sous le septième étage ou sous les suivants ($i \geq 7$);

$Q_0+3+i/2i(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+.....Q_n)$

Charge permanente du plancher étage courant $G=5,32Kn/m^2$

Charge permanente du plancher terrasse inaccessible $G=5,81Kn/m^2$

Les conditions imposées par le RPA99/V2003

Min (a,b) $\geq 25cm$ zone IIa

Min (a,b) $\geq h_c/20$

$1/4 \leq a/b \leq 4$

Avec : h_c : hauteur libre de l'étage

Chapitre II: pré-dimensionnement

D'après le BAEL91: la valeur théorique de l'effort normal résistant est :

$$N_{ser.th} \leq (Br \cdot \sigma_b + A \cdot \sigma_s)$$

Br : section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec:

$$Br = (a-2)(b-2) \quad a \text{ et } b \text{ en [cm]}$$

La résistance du béton comprimé : $\sigma_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$

$$\lambda \leq 50 : \alpha = 0,85/1+0,2(\lambda/35)^2 = 0,85/B = 0,708$$

$$\text{Avec : } B = 1+0,2(\lambda/35)^2$$

Avec ces correctifs, l'effort normal résistant ultime

$$N_u = \alpha [(Br \cdot f_{c28}) / (0,9 \cdot \gamma_b) + (A \cdot f_e) / \gamma_s]$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15

f_e : Nuance de l'acier (limite élastique $f_e = 400 \text{ MPa}$)

A : Section d'armature à mettre en place

α : Coefficient dépend de l'élançement

$$\text{La formule : } Br \geq B \cdot N_u / [\gamma_b / 0,9 + 0,85(A/Br) f_e / \gamma_s]$$

On prend : $A/Br = 0,8\% = 0,8/100$ [BAEL91]

σ_b : Résistance de calcul du béton : $\sigma_b = 0,85 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 14,16 \text{ MPa}$

Suivant les règles BAEL : un poteau rectangulaire ($a \leq b$), il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$

$$B = 1 + 0,2(35/35) = 1,2$$

on trouve :

$$Br \geq 1,2 N_u / [14,2/0,9 + 0,85(0,8/100) 348/1,15] \cdot 10 = 0,6627$$

Donc :

$$Br \geq 0,6627 N_u$$

Chapitre II: pré-dimensionnement

On peut tirer "a et b" sachant que : $Br = (a-2)(b-2)$

D'après le critère de résistance , Nous avons :

$$Pu = 1.35Ng + 1.5Nq$$

Avec

N_g : effort normal dus aux charges permanentes

N_q : effort normal dus aux charges d'exploitations

N_u : $1.15.Pu$ D'après le BAEL91

On va dimensionner les poteaux en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire) et on prend: $a=b$ donc : $(a*a)$ en [cm]

Condition de flambement

Soit : $\lambda = L_f / i \leq 35$. Avec $i = \sqrt{I/B}$ et $B=a*b$

Avec :

L_f : Longueur de flambement

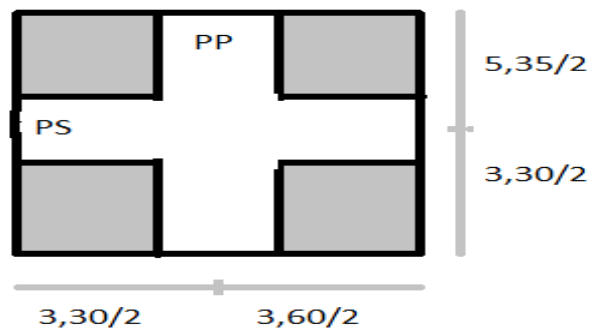
i : Rayon de giration de la section de béton

B : Aire de la section du béton seul

I : Moment d'inertie calculé dans le plan de flambement le plus défavorable

- **Calcul de la surface afférente**

- Figure : Surface afférente du poteau le plus sollicité



Chapitre II: pré-dimensionnement

Exemple de 3^{ème} étage

$$L_f = 0.7L_0$$

L_0 = Longueur libre du poteau

$$S_{aff} = (5.35/2 + 3.30/2) * (3.30/2 + 3.60/2) = 14.92m^2$$

- Les longueurs afférentes des poutres secondaires

$$L_{aff \text{ prin}} = (3.30/2 + 5.35/2) = 4.33m$$

$$L_{aff \text{ sec}} = (3.30/2 + 3.60/2) = 3.45m$$

- **Poids propre des poutres principale et secondaire**

$$P_{pp} = 2500 * 0.3 * 0.5 = 375 \text{ daN/ml}$$

$$P_{ps} = 2500 * 0.35 * 0.40 = 350 \text{ daN/ml}$$

- **Poids totale des poutres principales et secondaires**

$$P_t = P_{pp} + P_{ps} = (375 * 4.33) + (350 * 3.45)$$

$$P_t = 2831.25 \text{ daN}$$

$$N_p = 1.35 * P_t * n \text{ avec : } n = \text{nombre d'étage}$$

$$N_p = 1.35 * 2831.25 * 10 = 38221.875 \text{ daN}$$

Poids propre de plancher

$$\text{Cumulé} = 1905 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{\text{cumulé}} = 500 \text{ daN/m}^2$$

$$N_{\text{plancher}} = (1.35G_c + 1.5P_c) * S_{aff} = [(1.35 * 1905) + (1.5 * 500)] * 14.92 = 49560.51 \text{ daN}$$

$$N_u = 1.15 * P_u = 1.15(N_{\text{plancher}} + N_p) = 1.15(49560.51 + 38221.875) = 100949.743 \text{ daN}$$

$$B_r \geq 0.6627 N_u \quad B_r \geq 668.99$$

$$B_r = (a-2)^2 \geq 668.25 \quad \text{Donc } a = 27.78$$

La section de poteaux de ce niveau est (40*40)cm²

Chapitre II: pré-dimensionnement

- Vérification des conditions imposées par le RPA99V2003

vérification des dimensions

Etage courants :

$$- \min(a,b) \geq 25 \quad \min(a,b)=50\text{cm} \geq 25\text{cm (zone IIa)} \quad \text{CV}$$

$$- \min(a,b) \geq h_e/20 \quad \min(a,b) = 50\text{cm} \geq 306/20=15,3 \quad \text{CV}$$

Avec : $h_e = 3,06 \text{ m}$

$$- 1/4 < a/b < 4 \quad 1/4 < 1 < 4 \quad \text{CV}$$

RDC

$$\min(a,b) \geq 25 \quad \min(a,b)=50\text{cm} \geq 25\text{cm (zone IIa)} \quad \text{CV}$$

$$- \min(a,b) \geq h_e/20 \quad \min(a,b) = 50\text{cm} \geq 425/20=21,25 \quad \text{CV}$$

Avec : $h_e = 4,25 \text{ m}$

$$- 1/4 < a/b < 4 \quad 1/4 < 1 < 4 \quad \text{CV}$$

Critère de flambement :

$\lambda = L_f / i$ (Article B 8.4.1 BAEL91) avec

λ : L'élanement mécanique d'une pièce comprimée

l_f : Longueur de flambement : $l_f = 0.7 \cdot l_0$

l_0 : Longueur libre d'un poteaux appartenant à un bâtiments à étage multiple est comptée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de ses jonctions avec la fondation à la face supérieure du premier plancher

$L_0 = 3,06 \text{ m}$

Rdc : $L_f = 0.7 \cdot 425 = 297,5 \text{ cm}$

Etage courant : $L_f = 0.7 \cdot 306 = 214,2 \text{ cm}$

Chapitre II: pré-dimensionnement

I		Q (kN/m)	G (kN/m)
1	Sous Terrasse	1	5.81
2	8 ^{ème} étage	2,5	11.13
3	7 ^{ème} étage	3.85	16.45
4	6 ^{ème} étage	5.05	21.77
5	5 ^{ème} étage	6.1	27.09
6	4 ^{ème} étage	7	32.41
7	3 ^{ème} étage	7.75	37.73
8	2 ^{ème} étage	8.5	43.05
9	1 ^{ère} étage	9,25	48.37
10	RDC	10	53.69
11	Sous-sols	10,75	59,18

Niv	Poteaux	A=b	Min(a,b) ≥25	He/20	Min(a,b) He/20	a=b	1/4<a/b<4
terrasse	30*30	30	CV	15.3	CV	1	CV
8 ^{ème} étage		30	CV	15.3	CV	1	CV
7 ^{ème} étage		30	CV	15.3	CV	1	CV
6 ^{ème} étage	35*35	35	CV	15.3	CV	1	CV
5 ^{ème} étage		35	CV	15.3	CV	1	CV
4 ^{ème} étage	35*35	35	CV	15.3	CV	1	CV
3 ^{ème} étage	40*40	40	CV	15.3	CV	1	CV
2 ^{ème} étage	40*40	40	CV	15.3	CV	1	CV
1 ^{ère} étage		40	CV	15.3	CV	1	CV
RDC	45*45	45	CV	21.25	CV	1	CV
S-sol	50*50	50	CV	21.25	CV	1	CV

Chapitre II: pré-dimensionnement

Niv	Poteaux	L0 Cm	If Cm	I Cm4	Bcm ²	i Cm2	$\lambda < 35$
terrasse	30*30	306	214.2	65700	900	8.66	24.734
8 ^{ème} étage	30*30	306	214.2	65700	900	8.66	24.734
7 ^{ème} étage	30*30	306	214.2	65700	900	8.66	24.734
6 ^{ème} étage	35*35	306	214.2	125052.083	1225	11.55	21.200
5 ^{ème} étage	35*35	306	214.2	125052.083	1225	11.55	21.200
4 ^{ème} étage	35*35	306	214.2	125052.083	1225	11.55	21.200
3 ^{ème} étage	40*40	306	214.2	213333.333	1600	12.99	18.550
2 ^{ème} étage	40*40	306	214.2	213333.333	1600	12.99	18.550
1 ^{ème} étage	40*40	306	214.2	213333.333	1600	12.99	18.550
RDC	45*45	425	297.5	341718.75	2025	14.43	22.902
S-sol	50*50	425	297.5	520833.33	2500	14.43	20.611

Tableaux : récapitulatif de la condition de flambement

- **II.6 Les voiles :**

- II.6.1 Voiles de contreventement**

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifier par l'article 7.7 de R.P.A 99 des voiles servent , d'une part, à contreventement le bâtiments en reprenant les effort horizontaux (séisme et, ou vent), et d'autre part, à reprendre les effort verticaux (poids propre et autre) qu'ils transmettent aux fondations

- Les charges verticales : charge permanentes et surcharges
- Les actions horizontales : efforts de séisme et ou de vent

Vérification des conditions imposées par le RPA Version 2003

$$a \geq L/4 \quad \text{et} \quad a \geq h_e/20$$

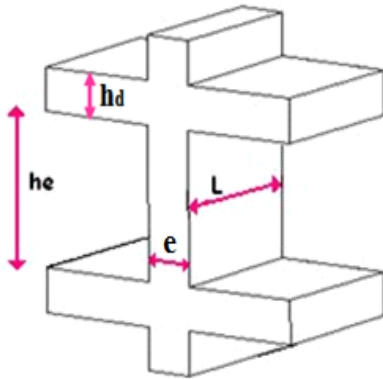


Figure II.6.1 : Coupe de voile en élévation

L: largeur du voile correspond à la portée minimale

h_e : Hauteur libre d'étage

h_d : épaisseur de la dalle

e : épaisseur du voile

pour notre structure

h_e : la hauteur d'étage

$h_{max} = 306 - 15 = 291$

$e \geq 291/20 \quad e = 14.55 \text{ cm}$

$h_{max} = 306 - 25 = 281 \text{ cm}$

$e \geq 281/20 \quad e = 14.05 \text{ cm}$

Conclusion

On adopte un voile de contreventement d'épaisseur : $a = 20$

III.I Introduction:

Ils s'appuient sur des éléments porteurs; Dans notre projet on distingue deux type de plancher

III.2 Plancher étage courant:

Les charges appliquées :

$$G=5,32\text{Kn/m}^2$$

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

$$1- Q \leq \min (2G,5\text{kn}) \rightarrow 1 \leq \min(10.64\text{kn},5\text{kn}) \text{ CV}$$

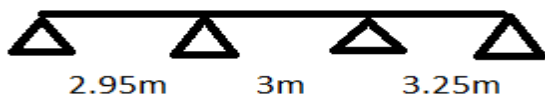
$$2- 0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 2.95/3 \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 0.95 \leq 1.25 \text{ CV}$$

3- L'inertie constante

4- Fissuration non préjudiciable

On a 6 type :

Type 1 : 3 travée



$$1- Q \leq \min (2G,5\text{kn}) \rightarrow 1 \leq \min(10.64\text{kn},5\text{kn}) \text{ CV}$$

$$2- 0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 2.95/3 \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 0.95 \leq 1.25 \text{ CV}$$

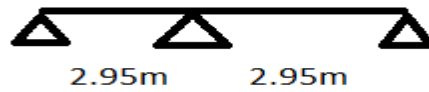
3- L'inertie constante

4- Fissuration non préjudiciable

Donc : On applique la méthode de forfaitaire

Type 2 : 2 travée

Chapitre III: Etude de plancher



1- $Q \leq \min(2G, 5kn) \rightarrow 1 \leq \min(10.64kn, 5kn) CV$

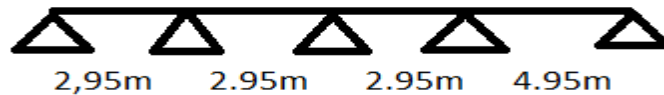
2- $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 2.95/2.95 \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 1 \leq 1.25 CV$

3- L'inertie constante

4- Fissuration non préjudiciable

Donc : On applique la méthode de forfaitaire

Type 3 : 4 travée

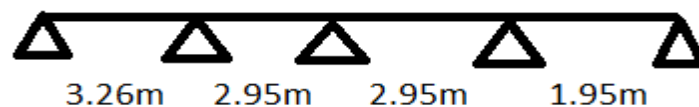


1- $Q \leq \min(2G, 5kn) \rightarrow 1 \leq \min(10.64kn, 5kn) CV$

2- $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 2.95/4.95 \leq 1.25 CNV$

On applique la méthode de caquot minoré

Type 4 : 4 travée



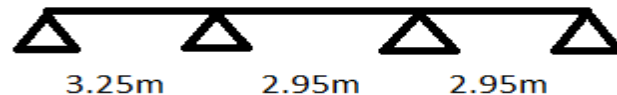
Chapitre III: Etude de plancher

On applique la méthode de Caquot minoré

Type 5 : 8 travée

On recherche le cas le plus défavorable

Type 6 : 3 travée



On applique la méthode de forfaitaire

Ferraillage de la poutrelle :

1) Détermination des armatures:

ELU

$$M_{tu} = 891.63 \text{ kn.m}$$

$$M_{max} = 622.66 \text{ Kn.m}$$

Vérification de l'étendu de la zone comprimée

$$M_t = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 (d - h_0/2) = 14.2 \cdot 64 \cdot 5 (22.5 - 2.5) = 908.80 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} < M_t$: La zone comprimée se trouve dans la table de compression .

Donc : la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimension $(b \cdot h)$
 $= (64 \cdot 25)$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = M / \sigma_b \cdot b \cdot d^2 = 89163 / 14.2 \cdot 64 \cdot 22.5^2 = 0.19$$

$\mu = 0.19 < \mu_l = 0.392$ Fe400 Donc : A' n'existe pas et $1000 \xi_s > 1000 \xi_l$

$$\sigma_s = F_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

Chapitre III: Etude de plancher

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.26$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.90$$

Détermination des armatures :

$$A_t = M_t / \bar{\sigma}_s * \beta * d = 89163 / 348 * 0.90 * 22.5 = 12.65 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité)

$$A_{\min} = 0.23 b_0 \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.23 \cdot 12 \cdot 22.5 * 1.6 / 400 = 0.25 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = 12.65 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

ELS

$$M_{ts} = 796.97 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

$$\text{Acier FeE400} \rightarrow \alpha \leq \gamma - 1/2 + f_{c28}/100 \rightarrow \bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}'_b = 0.6 * f_{c28}$$

Section rectangulaire sans A'

$$D = (b - b_0)h_0 + 15A/b_0 = (64 - 12) \cdot 5 + 15 \cdot 12.65 / 12 = 37.48 \text{ cm}^2$$

$$E = (b - b_0)h_0^2 + 30A \cdot d / b_0 = 819.89 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -37.48 + 47.17 = 9.69 \text{ cm}$$

$$I = by^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3 / b_0 + 15A(d - y_1)^2 = 52866.2 \text{ cm}^4$$

$$K = M_t / I = 79697 / 52866.2 = 1.51$$

$$\bar{\sigma}_b = k \cdot y_1 = 1.51 \cdot 9.69 = 14.32 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion

$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}'_b$ Fissuration peu nuisible

Les armatures calculées en ELU sont maintenues

ELU

Chapitre III: Etude de plancher

$$M_{max} = - 622.66 \text{ KN.m}$$

Comme la table se trouve dans la zone tendue, elle n'intervient pas dans le calcul et, par conséquent, la section en T doit être considérée comme une section rectangulaire de largeur 12cm et hauteur 25cm

Vérification de l'étendu de la zone comprimée

$$M_t = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0(d-h_0/2) = 14.2 \cdot 64 \cdot 5(22.5-2.5) = 908.80 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_t$: La zone comprimée se trouve dans la table de compression .

Donc : la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimension (b*h) = (64*25)

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = M / \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2 = 62266 / 14.2 \cdot 12 \cdot 22.5^2 = 0.072$$

$$\mu = 0.072 < \mu_l = 0.392 \text{ Fe400} \quad \text{Donc : A' n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.093$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98$$

Détermination des armatures :

$$A_t = M_t / \bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d = 62266 / 348 \cdot 0.98 \cdot 22.5 = 8.11 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité)

$$A_{min} = 0.23 b_0 \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.23 \cdot 12 \cdot 22.5 \cdot 1.6 / 400 = 0.25 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{min}) = 8.11 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

ELS

$$M_{ts} = 450.23 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

$$\text{Acier FeE400} \rightarrow \alpha \leq \gamma - 1/2 + f_{c28}/100 \rightarrow \bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}'_b = 0.6 \cdot f_{c28}$$

Chapitre III: Etude de plancher

Section rectangulaire sans A'

$$\gamma = M_{au}/M_{as} = 62266/45023 = 1.38$$

$$1.38 - 1/2 + 25/100 = 0.44$$

Conclusion

$\sigma_b < \sigma_b'$ Fissuration peu nuisible

Les armatures calculées en ELU sont maintenues

Calcul des armatures transversale :

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis

$$T_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

$$a = 0.9 \cdot d = 0.9 \cdot 22.5 = 20.25$$

$$T_u = 18380.6 \leq 0.267 \cdot 20.25 \cdot 12 \cdot 25 = 1622.025$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appui

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales:

On doit vérifier que:

$$A_t \geq \gamma_s / f_e (T_u + M_u / 0.9 \cdot d)$$

$$8.11 \text{ cm}^2 \geq 1.15 / 400 [18380.6 - 45023 / 20.25] \cdot 10^{-2} = 0.46 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaire à la ligne moyenne :

Nous avons

$$\tau_u = T_{u \max} / b \cdot d = 18380.6 / 64 \cdot 22.5 = 2.7 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible : $\tau'_u = \min[0.2 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa}$

$$\tau'_u = 2.7 \leq \tau_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

Section et écartement des armatures transversales A_t :

Diamètre des armatures transversales :

Chapitre III: Etude de plancher

$$\Phi_t = \min(h/35; b_0/10; \Phi_{t\min}) = [25/35; 12/10; 1]$$

$$\Phi_t = 0.71 \text{ cm}$$

On prend $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

$$A_t = 1.01 \text{ cm}^2$$

L'espacement des armatures transversal :

$$A_t/b_0 \cdot \delta t_1 \geq \tau_u - 0.23 f_{tj} \cdot 5/0.8 f_{ce} (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

$$K=1$$

$$\alpha = 90$$

$$\text{Donc : } \delta t_1 \leq A_t \cdot 0.8 \cdot f_{ce} / b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj}) = 1.01 \cdot 0.8 \cdot 235 / 12 (2.7 - 0.32 \cdot 1) = 7.66 \text{ cm}$$

$$\delta t_2 \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = 20.25 \text{ cm}$$

$$\delta t_3 \leq A_t \cdot f_{ce} / 0.4 b_0 = 1.01 \cdot 235 / 0.4 \cdot 12 = 49.45 \text{ cm}$$

$$\delta t = \min(\delta t_1, \delta t_2, \delta t_3) = 7.66$$

On adopte : $\delta t = 8 \text{ cm}$

Vérification de la flèche:

$$f = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} \quad (\text{Art: Annexes D CBA 93})$$

$$f < f = \frac{500}{L} \quad (L < 5 \text{ m. Art B.6.5.3 CBA 93})$$

$$I_{Fv} = b \cdot h^3 / 12$$

$$I_{Fv} = b \cdot h^3 / 12$$

$$I_{Fv} = 0.6 \cdot 0.2^3 / 12$$

$$I_{Fv} = 0.00004 \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.9 \text{ MPa}$$

$$F_t = F_{gv} - F_{ji} + F_{qi} - F_{gi}$$

F_{gi} ; F_{gv} : Les flèches dues aux charge (g) permanente

F_{ji} : la flèche due aux charges permanentes au moment de la mise en oeuvre

F_{qi} : la flèche due aux charge permanente et surcharge d'exploitation

Chapitre III: Etude de plancher

il faut vérifier que : $F_t \leq F_{ad}$

Avec : $F_{ad} = 1/500$

$F_i = Ml^2/9 \cdot E_i \cdot IF_i$

$F_v = Ml^2/9 \cdot E_v \cdot IF_v$

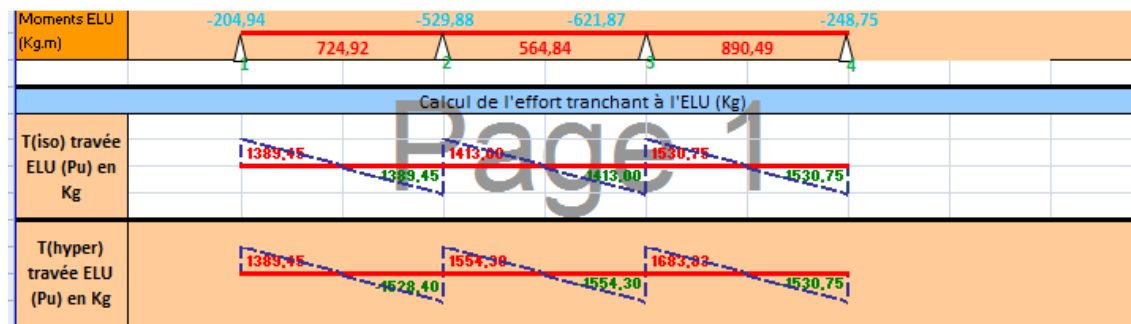
La condition de la flèche :

$H_t/l_{max} > 1/22.5 \rightarrow 0.0021 < 0.044 \text{ cnv}$

Méthode de forfaitaire avec EXEL pour 3 travée :

ELU

Calculs par la Méthode Forfaitaires			
Portée (m)	2,95	3	3,25
g : permanentes(kg/m)	532	532	532
q : exploitation(kg/m)	150	150	150
Pu=(1.35g+1.5q) charge ELU en (kg/m)	942,00	942,00	942,00
Ps=(g+q) charge ELS en (kg/m)	682,00	682,00	682,00
$0.8 < l_i/l_i - 1 < 1.25$	X	0,98	0,92
Calcul des moments à l'ELU (Kg.m)			
M(iso) travée ELU (Pu)	1024,72	1059,75	1243,73
Ma (appui)	-204,94	-529,88	-621,87
Mt (travée) en kg.m	648,64	564,84	787,27
α (travée)	0,220	0,220	0,220
$M_t + (M_w + M_e)/2$	1016,05	1140,71	1222,58
Maxi[(1+0.3 α)Mo;1.05Mo]	1092,33	1129,67	1325,80
Condition (Ligne31>Ligne32)	NonVérifiée	Vérifiée	NonVérifiée
Mt (travée à prendre) en kg.	724,92	564,84	890,49



ELS

Chapitre III: Etude de plancher

Calcul des moments à l'ELS (Kg.m)				
M(iso) travée ELS (Ps)	741,888	767,250	900,453	
k(travée)	1,383	1,383	1,383	
Ma(appui)	-148,38	-383,63	-450,23	-180,09
Mt(travée) en kg.m	469,01	408,42	569,25	
Mt+(Mw+Me)/2	735,01	825,34	884,41	
Maxi[(1+0.3α)Mo;1.05Mo]	790,84	817,88	959,87	
Condition (Ligne31>Ligne32)	NonVérifiée	Vérifiée	NonVérifiée	
Mt (travée à prendre) en kg.	524,84	408,42	644,71	

Calcul de l'effort tranchant à l'ELS (Kg)				
T(iso) travée ELU (Ps) en Kg	1005,95	1023,00	1108,25	
T(hyper) travée ELU (Ps) en Kg	1005,95	1129,30	1219,00	

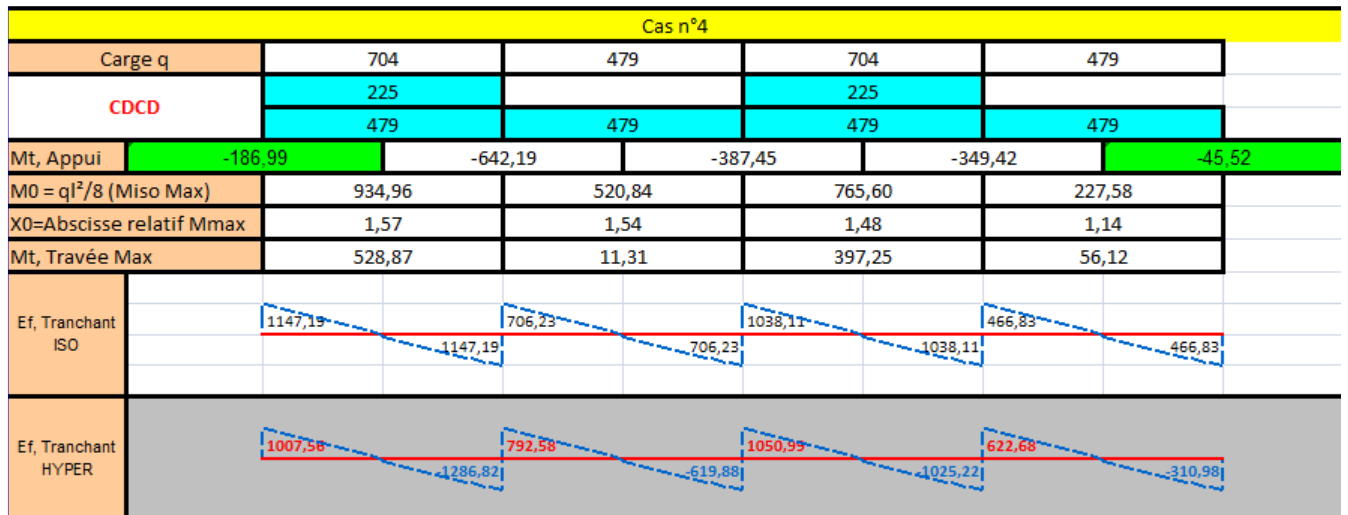
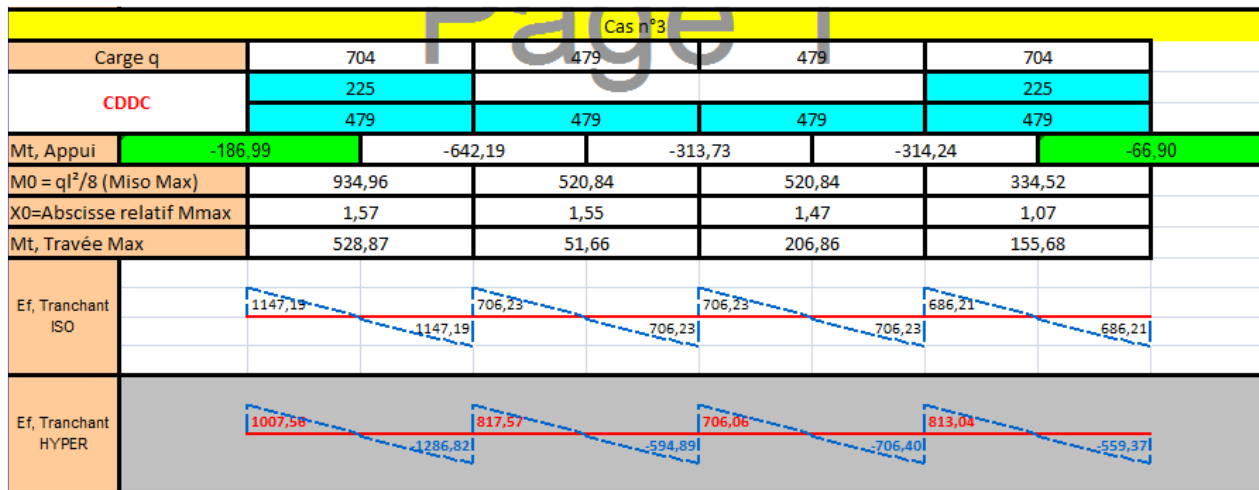
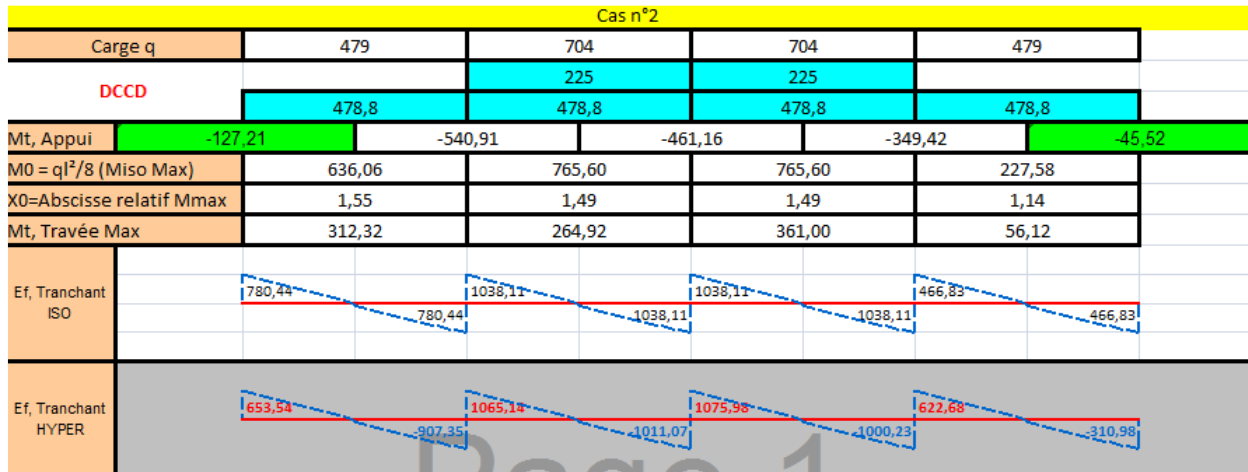
Méthode de caquot minorée avec EXCEL pour 4 travées :

Méthode Caquot Minoré (4 travées) - Attention uniquement pour des charges uniformément réparties									
File n°	1	Remplir les zones de couleur =>			Verte				
Dimensions b x h	0,35	0,4	0,35	0,4	0,35	0,4	0,35	0,4	
M. d'inertie Iy (m^4)	0,0019		0,0019		0,0019		0,0019		Coef.
Porté l (m)	3,26		2,95		2,95		1,95		Minoration
Porté Fictive (m)	3,26		2,36		2,36		1,95		(2/3 ou 1/3)
g : permanente (kg/m)	532		532		532		532		0,667
g : permanente (kg/m)	355		355		355		355		
q : exploitation (kg/m)	150		150		150		150		

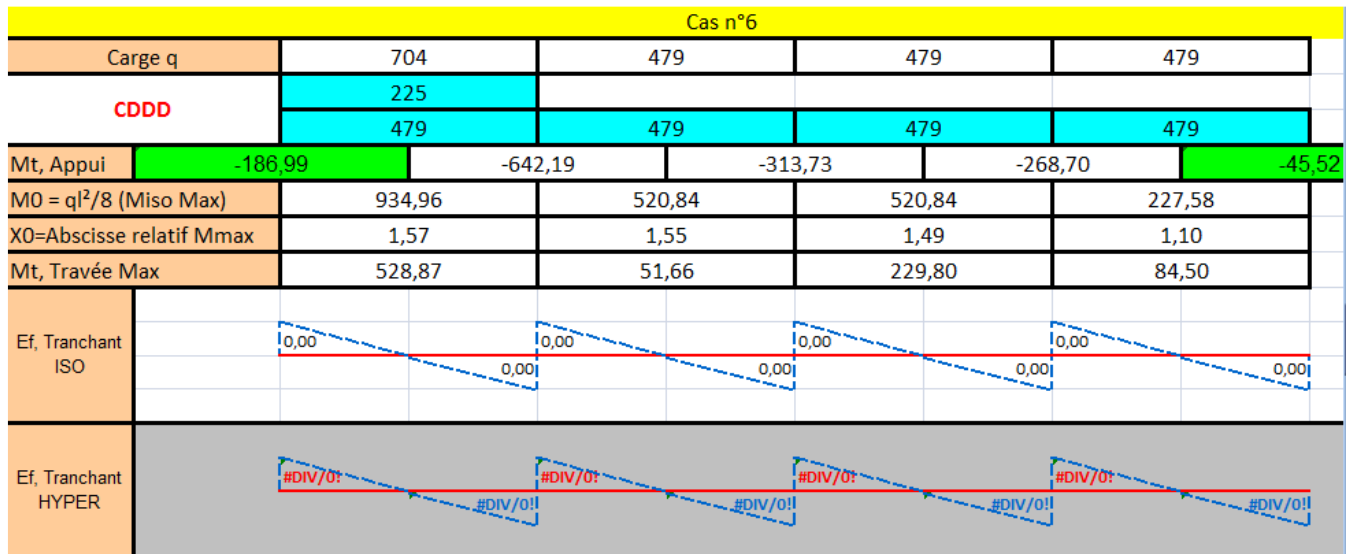
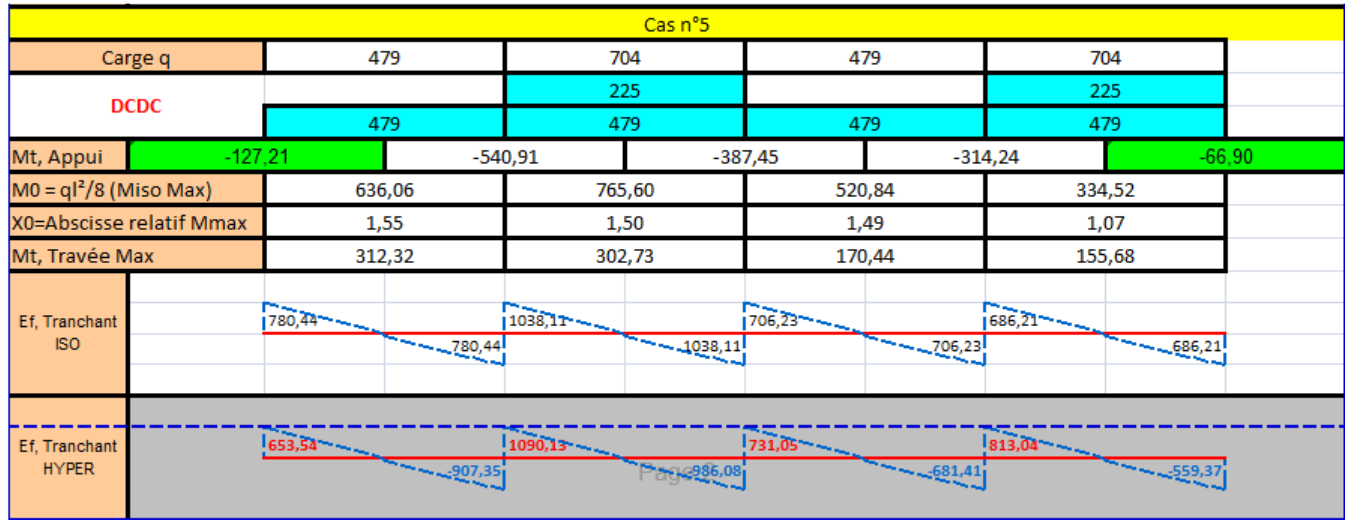
Cas n°1					
Carge q	704	704	704	704	
CCCC	225	225	225	225	
	479	479	479	479	
Mt, Appui	-186,99	-704,10	-461,16	-394,96	-66,90
M0 = ql²/8 (Miso Max)	934,96	765,60	765,60	334,52	
X0=Abscisse relatif Mmax	1,56	1,51	1,49	1,10	
Mt, Travée Max	500,38	186,24	337,78	124,21	

Ef, Tranchant ISO	1147,15	1147,15	1038,11	1038,11	1038,11	686,21	686,21	
Ef, Tranchant HYPER	988,57	1305,82	1120,48	955,75	1060,53	1015,66	854,44	617,97

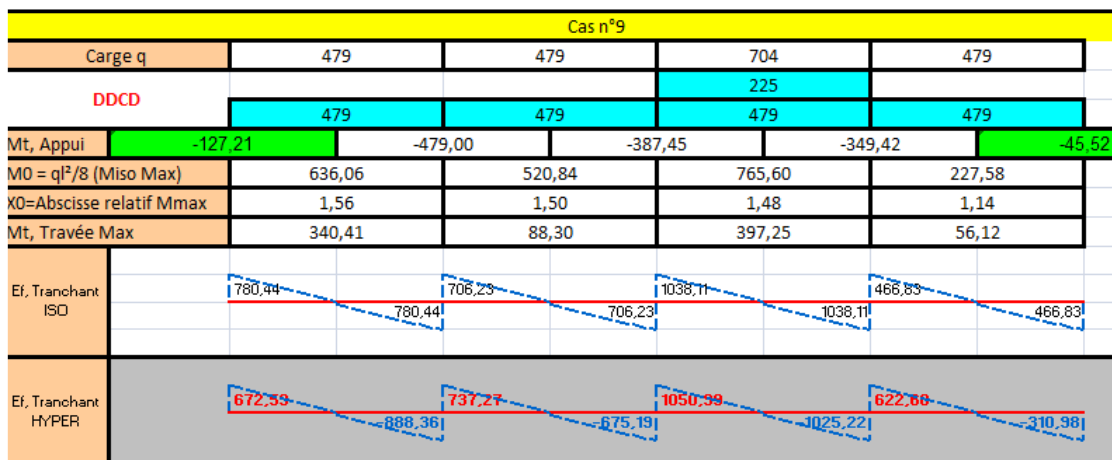
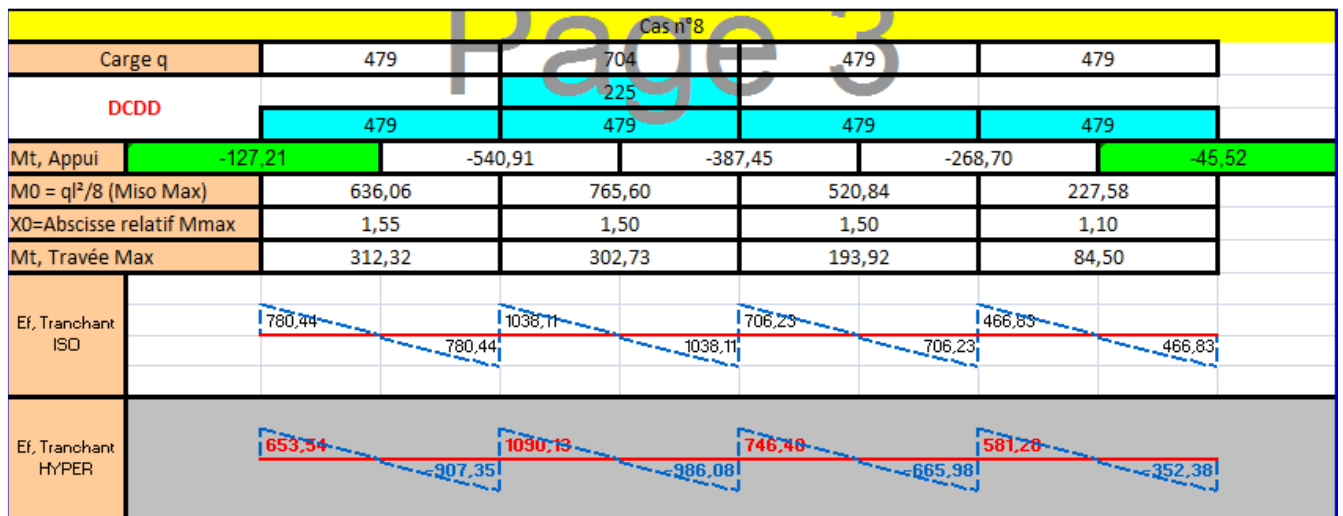
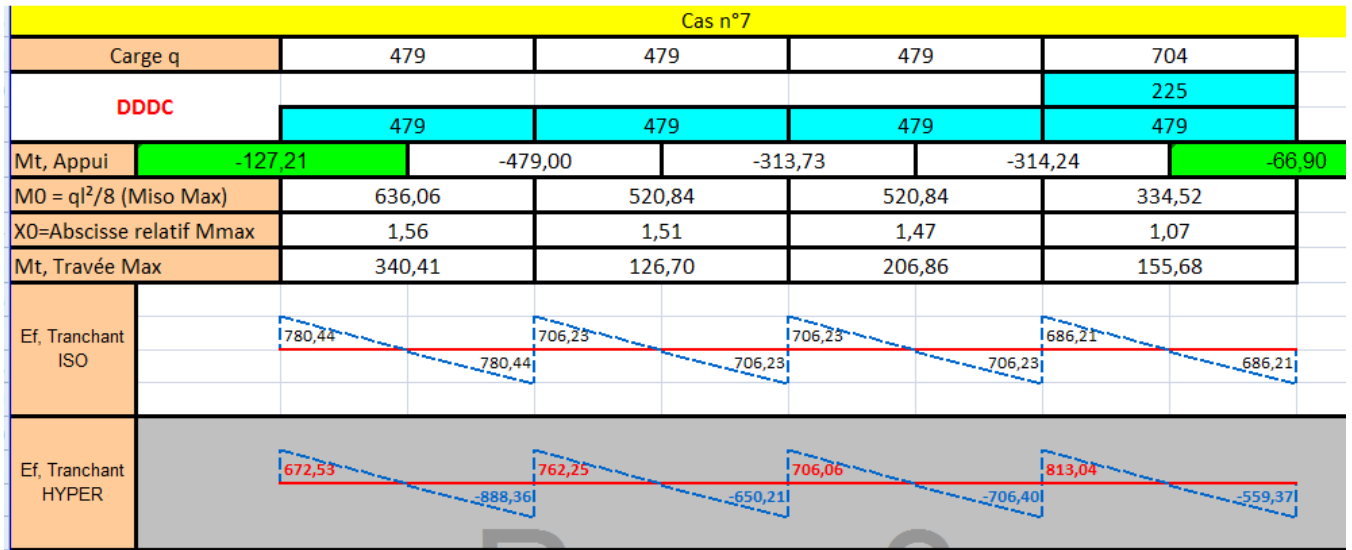
Chapitre III: Etude de plancher



Chapitre III: Etude de plancher



Chapitre III: Etude de plancher



III.2.1 Détermination des dimensions des poutrelles

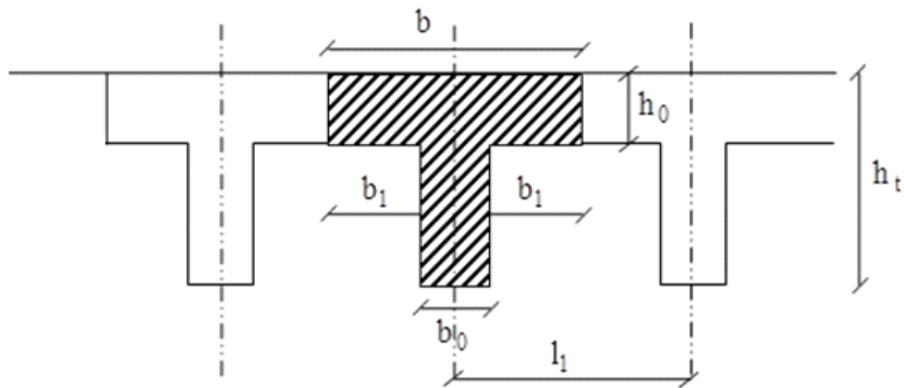


Figure2 : dimension des poutrelles

$$h_t = 25 \text{ cm}$$

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

$$h_0 = 5 \text{ cm}$$

Donc :

$$b_1 \leq L_1 - b_0/2$$

$$b_1 \leq L/10$$

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

$$b = 2 b_1 + b_0$$

Avec

L_1 : La distance entre axes des nervures

L : La portée entre nus d'appui de la poutrelle

$L = 64 \text{ cm}$ on prendra $h_0 = 12 \text{ cm}$

$$L_1 - b_0/2 = 64 - 12/2 = 26 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min\{ L/10 = 64/10 = 6.4$$

$$(6/8) h_0 = (6/8) * 12 = (9 : 6) = 9$$

$$b_1 = \min(6.4 ; 9) = 6.4 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } b = 2 b_1 + b_0 = 2 * 6.4 + 12 = 25.2 \text{ cm}$$

III.3 Dalle plein :

III-3-1) Principe de calcul:

On considère dans le calcul des dalle une tranche de 1m de largeur

→ La dalle travaille dans un seul sens :

$\alpha = L_x / L_y < 0,4$ → le ferrailage sera pour le sens (x-x) et on prévoit des armatures de répartition dans le sens (y-y)

→ La dalle travaille dans deux sens :

$\alpha = 0,4 \leq L_x/L_y \leq 1$ → Le ferrailage sera pour les deux sens avec:

$$M_x = \mu_x * q * l_x^2 \quad \text{et } L_x: \text{ petite portée}$$

$$M_y = \mu_y * M_x$$

III-3-2 Calcul le rapport L_x/L_y :

$$L_x/L_y = 590/630 = 0,93$$

$0,4 \leq 0,93 \leq 1$ C.V La dalle porte selon les deux directions

Les dalle de nos structure portent suivant deux directions → le calcul se fait en flexion simple

Le diamètre des armatures sera au plus égal au deuxième de la dalle BAEL91

Enrobage

$$\Phi_{\max} \leq h_d/10 \quad \text{Avec } h_d = 16\text{cm}$$

$$\Phi_{\max} \leq 16/10 = 1.6\text{cm}$$

Calcul l'enrobage

Plancher non exposer aux intempéries $\alpha = 1\text{cm}$

$$C_x = \alpha + \Phi/2 = 1 + 1.6/2 = 1.8\text{cm}$$

$$C_y = \alpha + \Phi + \Phi/2 = 1 + 1.6 + 1.6/2 = 3.4\text{cm}$$

Hauteur utile

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1.8 = 14.2\text{cm}$$

Chapitre III: Etude de plancher

$$dy = hd - Cy = 16 - 3.4 = 12.6 \text{ cm}$$

Calcul de ferrailage :

d'après la descente de charge effectuée dans le chapitre 02 on a:

$$G = 7920 \text{ N/m}^2$$

$$Q = 2500 \text{ N/m}^2$$

Combinaisons fondamentales

ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35(7920) + 1,5(2500)$$

$$q_u = 14442 \text{ N/m}^2$$

ELS

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 7920 + 2500 = 10420 \text{ N/m}^2$$

Moment fléchissant:

Notre dalle porte dans les deux sens, d'après l'annexe E3 du BAEL91, le calcul se fait panneau sous les sollicitations suivantes:

ELU

$$M_{ux} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \quad \text{et} \quad M_{ux} = \mu_y \cdot M_{ux}$$

ELS

$$M_{ser} = \mu_{serx} \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 \quad \text{et} \quad M_{ser} = \mu_{ser} \cdot M_{ser}$$

Panneau intermédiaire:

$$M_{tx} = 0,75 M_x \quad \text{et} \quad M_{ax} = 0,50 M_x$$

✚ Moment en appui

ELU

$$\mu_x = 0.0478$$

Chapitre III: Etude de plancher

$$\mu_y = 0.7400$$

$$M_x = 14442 * 0.0478 * (5.9)^2 = 24030.30 \text{ N.m}$$

$$M_y = 24030.30 * 0.7400 = 17782.42$$

$$M_{ax} = 0,50 \quad M_x = 0.5 * 24030.30 = 12015.15 \text{ N.m} = 12.02 \text{ kn.m}$$

$$M_{ay} = 0,50 \quad M_y = 17782.42 * 0.5 = 8891.21 \text{ N.m} = 8.89 \text{ kn.m}$$

$$M_{ax} = 0,3 \quad M_x = 0.3 * 24030.30 = 7209.09 \text{ N.m} = 7.21 \text{ kn.m}$$

$$M_{ay} = 0,3 \quad M_y = 17782.42 * 0.3 = 5334.73 \text{ N.m} = 5.33 \text{ kn.m}$$

✚ Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85 \quad M_x = 0.85 * 24.03 = 20.43 \text{ kn.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \quad M_y = 0.85 * 17.78 = 15.115.05 \text{ N.m} = 15.11 \text{ kn.m}$$

$$\text{Vérification : } M_{ty} \geq M_{tx}/4 = 20.43/4 = 5.11 \geq 4.11 \quad \text{cv}$$

ELS

✚ Moment en appui

$$\mu_x = 0.0549$$

$$\mu_y = 0.8180$$

$$M_x = 10420 * 0.0549 * (5.9)^2 = 19913.34 \text{ N.m} = 19.91 \text{ kn.m}$$

$$M_y = 19913.34 * 0.8180 = 16289.11 \text{ N.m} = 16.29 \text{ kn/m}$$

$$M_{ax} = 0,50 \quad M_x = 0.5 * 19.91 = 9.956.67 \text{ N.m} = 9.95 \text{ kn.m}$$

$$M_{ay} = 0,50 \quad M_y = 0.5 * 16.29 = 8144.56 \text{ Kn.m} = 8.15 \text{ kn.m}$$

$$M_{ax} = 0,3 \quad M_x = 0.3 * 19.91 = 5.97 \text{ kn.m}$$

$$M_{ay} = 0,3 \quad M_y = 0.3 * 16.29 = 4.89 \text{ kn.m}$$

✚ Moment en travée

$$M_{tx} = 0,85 \quad M_x = 0.85 * 19.91 = 16.92 \text{ kn.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \quad M_y = 0.85 * 16.29 = 13845.74 \text{ KN.m} = 13.85 \text{ kn.m}$$

L'effort tranchant : (T)

$$V_x = p l x / 2 * 1 / 1 + (\alpha / 2)$$

$$V_y = p \cdot l x / y$$

ELU :

$$V_x = 14.44 * 5.9 / 2 * 1 / 1 + (0.93 / 2) = 29.25 \text{ KN}$$

$$V_y = 14.44 * 5.9 / 3 = 28.40 \text{ KN}$$

ELS :

$$V_x = 10.42 * 5.9 / 2 * 1 / 1 + (0.93 / 2) = 21.11 \text{ KN}$$

$$V_y = 10.42 * 5.9 / 3 = 20.49 \text{ KN}$$

Calcul du ferrailage de la dalle plein

Sens X-X

ELU

1) En travée : $M_t = 20.43 \text{ KN.m}$

$$\mu = M / \sigma_b * b * d^2 = 20.43 * 1000 / 11.33 * 100 * 14.2^2 = 0.0738$$

$$\mu = 0.0738 < \mu_l = 0.392 \text{ Fe400} \quad \text{Donc : } A' \text{ n'existe pas et } 1000 \xi_s > 1000 \xi_l$$

$$\sigma_s = F_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.095$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.96$$

Détermination des armatures :

$$A_t = M_t / \sigma_s * \beta * d = 20430 / 348 * 0.96 * 14.2 = 4.33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

Barre à hautes adhérence de classe Fe400

$$A_{\min} = 0.0008 * b * h_d = 0.0008 * 100 * 16 = 1.28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Conclusion

$$A_t = \text{Max}(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = 4.33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures :

Espacement maximum

$$e \leq \min(3hd ; 33\text{cm}) = (3 \cdot 16 : 33)$$

$$e \leq 33\text{cm}$$

on prend : T8 $\rightarrow e=25\text{cm}$

ELS : $M_t=16926.34\text{N.m}$

Fissuration peu nuisible \rightarrow Aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \sigma'_s$)

Flexion simple

$$\text{Acier FeE400} \rightarrow \alpha \leq \gamma - 1/2 + f_c 28/100 \rightarrow \sigma_b \leq \sigma'_b = 0.6 \cdot f_c 28$$

Section rectangulaire

$$\gamma = M_t / M_{ts} = 20425.755 / 16926.34 = 1.20$$

$$\alpha \leq 1.20 - 1/2 + 20/100 = 0.3 \rightarrow \alpha = 0.095 \text{ inférieur } 0.3$$

$\sigma_b \leq \sigma'_b$ Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour σ_s)

Les armatures calculée à l'ELU seront conviennent)

En appuis:

ELU:

$$M_a = 12015.15\text{N.m}$$

$$\mu = M_a / \sigma_b \cdot b \cdot d^2 = 12015.15 / 11.33 \cdot 100 \cdot 14.4^2 = 0.051$$

$\mu = 0.051 < \mu_l = 0.392$ Fe400 Donc : A' n'existe pas et $1000\xi_s > 1000\xi_l$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.065$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.97$$

Détermination des armatures :

$$A_S = M_a / \sigma_b \cdot \beta \cdot d = 12015.15 / 348 \cdot 0.97 \cdot 14.4 = 2.47\text{cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

Chapitre III: Etude de plancher

Barre à hautes adhérence de classe Fe400

$$A_{min}=0.0008*b*hd=0.0008*100*16=1.28\text{cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion

$$A_t=\text{Max}(A_{cal},A_{min})=2.47\text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

Espacement maximum

$$e \leq \min(3hd ; 33\text{cm})=(3*16 : 33)$$

$$e \leq 33\text{cm}$$

on prend : T8 $\rightarrow e=25\text{cm}$

ELS

$$M_a=9956.67\text{N.m}$$

Fissuration peu nuisible \rightarrow Aucune vérification pour $\bar{\sigma}_s(\bar{\sigma}_s \leq \bar{\sigma}'_s)$

Flexion simple

$$\text{Acier FeE400} \rightarrow \alpha \leq \gamma-1/2+fc28/100 \rightarrow \bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}'_b=0.6*fc28$$

Section rectangulaire

$$\gamma=M_{tu}/M_{ts}=12015.15/9956.67=1.21$$

$$\alpha \leq 1.21-1/2+20/100=0.3 \rightarrow \alpha = 0.3 \text{ inférieur } 0.3$$

$\bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}'_b$ Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour $\bar{\sigma}_s$)

Les armatures calculée à l'ELU seront conviennent)

Sens y-y

En travée

ELU:

$$M_{ty}=15115.05$$

section de calcul en travée

Chapitre III: Etude de plancher

$$\mu = M/\sigma_b * b * d^2 = 15115.05/11.33 * 100 * 14.2^2 = 0.066$$

$$\mu = 0.066 < \mu_l = 0.392 \text{ Fe400} \quad \text{Donc : A' n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\sigma_s = F_e/\gamma_s = 400/1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.085$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.97$$

Détermination des armatures :

$$A_t = M_t / \sigma_s * \beta * d = 15115.05 / 348 * 0.97 * 14.2 = 3.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

Barre à hautes adhérence de classe Fe400

$$A_{\min} = 0.0008 * b * h_d = 0.0008 * 100 * 16 = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion

$$A_t = \text{Max}(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = 3.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

Espacement maximum

$$e \leq \min(3h_d ; 33\text{cm}) = (3 * 16 : 33)$$

$$e \leq 33\text{cm}$$

on prend : T8 $\rightarrow e = 25\text{cm}$

ELS

$$M_{ty} = 13845.74 \text{ kn.m}$$

Fissuration peu nuisible \rightarrow Aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \sigma'_s$)

Flexion simple

$$\text{Acier FeE400} \rightarrow \alpha \leq \gamma - 1/2 + f_c/28/100 \rightarrow \sigma_b \leq \sigma'_b = 0.6 * f_c/28$$

Section rectangulaire

$$\gamma = M_{tu}/M_{ts} = 15115.05/13845.74 = 1.09$$

Chapitre III: Etude de plancher

$$\alpha \leq 1.09 - 1/2 + 20/100 = 0.3 \rightarrow \alpha = 0.25 \text{ inférieur } 0.3$$

$\sigma_b \leq \sigma'_b$ Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour σ_s)

Les armatures calculées à l'ELU seront conveniennet)

En appui :

ELU:

$$M_a = 8891.21 \text{ N.m}$$

$$\mu = M_a / \sigma_b * b * d^2 = 8891.21 / 11.33 * 100 * 14.4^2 = 0.0378$$

$$\mu = 0.0378 < \mu_l = 0.392 \text{ Fe400} \quad \text{Donc : } A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.048$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98$$

Détermination des armatures :

$$A_S = M_a / \sigma_b * \beta * d = 8891.21 / 348 * 0.98 * 14.4 = 1.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

Barre à hautes adhérence de classe Fe400

$$A_{min} = 0.0008 * b * h_d = 0.0008 * 100 * 16 = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion

$$A_t = \text{Max}(A_{cal}, A_{min}) = 1.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

Espacement maximum

$$e \leq \min(3h_d ; 33\text{cm}) = (3 * 16 : 33)$$

$$e \leq 33\text{cm}$$

on prend : T8 $\rightarrow e = 25\text{cm}$

ELS

$$M_{ty} = 8144.56 \text{ kn.m}$$

Chapitre III: Etude de plancher

Fissuration peu nuisible \rightarrow Aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \sigma'_s$)

Flexion simple

Acier FeE400 $\rightarrow \alpha \leq \gamma - 1/2 + f_c/28/100 \rightarrow \sigma_b \leq \sigma'_b = 0.6 * f_c/28$

Section rectangulaire

$$\gamma = M_{tu}/M_{ts} = 8891.21 / 81440.56 = 1.09$$

$$\alpha \leq 1.09 - 1/2 + 20/100 = 0.3 \rightarrow \alpha = 0.25 \text{ inférieur } 0.3$$

$\sigma_b \leq \sigma'_b$ Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour σ_s)

Les armatures calculées à l'ELU seront convi

IV.1) Etude de l'acrotère:

IV.1.1) Introduction:

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment, conçu la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, elle est assimilée à une console verticale encastrée à la base dans le plancher terrasse (poutre de plancher).

cette dernière est soumise à un effort normal du à son poids propre "Wp" et une surcharge "Fp" appliquée horizontalement due à la poussée d'une main courante.

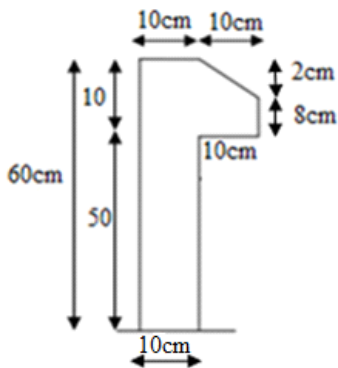


Figure IV.1 : Schéma de l'acrotère

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

Hauteur (m)	Epaisseur (m)	Surface (m ²)	Poids propre (t/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (t/ml)
0,6	0,1	0,069	0,1725	0,0438	0,2163	0,1

Tableau IV.1 : Charge permanente revenant à l'acrotère.

Calcul de la force sismique (Fp)

Charge sismique horizontale Fp est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

- A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99
- Cp : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6-1 de RPA99)
- Wp: Poids propre de l'élément considéré

Chapitre IV: Etude des éléments secondaire

Pour notre cas : Groupe d'usage 2, zone IIa

$$A = 0,15$$

$$C_p = 0,8$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,725 = 0,828 \text{KN}$$

Calculs des sollicitations

- **Calcul du centre de gravité**
- $X_g = = = 6,28 \text{ cm}$

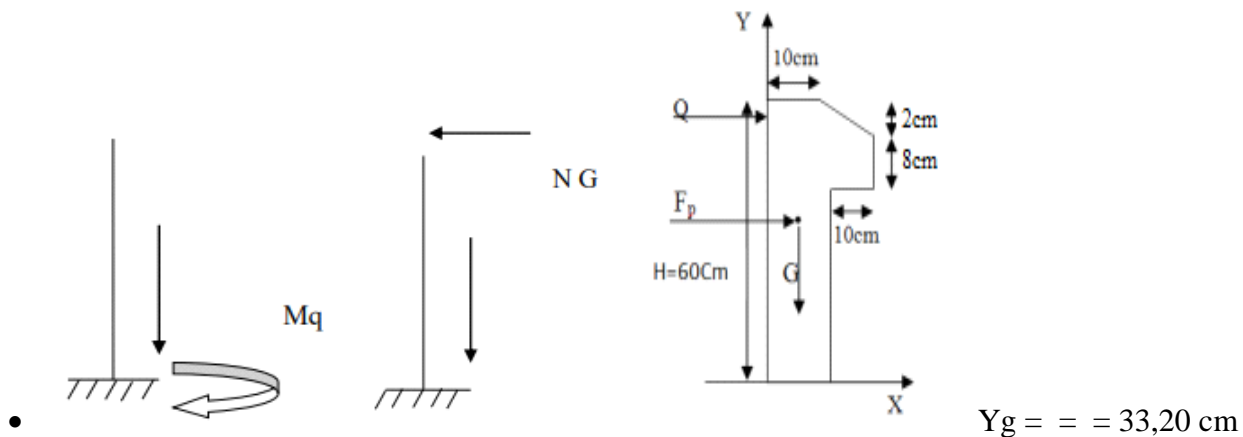


Figure IV.2 : Schéma statique

- **Les sollicitations au niveau de l'encastrement**

- **ELU**

- $N_u = 1,35 \times N_G = 1,35 \times 0,172 = 0,2322 \text{ t/ml}$

- $M_u = 1,5 \times N_Q \times h = 1,5 \times 0,1 \times 0,6 = 0,09 \text{ t.m/ml}$

- **ELS**

- $N_{ser} = N_G = 0,172 \text{ t/ml}$

- $M_{ser} = M_G = 0,1 \times 0,6 = 0,06 \text{ t.m/ml}$

- **. Ferrailage**

Chapitre IV: Etude des éléments secondaire

Le ferrailage se fera en flexion composée, en fissuration préjudiciable sur un mètre linéaire.

- $h = 0.1 \text{ m}$
- $b = 1 \text{ m}$
- $d = 0,9 \times h = 0,09\text{m}$

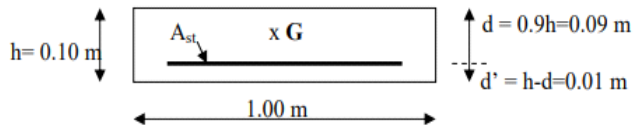


Figure IV.3 : section de calcul d'acrotère

- d : La distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.
- d' : La distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.
- **E.L.U**

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91), en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \quad ; \quad e_1 = e_0 + e_a$$

- e_1 : excentricité de la résultante.
- e_2 : excentricité dus aux effets du second ordre.
- e_a : excentricité additionnel

Calcul de l'excentricité

- $e_0 = \frac{M}{N} = 0,39\text{m}$

- $e_2 = \frac{M_2}{M_1} \times (2 + \frac{M_1}{M_2})$

$$l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0,6 = 1,2\text{m}$$

$$i = \frac{l_f}{\pi} \quad ; \quad I = \frac{b \times h^3}{12} = 8,33 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \quad ; \quad B = b \times h = 1 \times 0,1 = 0,1\text{m}^2$$

$$i = \frac{l_f}{\pi} = 0,029$$

$$\frac{M_2}{M_1} = 0,38$$

$$e_{max} \leq \max (50, \min [67 \times i, 100])$$

Chapitre IV: Etude des éléments secondaire

$$\lambda_{\max} \leq 100$$

$$= 41,38 < 100 \quad \text{Pas de risque de flambement}$$

$$\alpha = 10 (\text{ }) = 0$$

- $e_2 = \lambda \times 2 = 0,0086 \text{ m}$
- $e_a = \max(2 \text{ cm}; \lambda) = \max(2; \lambda) = 0,02 \text{ m}$
- $e_1 = 0,39 + 0,02 = 0,41 \text{ m}$
- $e = e_1 + e_2 = 0,41 + 0,0086 = 0,419 \text{ m}$

$$\text{On a : } \lambda = 12$$

$$\leq \text{Max}(15, \lambda) = 82$$

On va tenir compte des effets du second ordre.

On majore N_u , M_u ; telle que la méthode forfaitaire consiste à tenir compte des effets du second ordre en introduisant l'excentricité totale.

- **La sollicitation corrigée**

$$N_u' = 0,2322 \text{ t}$$

$$M_u' = N_u' \times (e_1 + e_2) = 0,2322 \times 0,419 = 0,097 \text{ t.m}$$

$$M_A = M_u' + N_u' \times (d - \lambda) = 0,097 + 0,2329 \times (0,09 - \lambda)$$

$$M_A = 0,106 \text{ t.m}$$

- **Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.**

$$=$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_A}{W_{pl,y}} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\eta = \frac{\sigma_{bc}}{f_{yk}} = 0,0092 < 0,186 \quad \text{domaine 1.}$$

$$\mu < \mu_{lim} \quad \text{pas d'acier comprimé (SSAC)}$$

$$\mu = 1,25 (1 - \eta) = 0,012$$

$$\eta = (1 - 0,4) = 0,951$$

$$= 10 \text{ ‰}$$

$$s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = = = 0,34 \text{ cm}^2$$

- **La section réelle des armatures tendues est alors (A_u)**

$$A_u = A_s - \quad ; \text{ Avec : } s_t = 10$$

$$A_u = 0,34 - = 0,27 \text{ cm}^2$$

- **E.L.S**

$$N_{ser} = N_G = 0,172 \text{ t.}$$

$$M_{ser} = M_G = 0,1 \times 0,6 = 0,06 \text{ t.m}$$

Calcul de l'excentricité

- $e_0 = 0,35 \text{ m}$
- $e_1 = 0,0167 \text{ m}$

$e_0 > e_1$ La section est partiellement comprimée (SPC)

On calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant par rapport au c.d.g des armatures tendues.

$$M_{ser/A} = M_{ser} + N_{ser} \times (d -) = 0,06 + 0,1722 \times (0,09 -) = 0,067 \text{ t.m/ml}$$

La contrainte du béton est donnée / ELS : $= 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- **La contrainte de l'acier**

Selon la rectification 99 du BAEL91 Arti. A.4.5.33 (cas de fissuration préjudiciable)

$$s_t = \min f_e ; \max (0,5 f_e ; 110) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$X = \times d = \times 0,09 = 0,047 \text{ m}$$

$$Z = d - = 0,09 - = 0,074 \text{ m}$$

Chapitre IV: Etude des éléments secondaire

$$i = \frac{b \times X \times Z}{1} = (1 \times 0,047 \times 15 \times 0,074) = 0,026 \text{ MN.m/ml}$$

$$M_{\text{ser}/A} = 0,067 \times 10^{-2} \text{ MN.m/ml} > i = 0,026 \text{ MN.m/ml}$$

Section sans armatures comprimées (SSAC)

$$A_{\text{ser1}} = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ser}} = A_{\text{ser1}} = 0,45 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\text{min}} > 1,09 \text{ cm}^2$$

Qui nous donne 6T8 ($A_s = 3,02 \text{ cm}^2$)

Espacement : $S_t \text{ min}$ (3h, 33cm)

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

- **Armatures de répartition**

$$A_r \geq A_s / 4 = 0,75 \text{ cm}^2$$

Soit T10 ($A_s = 0,79 \text{ cm}^2$).

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

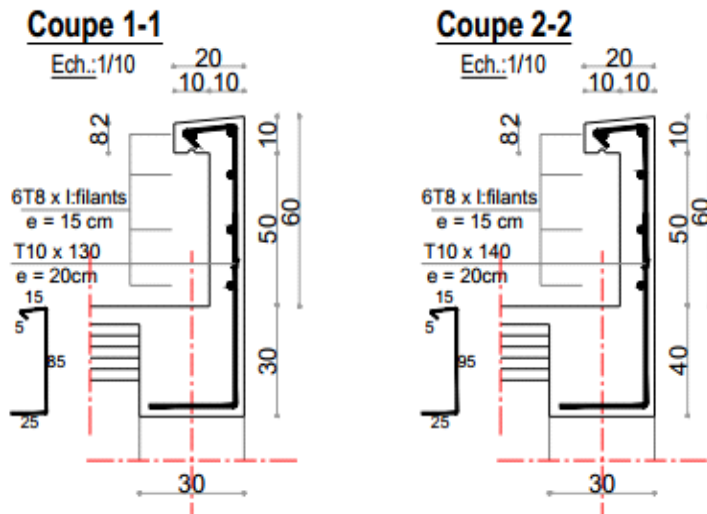
- **Vérification au cisaillement**

$$u = \min(0,15, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

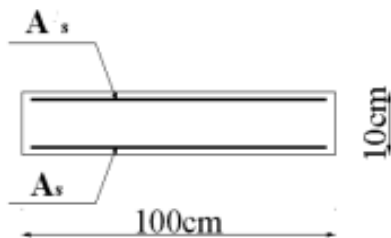
$$V_u = 1,5 \times Q = 0,15 \text{ KN/ml}$$

$$u = 0,017 \text{ MPa}$$

$u < u$ Condition vérifiée



Il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales, les armatures de répartition sont suffisantes.

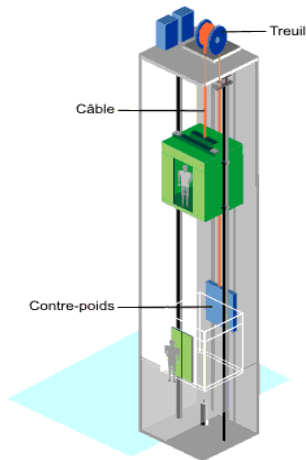


IV.2) Ascenseur :

Un ascenseur est un dispositif mobile qui assure le déplacement de personnes et d'objet sur les différents niveaux d'un bâtiment. il existe plusieurs sortes d'ascenseurs pour particuliers. le transport sécurisé des personnes est garanti par les dimensions et le contrôle en temps réel de l'usage des ascenseurs

D'après la norme française NF-P82-209 qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe 1 destinés principalement au transport des personnes que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur.

$G=1000 \text{ kg/m}^2$



Q

Figure IV.2: Ascenseur
=800 kg/m²

IV.3. Étude des Balcons

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, qui est comprise entre 8 et 15cm. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

IV.3.1. L'épaisseur est conditionnée par

$L/15 < e < L/20 + 7$ avec on a : $L = 150$

$150/15 < e < 150/20 + 7$ donc $10 < e < 14,5$

On prend : $e = 15$ cm

IV.3.2. Evaluation des charges

- Charge permanente du balcon : $G = 533$ daN/m²
- Surcharge d'exploitation du balcon : $Q = 350$ daN/m²
- Charge concentrée du mur : $W_p = G_m \times h = 669,24$ daN/ml

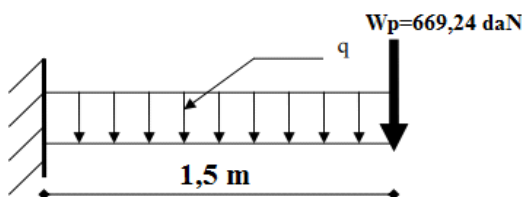


Figure IV.3.2 : Schéma statique du balcon

IV.3.3. Combinaison des charges

- **ELU** : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$; $q_u = 1,35 (533) + 1,5 (350)$; $q_u = 1244,55 \text{ daN/ml}$

$$W_{Pu} = 1,35 \times W_P \quad ; \quad W_{Pu} = 903,47 \text{ daN}$$

- **ELS** : $q_{ser} = G + Q$; $q_{ser} = 883 \text{ daN/ml}$

$$W_{Pser} = 669,24 \text{ daN}$$

IV.3.4. Ferrailage

On calcul le balcon en flexion simple comme section rectangulaire $(100 \times 20) \text{ cm}^2$

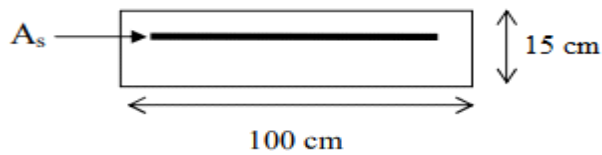


Figure IV.3.4 : Section transversale du balcon

- **ELU**

$$M_{u \max} = - W_{Pu} \times l = - 903,47 \times 1,5 = -2755,32 \text{ daN.m}$$

$$\sigma_{bc} = = 14,17 \text{ MPa}$$

$$= 0,06 < = 0,186 \text{ donc pas des armatures comprimé}$$

$$= 1,25 (1 -) = 0,077$$

$$= (1 - 0,4) = 0,969$$

$$= 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = 4,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **ELS**

$$M_{ser\ max} = - W_{Pser} \times l = - 669,24 \times 1,5 = -1997,24\ daN.m$$

Puisqu'on a une fissuration préjudiciable, on calcule A_{ser}

$$s = \min f_c; 110$$

$$= 1,6\ \text{pour les HA}$$

$$s = \min 400; 110 = 201,63\ MPa$$

$$= 0,0031 < 0,186\ \text{donc pas des armatures comprimé}$$

$$= 1,25 (1 -) = 0,0039$$

$$= (1 - 0,4) = 0,998$$

$$= 10\ \text{‰}$$

$$s = 348\ MPa$$

$$A_s = 3,19\ cm^2/ml$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23.b.d. () = 2,17\ cm^2$$

$$A_s > A_{s\ min}$$

- **Choix des barres**

$$\text{Donc } A_s > \max (A_{ult}, A_{ser}, A_{min})$$

$$\text{D'où : } A_s = 4,54\ cm^2/ml$$

$$\text{On adopte 5T12 (} A_s = 5,65\ cm^2/ml)$$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = A_s / 4 = 1,41\ cm^2/ml$$

$$\text{On adopte 4T8 (} A_s = 2,01\ cm^2/ml)$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{u\ max} = q_u.l + W_{pu} = 1244,55 \times 1,5 + 903,47 = 2770,29\ daN$$

- **Vérification de la flèche**

$$f = f_1 + f_2 = +$$

$$I = + 15 \times A \times (d)^2 = + 15 \times 5,65 \times (18)^2 = 72090,67 \text{ cm}^4$$

$$f = \times (+)$$

$$f = \times (+) = 0,06 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} = = = 0,6 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} = 0,6 \text{ cm} > f_{\text{cal}} = 0,06 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

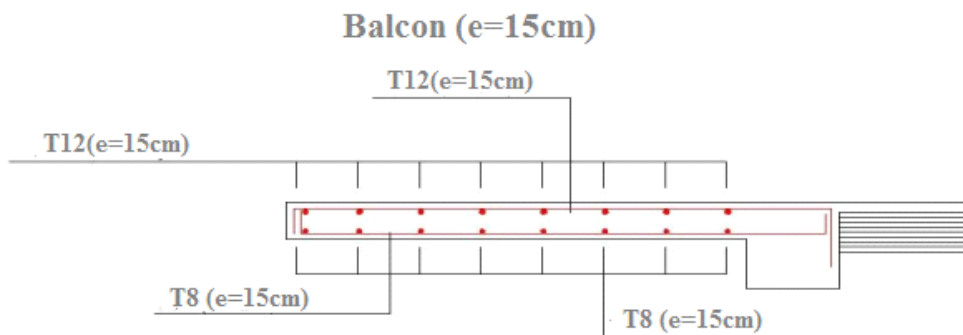


Figure IV.5 : schéma de ferrailage du balcon

IV.4 Etude des escalier

Introduction

L'escalier est un élément essentiel dans un bâtiment, puisqu'il joue le rôle d'une liaison entre les différents niveaux de ce dernier et assure la circulation verticale. Il est fait en béton armé coulé sur place et comporte un palier intermédiaire qui sépare les deux volées (paillasse), il sert aussi à relier deux différents niveaux d'une construction.

- **La marche** : est la partie horizontale,
- **La contremarche** : est la partie verticale de la marche.
- **L'emmarchement** : est la longueur utilisée de chaque marche.
- **Le giron** : est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée dont ce dernier est tracé à 0.5m

de la ligne de jour.

- **La paillasse** : supporte les marches et les contremarches.
- **α** : est l'angle d'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale.

La volée : est l'ensemble de marche de palier.

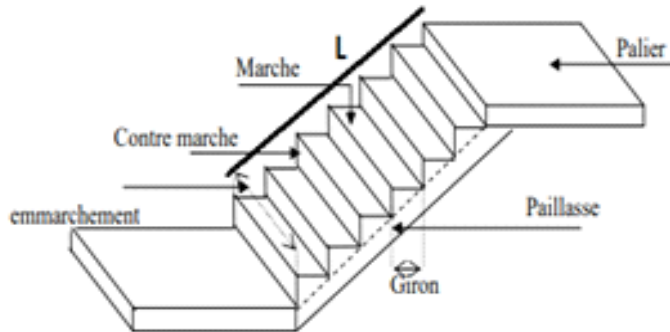


Figure IV.4 : schéma statique de l'escalier

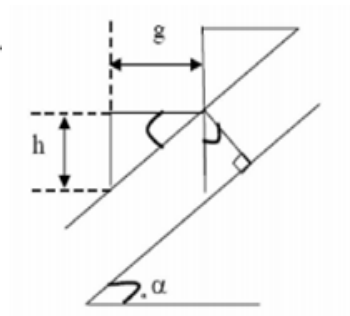


Figure IV.5: l'escalier

Dimensionnement

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL : $59 < (g+2h) < 66$ (1)

Dans un escalier bien fait et commode la formule devient:

$$g+2h=64 \quad (2)$$

On obtient le nombre des marches et leurs dimensions par les relations suivantes:

$$n.H=H_v \quad (3)$$

$$(n-1)g=L \quad (4)$$

La hauteur de la volée est égale $H_v=H/2$

Avec:

n : nombre de contremarches

$n-1$: nombre de marche

h : hauteur de la marche

g : giron (largeur de la marche)

L: longueur horizontal de la paille

Hv: hauteur de la volée

H: hauteur d'étage

En remplaçant (3) et (4) dans (2),

$$64n^2 - n(64 + 2Hv + L) + 2Hv = 0$$

Etage courant

$$H = 3,06\text{m}$$

$$Hv = H/2 = 1.53$$

$$L = (n-1)g = 2,4\text{m}$$

$$\text{donc: } 64n^2 - 604n + 300 = 0$$

la solution $n^2 = 9$

Le nombre de contremarche $n = 9$

Le nombre de marche $n-1 = 8$

$$\text{Alors : } h = 153/9 = 17\text{cm}$$

$$g = L/n-1 = 240/8 = 30\text{cm}$$

Epaisseur de la paille:

L'inclinaison de la paille est:

$$\text{Tg}\alpha = 153/240 = 0.011 \quad \alpha = 32.52^\circ$$

$$\sin\alpha = 0.54$$

$$L' = h * n / \sin\alpha = 0.17 * 8 / 0.54 = 2.51$$

$$L = L' + L_{\text{paille}} = 2.52 + 2.43 = 4.95\text{m}$$

$$L/30 \leq ep \leq L/20 = 495/30 \leq ep \leq 495/20$$

$$16.5 \leq ep \leq 24.75$$

On prend épaisseur $e = 18\text{cm}$

RDC

Hauteur d'étage Rdc : $H=4,25$ m.

Volé1 :

$$h1=0,51$$

Hauteur de marche : $h = 17$ cm

$$n1 = h1/h = 51/ 17 = 3 \text{ contremarche}$$

Nombre de marche =2

$$\text{Tg}\alpha = 0.51/0.53=0.96 \quad \alpha=43.83^\circ$$

$$L' = h*n/ \sin\alpha = 0.17*2/0.69=0.49\text{m}$$

$$L=0.49+1.47=1.96\text{m}$$

$$196/30 \leq ep \leq 196/20$$

$$6.5 \leq ep \leq 9.8$$

On prend épaisseur $e=8$ cm

Vo lé2 :

$$H2=68\text{cm}$$

Hauteur de marche : $h = 17$ cm

$$N2 = h2/h = 68/ 17 = 4 \text{ contremarche}$$

Nombre de marche =3

$$\text{Tg}\alpha = 0.68/0.53=1.27 \quad \alpha=52^\circ$$

$$L' = h*n/ \sin\alpha = 0.17*3/0.788=0.65\text{m}$$

$$L=0.65+1.42=2.07\text{m}$$

$$207/30 \leq ep \leq 207/20$$

$$6.9 \leq ep \leq 10.35$$

On prend épaisseur $e=9$ cm

Chapitre IV: Etude des éléments secondaire

Vo l3 :

$$H_3=153\text{cm}$$

Hauteur de marche : $h = 17\text{cm}$

$$N_2 = h_2/h = 153/17 = 9 \text{ contremarche}$$

Nombre de marche = 8

$$\text{Tg}\alpha = 153/2.4 = \alpha = 32.52$$

$$L' = h \cdot n / \sin\alpha = 0.17 \cdot 8 / 0.788 = 2.52\text{m}$$

$$L = 2.52 + 2.43 = 4.95\text{m}$$

$$495/30 \leq e_p \leq 495/20$$

$$16.5 \leq e_p \leq 24.75$$

On prend épaisseur $e = 18\text{cm}$

Vo l4 :

$$H_3=153\text{cm}$$

Hauteur de marche : $h = 17\text{cm}$

$$N_2 = h_2/h = 153/17 = 9 \text{ contremarche}$$

Nombre de marche = 8

$$\text{Tg}\alpha = 153/2.4 = 0.011 \quad \alpha = 32.52$$

$$L' = h \cdot n / \sin\alpha = 0.17 \cdot 8 / 0.788 = 2.52\text{m}$$

$$L = 2.52 + 2.43 = 4.95\text{m}$$

$$495/30 \leq e_p \leq 495/20$$

$$16.5 \leq e_p \leq 24.75$$

On prend épaisseur $e = 18\text{cm}$

IV.5 Evaluation des charges :

Chapitre IV: Etude des éléments secondaire

Charge et surcharge paillasse

Chargement	Poids volumique(kn/m3)	La charge(kn/m2)
Poids propre de la paillasse e=18cm	25	4.5
Poids propre des marches	22	1.98
Carrelage horizontale e=2cm	20	0.4
Mortier de pose horizontale e=2cm	20	0.4
Sable e=2cm	18	0.36
Carrelage vertical e=2cm	20	0.4
Enduit en platre	10	0.2
Poids du garde-corps		0.1

$$G=8.34\text{Kn.m}$$

$$Q=2.5 \text{ Kn.m}$$

Palier

Chargement	Poids volumique (kn/m3)	Surface pour m ²	La charge(kn/ml)
Poids propre du palier e=18cm	25	25*0.18	4.5
Mortier de pose+ Carrelage +sable	0.2+20+18		1.16
Enduit en platre	10	10*0.02	0.2

$$G=4.36\text{Kn.m}$$

$$Q=2.5 \text{ Kn.m}$$

Combinaison des charges :

Le calcul se fera pour une bande de 1ml

ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5 Q$$

ELS

$$q_{ser} = G + Q$$

Chapitre IV: Etude des éléments secondaire

	Nnhgg charge		c Q ch combinaison fondamentale	
	G(kn/m ²)	Q(kn/m ²)	ELU	ELS
volée	8.34	2.5	15	10.84
Palier	4.36	2.5	9.46	6.86

RDC :

1ère type: escalier à 4volée

Volée:

Pour un bande de 1m

$$q_u = q_u * 1 = 15 \text{KN/m}^2$$

$$q_s = q_s * 1 = 10.84 \text{KN/m}^2$$

Palier

Pour un bande de 1m

$$q_u = q_u * 1 = 9.46 \text{KN/m}^2$$

$$q_s = q_s * 1 = 6.86 \text{KN/m}^2$$

2ème type :

Marche porteuse

$$Z_1 = e p^2 / \cos \alpha = 6 / 0.72 = 8.33 \text{cm}$$

$$h_{\text{moy}} = 2Z_1 + h / 2 = 2 * 8.33 + 17 / 2 = 16.83 \text{cm}$$

Volé1

ELU

$$M_u = -15 * 1.96^2 / 2 = -28.81 \text{kn/m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées:

$$\mu = M_u / \sigma_b * b * d^2 = 2881 / 14.2 * 30 * 13.4^2 = 0.038$$

Chapitre IV: Etude des éléments secondaire

$$\mu = 0.038 < \mu_l = 0.392 \text{ Fe400} \quad \text{Donc : } A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\sigma_s = f_y / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.048$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98$$

Détermination des armatures :

$$A_u = M_u / \sigma_s * \beta * d = 2881 / 348 * 0.98 * 13.4 = 0.63 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures minimales

$$A_{min} = 0.23 b_0 d \cdot (f_{t28} / f_c) = 0.23 * 30 * 13.8 * (2.1 / 400) = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{min}) = 0.63 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

ELS:

$$q_s = 1084 \text{ daN/ml}$$

$$M_s = -q l^2 / 8 = -1084 * 1.96^2 / 8 = -520.536 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\rightarrow \alpha \leq \gamma - 1/2 + f_c 28 / 100 \rightarrow \sigma_b \leq \sigma'_b = 0.6 * f_c 28 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } \gamma = M_u / M_s = 2881 / 1084 = 2.66$$

$$2.66 - 1/2 + 25 / 100 = 0.58$$

$$0.048 \leq 0.58 \quad \text{CV}$$

Conclusion :

$$\sigma_b \leq \sigma'_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

Donc : les armatures calculée en l'ELU sont maintenues

Calcul des armatures transversales :

$$T_{\max} = q_u \cdot l = 1500 \cdot 1.96 = 2940 \text{ daN}$$

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis:

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

Avec :

$$a = 0,9d = 0,9 \cdot 13,4 = 12,06 \text{ cm}$$

$$T_u = 29400 \text{ N} \leq 0,267 \cdot 12,06 \cdot 30 \cdot 25 \cdot 10^2 = 251501,5 \text{ N}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appui

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales:

On doit vérifier que:

$$A_t \geq \gamma_s / f_e (T_u + M_u / 0,9 \cdot d)$$

$$0,63 \text{ cm}^2 \geq 1,15 / 400 [18541,6 - 1817 / 0,9 \cdot 13,4] \cdot 10^{-2} = 0,52 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaire à la ligne moyenne :

Nous avons

$$u = T_{\max} / b \cdot d = 29400 / 30 \cdot 13,4 \cdot 100 = 0,73 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible : $u = \min[0,2 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}] = 3,33 \text{ MPa}$

$$u = 0,73 \leq u = 3,33 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

Section et écartement des armatures transversales A_t :

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \min(h/35; b_0/10; \Phi_{t\min}) = [15,4/35; 30/10; 1]$$

$$\Phi_t = 0,44 \text{ cm}$$

On prend $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

Volé2

ELU

$$M_u = -15 \cdot 2.07^2 / 2 = -64.27 \text{ kn/m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées:

$$\mu = M_u / \sigma_b \cdot b \cdot d^2 = 6427 / 14.2 \cdot 30 \cdot 13.4^2 = 0.084$$

$$\mu = 0.084 < \mu_l = 0.392 \text{ Fe400} \quad \text{Donc : } A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\sigma_s = F_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.11$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.96$$

Détermination des armatures :

$$A_u = M_u / \sigma_s \cdot \beta \cdot d = 6427 / 348 \cdot 0.99 \cdot 13.4 = 1.39 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures minimales

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \cdot (f_{t28} / f_e) = 0.23 \cdot 30 \cdot 13.8 \cdot (2.1 / 400) = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = 1.39 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

ELS:

$$q_s = 1084 \text{ daN/ml}$$

$$M_s = -q l^2 / 8 = -1084 \cdot 2.07^2 / 8 = -580.61 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\rightarrow \alpha \leq \gamma - 1/2 + f_{c28}/100 \rightarrow \sigma_b \leq \sigma'_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } \gamma = M_u / M_s = 6427 / 580.61 = 11.07$$

$$11.07 - 1/2 + 25/100 = 5.26$$

$$0.11 \leq 11.07 \quad \text{CV}$$

Conclusion :

$$\sigma_b \leq \sigma'_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

Donc : les armatures calculée en l'ELU sont maintenues

Calcul des armatures transversales :

$$T_{\text{max}} = q_u \cdot l = 1500 \cdot 2.07 = 3105 \text{ daN}$$

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis:

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

Avec :

$$a = 0,9d = 0,9 \cdot 13,4 = 12,06 \text{ cm}$$

$$T_u = 31050 \text{ N} \leq 0,267 \cdot 12,06 \cdot 30 \cdot 25 \cdot 10^2 = 251501,5 \text{ N}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appui

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales:

On doit vérifier que:

$$A_t \geq \gamma_s / f_e (T_u + M_u / 0,9 \cdot d)$$

$$1,39 \text{ cm}^2 \geq 1,15 / 400 [31050 - 6427 / 0,9 \cdot 13,4] \cdot 10^{-2} = 0,87 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaire à la ligne moyenne :

Nous avons

$$u = T_{\text{max}} / b \cdot d = 31050 / 30 \cdot 13,4 \cdot 100 = 0,77 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible : $u = \min[0,2f_{c28}/\gamma_b, 4 \text{ MPa}] = 3,33 \text{ MPa}$

$$u = 0,77 \leq u = 3,33 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

Section et écartement des armatures transversales A_t :

Diamètre des armatures transversales :

Chapitre IV: Etude des éléments secondaire

$$\Phi_t = \min(h/35; b_0/10; \Phi_{t\min}) = [15,4/35; 30/10; 1]$$

$$\Phi_t = 0.44 \text{ cm}$$

On prend $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

Volé3

ELU

$$M_u = -15 * 4.95^2 / 2 = -183.77 \text{ kn/m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées:

$$\mu = M_u / \sigma_b * b * d^2 = 18377 / 14.2 * 30 * 13.4^2 = 0.24$$

$$\mu = 0.24 < \mu_l = 0.392 \text{ Fe400} \quad \text{Donc : A' n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\sigma_s = F_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.35$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.86$$

Détermination des armatures :

$$A_u = M_u / \sigma_s * \beta * d = 18377 / 348 * 0.86 * 13.4 = 4.58 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures minimales

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d \cdot (f_t / 28 / f_e) = 0.23 * 30 * 13.8 * (2.1 / 400) = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = 4.58 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

ELS:

$$q_s = 1084 \text{ daN/ml}$$

$$M_s = -ql^2/8 = -1084 * 4.95^2 / 8 = -26560.71 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

Chapitre IV: Etude des éléments secondaire

$$\rightarrow \alpha \leq \gamma - 1/2 + f_c/28/100 \rightarrow \sigma_b \leq \sigma'_b = 0.6 * f_c/28 = 15 \text{MPa}$$

$$\text{Avec: } \gamma = 18377/26560.71 = 0.69$$

$$0.69 - 1/2 + 25/100 = 0.095$$

$$0.033 \leq 0.095 \quad \text{CV}$$

Conclusion :

$$\sigma_b \leq \sigma'_b = 15 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

Donc : les armatures calculée en l'ELU sont maintenues

Calcul des armatures transversales :

$$T_{\text{max}} = q_u * l = 1500 * 4.95 = 7425 \text{ daN}$$

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis:

$$T_u \leq 0,267 * a * b_0 * f_c/28$$

Avec :

$$a = 0,9d = 0.9 * 13,4 = 12.06 \text{ cm}$$

$$T_u = 7425 \text{ N} \leq 0,267 * 12.06 * 30 * 25 * 10^2 = 251501.5 \text{ N}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appui

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales:

On doit vérifier que:

$$A_t \geq \gamma_s / f_e (T_u + M_u / 0.9.d)$$

$$4.85 \text{ cm}^2 \geq 1.15 / 400 [7425 - 18377 / 0.9 * 13.4] * 10^{-2} = 0.17 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

Vérification si les armatures transversales sont perpenduculaire à la ligne moyenne :

Nous avons

$$\tau_u = T_{\text{max}} / b.d = 7425 / 30.13.4.100 = 0.18 \text{MPa}$$

Fissuration peut nuisible : $\tau'_u = \min[0.2f_c/28/\gamma_b, 4 \text{MPa}] = 3.33 \text{MPa}$

$$\tau_u = 0,18 \leq \tau'_u = 3,33 \text{MPa}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

Section et écartement des armatures transversales A_t :

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \min(h/35; b_0/10; \Phi_{t\min}) = [15,4/35; 30/10; 1]$$

$$\Phi_t = 0,44 \text{cm}$$

On prend $\Phi_t = 6 \text{mm}$

Volé 4

Le même calcul de volé 3

ELU

$$M_u = -15 * 4,95^2 / 2 = -183,77 \text{kn/m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées:

$$\mu = M_u / \sigma_b * b * d^2 = 18377 / 14,2 * 30 * 13,4^2 = 0,24$$

$$\mu = 0,24 < \mu_l = 0,392 \text{ Fe400} \quad \text{Donc : } A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\sigma_s = F_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,35$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,86$$

Détermination des armatures :

$$A_u = M_u / \sigma_s * \beta * d = 18377 / 348 * 0,86 * 13,4 = 4,58 \text{cm}^2$$

Calcul des armatures minimales

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \cdot (f_{t28} / f_e) = 0,23 * 30 * 13,8 * (2,1 / 400) = 0,49 \text{cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = 4,58 \text{cm}^2$$

Choix des armatures:

ELS:

Chapitre IV: Etude des éléments secondaire

$$q_s = 1084 \text{ daN/ml}$$

$$M_s = -ql^2/8 = -1084 * 4.95^2 / 8 = -26560.71 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\rightarrow \alpha \leq \gamma - 1/2 + f_c 28 / 100 \rightarrow \sigma_b \leq \sigma'_b = 0.6 * f_c 28 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } \gamma = 18377 / 26560.71 = 0.69$$

$$0.69 - 1/2 + 25 / 100 = 0.095$$

$$0.033 \leq 0.095 \quad \text{CV}$$

Conclusion :

$$\sigma_b \leq \sigma'_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

Donc : les armatures calculée en l'ELU sont maintenues

Calcul des armatures transversales :

$$T_{\text{max}} = q_u * l = 1500 * 4.95 = 7425 \text{ daN}$$

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis:

$$T_u \leq 0.267 * a * b_0 * f_c 28$$

Avec :

$$a = 0.9d = 0.9 * 13.4 = 12.06 \text{ cm}$$

$$T_u = 7425 \text{ N} \leq 0.267 * 12.06 * 30 * 25 * 10^2 = 251501.5 \text{ N}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appui

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales:

On doit vérifier que:

$$A_t \geq \gamma_s / f_e (T_u + M_u / 0.9.d)$$

Chapitre IV: Etude des éléments secondaire

$$4.85\text{cm}^2 \geq 1.15/400[7425-18377/0.9*13.4]*10^{-2} = 0.17 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

Vérification si les armatures transversales sont perpenduculaire à la ligne moyenne :

Nous avons

$$\tau_u = T_{\text{max}}/b.d = 7425/30.13.4.100 = 0.18\text{MPa}$$

Fissuration peut nuisible : $\tau' u = \min[0.2f_{ct}/\gamma_b, 4\text{MPa}] = 3.33\text{MPa}$

$$\tau_u = 0,18 \leq \tau' u = 3.33\text{MPa}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

Section et écartement des armatures transversales A_t :

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \min(h/35; b_0/10; \Phi_{t\text{min}}) = [15,4/35; 30/10; 1]$$

$$\Phi_t = 0.44\text{cm}$$

On prend $\Phi_t = 6\text{mm}$

Étage courant

ELU

$$M_u = -15*4.95^2/2 = -183.77\text{kn/m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées:

$$\mu = M_u / \sigma_b * b * d^2 = 18377 / 14.2 * 30 * 13.4^2 = 0.24$$

$$\mu = 0.24 < \mu_l = 0.392 \quad \text{Fe400} \quad \text{Donc : } A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\sigma_s = F_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348\text{Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.35$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.86$$

Détermination des armatures :

$$A_u = M_u / \sigma_s * \beta * d = 18377 / 348 * 0.86 * 13.4 = 4.58\text{cm}^2$$

Calcul des armatures minimales

Chapitre IV: Etude des éléments secondaire

$$A_{min} = 0,23b_0.d.(f_t28/f_e) = 0,23*30.13.8.(2.1/400) = 0.49\text{cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{min}) = 4.58\text{cm}^2$$

Choix des armatures:

ELS:

$$q_s = 1084 \text{ daN/ml}$$

$$M_s = -ql^2/8 = -1084*4.95^2/8 = -26560.71 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\rightarrow \alpha \leq \gamma - 1/2 + f_c28/100 \rightarrow \sigma_b \leq \sigma'_b = 0.6*f_c28 = 15\text{MPa}$$

$$\text{Avec: } \gamma = 18377/26560.71 = 0.69$$

$$0.69 - 1/2 + 25/100 = 0.095$$

$$0.033 \leq 0.095 \quad \text{CV}$$

Conclusion :

$$\sigma_b \leq \sigma'_b = 15\text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

Donc : les armatures calculée en l'ELU sont maintenues

Calcul des armatures transversales :

$$T_{max} = q_u * l = 1500 * 4.95 = 7425 \text{ daN}$$

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis:

$$T_u \leq 0,267 * a * b_0 * f_c28$$

Avec :

$$a = 0,9d = 0,9 * 13,4 = 12.06 \text{ cm}$$

$$T_u = 7425\text{N} \leq 0,267 * 12.06 * 30 * 25 * 10^2 = 251501.5\text{N}$$

Chapitre IV: Etude des éléments secondaire

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appui

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales:

On doit vérifier que:

$$A_t \geq \gamma_s / f_e (T_u + M_u / 0.9.d)$$

$$4.85 \text{ cm}^2 \geq 1.15 / 400 [7425 - 18377 / 0.9 * 13.4] * 10^{-2} = 0.17 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaire à la ligne moyenne :

Nous avons

$$\tau_u = T_{u \max} / b.d = 7425 / 30.13.4.100 = 0.18 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible : $\tau'_{u} = \min[0.2 f_{ct} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0.18 \leq \tau'_{u} = 3.33 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

Section et écartement des armatures transversales A_t :

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \min(h/35; b_0/10; \Phi_{t \min}) = [15, 4/35; 30/10; 1]$$

$$\Phi_t = 0.44 \text{ cm}$$

Paillasse porteuse :

Type 1

ELU

$$q_{u1} = 1500 \text{ daN .ml}$$

$$q_{u2} = 946 \text{ daN .ml}$$

Calcul des réactions

$$\sum F/H = 0 \rightarrow H_A = 0$$

$$\begin{aligned} \sum F/V = 0 \rightarrow R_A + R_B = 0 &\rightarrow 0.53 * q_{u1} + 1.47 * q_{u2} = 0.53.1500 + 1.47.946 = 795 + 1390.62 \\ &= 2185.62 \text{ daN} \end{aligned}$$

$$\sum M/B=0 \rightarrow RA \cdot 2 - 2146.5 - 1390.62 = 0$$

$$RA = 1768.56 \text{ daN}$$

$$RB = 2185.63 - 1768.56$$

$$RB = 414.07 \text{ daN}$$

Les moments fléchissant et les efforts tranchants:

section 1-1 $0 \leq x \leq 1.47$

$$\sum F/V=0 \rightarrow T(x) - RB + x \cdot qu = 0$$

$$T(x) = 414.07 + 946 \cdot x$$

$$\sum M/B=0 \rightarrow M(x) - RB \cdot x - \frac{x^2}{2} \cdot qu = 0$$

$$M(x) = 414.07x + 473 \cdot x^2$$

$$x=0 \text{ Donc : } T(0) = 414.07 \text{ daN}$$

$$M(0) = 0 \text{ daN.m}$$

$$x=1.47 \text{ Donc : } T(1.47) = -1390.62 \text{ daN}$$

$$M(1.47) = 1630.79 \text{ daN.m}$$

Calcul du moment fléchissant maximum:

$$M_{\max} = T(x_{\text{cm}}) = 0$$

$$414.07 + 946 \cdot x = 0 \rightarrow x = 0.44 \text{ cm}$$

$$M_{\max} = 717.55 \text{ daN.m}$$

Moment en appuis :

$$Ma = -0.2 \text{ Max} = -143.51 \text{ daN.m}$$

Moment en travée:

$$Mt = 0.8 \text{ Max} = 574.04 \text{ daN.m}$$

ELS

Calcul des réactions:

$$q_{s1} = 1084 \text{ daN.m}$$

$$q_{s2} = 686 \text{ daN.m}$$

$$\sum F/H = 0 \rightarrow H_A = 0$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow R_A * 2 - 996.80 - 741.19 = 0$$

$$R_A = 869 \text{ daN}$$

$$-R_B * 2 + 1275.65 + 152.25 = 0$$

$$R_B = 713.95 \text{ daN}$$

Les moments fléchissants et les efforts tranchants:

Section 1-1 $0 \leq X \leq 1.47$

$$T(x) = R_B + q_{s2} * x$$

$$T(x) = 713.95 + 648 * x$$

$$M(x) = 713.95 * X - 325 * x^2$$

$$X=0 \quad T(0) = 713.95$$

$$M(0) = 0$$

$$x=1.47 \quad T(1.47) = 1666.51 \text{ daN}$$

$$M(1.47) = 11.65 \text{ daN}$$

Calcul du moment fléchissant maximum:

$$M_{ser} = T(x_{cm}) = 0$$

$$713.95 + 648 * x = 0 \rightarrow x = 1.1 \text{ cm}$$

$$M_{sermax} = 392.10 \text{ daN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_a = -0.2 M_{max} = -78.42 \text{ daN.m}$$

Moment en travée:

$$M_t = 0.8 M_{max} = 313.68 \text{ daN.m}$$

Calcul du ferrailage :

En travée :

$$\mu = M_u / \sigma_b \cdot b \cdot d^2 = 574.07 / 14.2 \cdot 100 \cdot 13^2 = 0.0023$$

$$\mu = 0.0023 < \mu_l = 0.392 \text{ Fe400} \quad \text{Donc : } A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.028$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98$$

Détermination des armatures :

$$A_u = M_u / \sigma_s \cdot \beta \cdot d = 574.07 / 348 \cdot 0.98 \cdot 13.4 = 0.13 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures minimales

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \cdot (f_t / f_e) = 0.23 \cdot 30 \cdot 13 \cdot 8 \cdot (2.1 / 400) = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = 0.49 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

ELS:

$$M_{ts} = 313.68 \text{ daN.m}$$

Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \sigma'_s$))

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\rightarrow \alpha \leq \gamma - 1/2 + f_c / 28 / 100 \rightarrow \sigma_b \leq \sigma'_b = 0.6 \cdot f_c / 28 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } \gamma = 574.07 / 313.68 = 1.83$$

$$1.83 - 1/2 + 25 / 100 = 0.665$$

$$0.028 \leq 0.665 \quad \text{CV}$$

Conclusion :

$$\sigma_b \leq \sigma'_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

Donc : les armatures calculée en l'ELU sont maintenues

Armatures de répartition :

A. En appuis

ELU

$$M_a = -143.51 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées:

$$\mu = M_u / \sigma_b \cdot b \cdot d^2 = 143.51 / 14.2 \cdot 100 \cdot 13.4^2 = 0.00056$$

$$\mu = 0.00056 < \mu_l = 0.392 \text{ Fe400} \quad \text{Donc : A' n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0007$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

Détermination des armatures :

$$A_u = M_u / \sigma_s \cdot \beta \cdot d = 143.51 / 348 \cdot 0.99 \cdot 13.4 = 0.02 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures minimales

$$A_{\min} = 0.23 b_0 \cdot d \cdot (f_{t28} / f_e) = 0.23 \cdot 30 \cdot 13.8 \cdot (2.1 / 400) = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = 0.49 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

ELS:

$$M_a = -78.42 \text{ daN.m}$$

Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \sigma'_s$))

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\rightarrow \alpha \leq \gamma - 1/2 + f_c 28 / 100 \rightarrow \sigma_b \leq \sigma'_b = 0.6 * f_c 28 = 15 \text{MPa}$$

$$\text{Avec: } \gamma = 143.51 / 78.42 = 1.83$$

$$1.83 - 1/2 + 25 / 100 = 0.665$$

$$0.028 \leq 0.665 \quad \text{CV}$$

Conclusion :

$$\sigma_b \leq \sigma'_b = 15 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

Donc : les armatures calculée en l'ELU sont maintenues

Type 2

ELU

$$q_{u1} = 1500 \text{ daN .ml}$$

$$q_{u2} = 946 \text{ daN .ml}$$

Calcul des réactions

$$\sum F/H = 0 \rightarrow H_A = 0$$

$$\begin{aligned} \sum F/V = 0 \rightarrow R_A + R_B = 0 &\rightarrow 0.53 * q_{u1} + 1.47 * q_{u2} = 0.53 * 1500 + 1.47 * 946 = 1395 + 1343.32 \\ &= 2738.32 \text{ daN} \end{aligned}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow R_A * 2.35 - 2622.6 - 953.78 = 0$$

$$R_A = 1521.86 \text{ daN}$$

$$R_B = 1216.64 \text{ daN}$$

Les moments fléchissant et les efforts tranchants:

section 1-1 $0 \leq x \leq 1.42$

$$\sum F/V = 0 \rightarrow T(x) - R_B + x * q_{u2} = 0$$

$$T(x) = 1216.64 + 946 * x$$

Chapitre IV: Etude des éléments secondaire

$$\sum M/B=0 \rightarrow M(x) - R_b \cdot x - \frac{x^2}{2} \cdot q_u = 0$$

$$M(x) = 1216.64x + 473 \cdot x^2$$

$$x=0 \text{ Donc : } T(0) = 1216.64 \text{ daN}$$

$$M(0) = 0 \text{ daN.m}$$

$$x=1.47 \text{ Donc : } T(1.47) = -2559.96 \text{ daN}$$

$$M(1.47) = 2281.38 \text{ daN.m}$$

Calcul du moment fléchissant maximum:

$$M_{\max} = T(x_{cm}) = 0$$

$$1216.64 + 946 \cdot x = 0 \rightarrow x = 1.29 \text{ cm}$$

$$M_{\max} = 2356.58 \text{ daN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_a = -0.2 \text{ Max} = -471.32 \text{ daN.m}$$

Moment en travée:

$$M_t = 0.8 \text{ Max} = 1885.26 \text{ daN.m}$$

ELS

Calcul des réactions:

$$q_{s1} = 1084 \text{ daN.m}$$

$$q_{s2} = 686 \text{ daN.m}$$

$$\sum F/H=0 \rightarrow H_A=0$$

$$\sum M/B=0 \rightarrow R_A \cdot 2.35 - 1900.31 - 691.62 = 0$$

$$R_A = 1102.95 \text{ daN}$$

$$R_B = 879.30 \text{ daN}$$

Les moments fléchissants et les efforts tranchants:

Section 1-1 $0 \leq X \leq 1.47$

$$T(x) = RB + qser2.x$$

$$T(x) = 879.30 + 686.x$$

$$M(x) = 879.30 X - 325x^2$$

$$X=0 \quad T(0)=879.30$$

$$M(0)=0$$

$$x=1.47 \quad T(1.42)= 1853.42 \text{ daN}$$

$$M(1.42)= 593.28 \text{ daN}$$

Calcul du moment fléchissant maximum:

$$Mser=T(xcm)=0$$

$$879+686.x =0 \rightarrow x=1,28\text{cm}$$

$$Msermax= 593.02 \text{ daN.m}$$

Moment en appuis :

$$Ma = -0.2 \text{ Max} = -118.60\text{daN.m}$$

Moment en travée:

$$Mt= 0.8 \text{ Max} = 474.42\text{daN.m}$$

Calcul du ferrailage :

En travée :

$$\mu = Mu / \sigma_b * b * d^2 = 1885.26 / 14.2 * 100 * 13^2 = 0.0078$$

$$\mu = 0.0078 < \mu l = 0.392 \text{ Fe400} \quad \text{Donc : A' n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\sigma_s = Fe / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348\text{Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0098$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

Détermination des armatures :

$$Au = Mu / \sigma_s * \beta * d = 1885.26 / 348 * 0.99 * 13.4 = 0.40\text{cm}^2$$

Calcul des armatures minimales

$$A_{min} = 0,23b_0.d.(f_t28/f_e) = 0,23*30.13.8.(2.1/400) = 0.49\text{cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{min}) = 0.49\text{cm}^2$$

Choix des armatures:

ELS:

$$M_{ts} = 471.32\text{daN.m}$$

Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour $\bar{\sigma}_s$ ($\bar{\sigma}_s \leq \bar{\sigma}'_s$))

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\rightarrow \alpha \leq \gamma - 1/2 + f_c28/100 \rightarrow \bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}'_b = 0.6 * f_c28 = 15\text{MPa}$$

$$\text{Avec: } \gamma = 1885.26/471.32 = 4$$

$$4 - 1/2 + 25/100 = 1.25$$

$$0.0098 \leq 1.25 \quad \text{CV}$$

Conclusion :

$$\bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}'_b = 15\text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

Donc : les armatures calculée en l'ELU sont maintenues

Armatures de répartition :

A. En appuis

ELU

$$M_a = -471.32 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées:

$$\mu = M_u / \bar{\sigma}_b * b * d^2 = 471.32 / 14.2 * 100 * 13.4^2 = 0.0018$$

Chapitre IV: Etude des éléments secondaire

$\mu = 0.0018 < \mu_l = 0.392$ Fe400 Donc : A' n'existe pas et $1000\xi_s > 1000\xi_l$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0022$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

Détermination des armatures :

$$A_u = M_u / \sigma_s * \beta * d = 143.51 / 348 * 0.99 * 13.4 = 0.02 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures minimales

$$A_{min} = 0.23 b_0 d \cdot (f_{t28} / f_e) = 0.23 * 30 * 13.8 * (2.1 / 400) = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{min}) = 0.49 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

ELS:

$$M_a = d a \text{ N.m}$$

Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \sigma'_s$))

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\rightarrow \alpha \leq \gamma - 1/2 + f_{c28}/100 \rightarrow \sigma_b \leq \sigma'_b = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } \gamma = 143.51 / 78.42 = 1.83$$

$$1.83 - 1/2 + 25/100 = 0.665$$

$$0.028 \leq 0.665 \text{ CV}$$

Conclusion :

$$\sigma_b \leq \sigma'_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

Donc : les armatures calculée en l'ELU sont maintenues

Type 3

ELU

$$q_{u1} = 1500 \text{ daN.m}$$

$$q_{u2} = 946 \text{ daN.m}$$

Calcul des réactions

$$\sum F/H = 0 \rightarrow H_A = 0$$

$$\begin{aligned} \sum F/V = 0 \rightarrow R_A + R_B = 0 &\rightarrow 2.4 \cdot q_{u1} + 1.90 \cdot q_{u2} = 3600 + 1797.4 = \\ &= 5397.4 \text{ daN} \end{aligned}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow R_A \cdot 4.3 - 6021.29 - 4320 = 0$$

$$R_A = 2404.95 \text{ daN}$$

$$R_B = 2992.44 \text{ daN}$$

Les moments fléchissant et les efforts tranchants:

section 1-1 $0 \leq x \leq 2.4$

$$\sum F/V = 0 \rightarrow T(x) - R_B + x \cdot q_{u2} = 0$$

$$T(x) = 2992.44 - 1500 \cdot x$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow M(x) - R_B \cdot x - \frac{x^2}{2} \cdot q_{u1} = 0$$

$$M(x) = 2922.44x - 750x^2$$

$$x=0 \text{ Donc : } T(0) = 2992.44 \text{ daN}$$

$$M(0) = 0 \text{ daN.m}$$

$$x=2.4 \text{ Donc : } T(2.4) = -607.56 \text{ daN}$$

$$M(2.4) = 11501.86 \text{ daN.m}$$

Calcul du moment fléchissant maximum:

$$M_{\text{max}} = T(x_{\text{cm}}) = 0$$

$$2922.44 - 750x = 0 \rightarrow x = 3.89 \text{ cm}$$

Chapitre IV: Etude des éléments secondaire

$$M_{\max} = 22717.366 \text{ daN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_a = -0.2 M_{\max} = -4543.473 \text{ daN.m}$$

Moment en travée:

$$M_t = 0.8 M_{\max} = 18173.9 \text{ daN.m}$$

ELS

Calcul des réactions:

$$q_{s1} = 1084 \text{ daN.m}$$

$$q_{s2} = 686 \text{ daN.m}$$

$$\sum F/H = 0 \rightarrow H_A = 0$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow R_A * 4.3 - 312.72 - 3129.11 = 0$$

$$R_A = 1040.42 \text{ daN}$$

$$R_B = 1014.43 \text{ daN}$$

Les moments fléchissants et les efforts tranchants:

Section 1-1 $0 \leq X \leq 2.4$

$$T(x) = R_B + q_{s1}x$$

$$T(x) = 1014.43 + 2601.6x$$

$$M(x) = 1014.43 X - 1300.8x^2$$

$$X=0 \quad T(0) = 1014.43$$

$$M(0) = 0$$

$$x=2.4 \quad T(2.4) = 7258.27 \text{ daN}$$

$$M(2.4) = -5057.99 \text{ daN}$$

Calcul du moment fléchissant maximum:

$$M_{\text{ser}} = T(x_{\text{cm}}) = 0$$

Chapitre IV: Etude des éléments secondaire

$$1014.43 + 2601.6 \cdot x = 0 \rightarrow x = 0.39 \text{ cm}$$

$$M_{\text{sermax}} = -813.84 \text{ daN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_a = -0.2 M_{\text{Max}} = 162.768 \text{ daN.m}$$

Moment en travée:

$$M_t = 0.8 M_{\text{Max}} = -651.072 \text{ daN.m}$$

Calcul du ferrailage :

En travée :

$$\mu = M_u / \sigma_b \cdot b \cdot d^2 = 18173.9 / 14.2 \cdot 100 \cdot 13^2 = 0.075$$

$$\mu = 0.075 < \mu_l = 0.392 \text{ Fe400} \quad \text{Donc : A' n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\sigma_s = F_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.097$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.96$$

Détermination des armatures :

$$A_u = M_u / \sigma_s \cdot \beta \cdot d = 18173.9 / 348 \cdot 0.96 \cdot 13.4 = 4.06 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures minimales

$$A_{\text{min}} = 0.23 b \cdot d \cdot (f_{t28} / f_e) = 0.23 \cdot 30 \cdot 13 \cdot 8 \cdot (2.1 / 400) = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{min}}) = 4.06 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

ELS:

$$M_{\text{ts}} = -651.072 \text{ daN.m}$$

Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \sigma'_s$))

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Chapitre IV: Etude des éléments secondaire

Acier FeE400

$$\rightarrow \alpha \leq \gamma - 1/2 + f_c 28/100 \rightarrow \sigma_b \leq \sigma'_b = 0.6 * f_c 28 = 15 \text{MPa}$$

$$\text{Avec: } \gamma = 18173.9/651.072 = 2.8$$

$$4 - 1/2 + 25/100 = 1.75$$

$$0.097 \leq 1.75 \quad \text{CV}$$

Conclusion :

$$\sigma_b \leq \sigma'_b = 15 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

Donc : les armatures calculée en l'ELU sont maintenues

Armatures de répartition :

A. En appuis

ELU

$$M_a = -4543.473 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées:

$$\mu = M_u / \sigma_b * b * d^2 = 471.32 / 14.2 * 100 * 13.4^2 = 0.017$$

$$\mu = 0.017 < \mu_l = 0.392 \quad \text{Fe400} \quad \text{Donc : A' n'existe pas et } 1000 \xi_s > 1000 \xi_l$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.021$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

Détermination des armatures :

$$A_u = M_u / \sigma_s * \beta * d = 4543.473 / 348 * 0.99 * 13.4 = 0.98 \text{cm}^2$$

Calcul des armatures minimales

$$A_{\min} = 0.23 b d \cdot d \cdot (f_t 28 / f_e) = 0.23 * 30 * 13.8 \cdot (2.1 / 400) = 0.49 \text{cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = 0.98 \text{cm}^2$$

Choix des armatures:

ELS:

$$M_a = 162.77 \text{ daN.m}$$

Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour $\bar{\sigma}_s$ ($\bar{\sigma}_s \leq \bar{\sigma}'_s$))

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\rightarrow \alpha \leq \gamma - 1/2 + f_{c28}/100 \rightarrow \bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}'_b = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } \gamma = 4543.473/162.77 = 2.8$$

$$1.83 - 1/2 + 25/100 = 0.665$$

$$0.021 \leq 2.8 \quad \text{CV}$$

Conclusion :

$$\bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}'_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

Donc : les armatures calculée en l'ELU sont maintenues

Type 4:

Le meme calcule de type 3

Étage courant :

Le meme calcule de type 3

III.4.5. Etude de La poutre palière

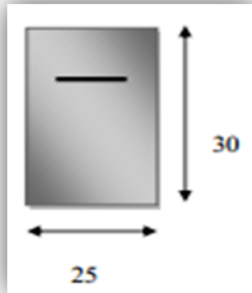
La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastree à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier

III.4.5.1. Dimensionnement

Chapitre IV: Etude des éléments secondaire

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA 93 et vérifié en considérant le RPA 99/version 2003.



Selon le CBA 93

Condition de la flèche :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad L=3.2\text{m}$$

$$21.33 \leq h \leq 32 \quad h=30\text{cm}$$

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

Vérification des conditions de RPA (version 2003)

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

$$h=30 \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b = 1 \geq 4$$

Les conditions sont vérifiées

Donc : la section de la poutre principale est la dimension (30.30)

Evaluation des charges:

calcul le poids propre g_p de la poutre

$$g_p = 0.30 * 0.30 * 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

calcul de la charge due au poids du mur :

$$g_{\text{mur}} = G_{\text{mur}} \cdot h_e$$

Chapitre IV: Etude des éléments secondaire

pois du mur $G=2.97 \text{ KN/m}^2$

$h_e = 3.06 - (0.3 + 0.4)/2 = 1.18 \text{ m}$

$g_{\text{mur}} = 2.97 [3.06/2 - 0.30] = 3.65 \text{ KN/m}$

charge permanente du palier de repos:

$R_b = 18.88 \text{ kn/m}$

Combinaison fondamentale:

ELU

$q_u = 1.35(g_{\text{poutre}} + g_{\text{mur}}) + R_b = 1.35(2.25 + 3.65) = 26.84 \text{ KN/m}$

ELS

$q_s = (g_{\text{poutre}} + g_{\text{mur}}) + R_b = 24.78 \text{ KN/m}$

calcul les sollicitation

Moment fléchissant:

$M_{ou} = q_u \cdot l^2 / 8 = 26.84(3.2)^2 / 8 = 34.35 \text{ KN;m}$

En travée

$M_{tu} = 0.8M_{ou} = 0.8 \cdot 34.35 = 27.48 \text{ KN.m}$

En appuis :

$M_{au} = -0.4M_{ou} = -0.4 \cdot 34.35 = -13.74 \text{ KN.m}$

Effort tranchant

$T = q_u \cdot l / 2 = 26.84 \cdot 3.2 / 2 = 42.94 \text{ KN.m}$

Conclusion :

Conclusion :

$\sigma_b \leq \sigma'_b = 15 \text{ MPa}$

Fissuration peu nuisible

Donc : les armatures calculée en l'ELU sont maintenues

Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_{ux} = 42.94 \text{ KN}$$

$$\tau_u = T_{ux}/b \cdot dx \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 42.94 \cdot 10^{-3} / 0.27 = 0.159 \leq 3.33 \text{ MPa} \quad C_v$$

Calcul des armatures transversal :

Section et écartement des armatures transversale A_t :

Diamètre des armatures transversale:

$$t = \min (h/35; b_0/10; l_{min}) = t = (300/35; 300/10 \cdot 10) = 8.57 \text{ mm}$$

On prend $t = 8 \text{ mm}$

L'espacement des armatures transversale :

Pour le cas la flexion simple $\alpha = 90^\circ$ On a:

$$St_1 \geq A_t / b_0 \cdot St \geq \tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot K / b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj}) = -13.43 \text{ cm} \quad \text{valeur rejeté}$$

$$St \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm})$$

$$St_2 \leq \min (22.5 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 22.25 \text{ cm}$$

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

Vérification de l'espacement :

$$A_t \cdot f_e / b_0 \cdot St \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$1.01.235 / 12.15 \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$1.31 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

Vérification de la flèche

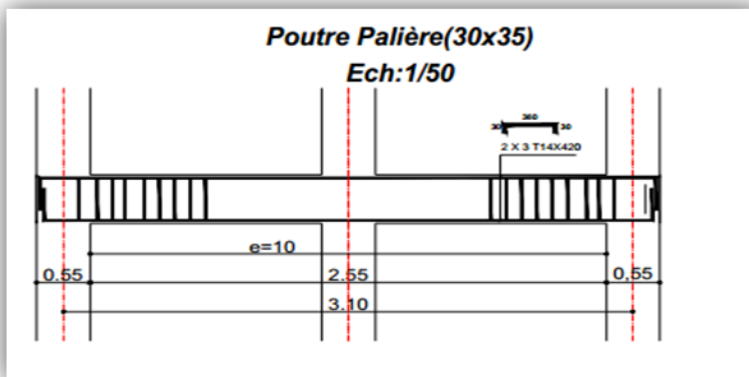
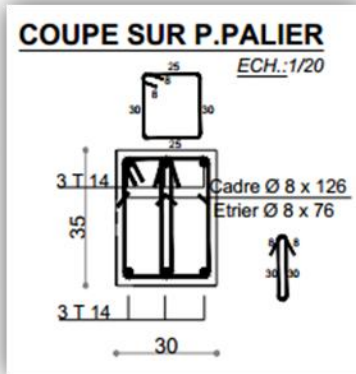
$$h/2 \geq 1/16 \rightarrow 30/320 \geq 0.062$$

$$A/b_0 \cdot d \leq 4.2/f_e \rightarrow 0.0055 \leq 0.0105$$

Chapitre IV: Etude des éléments secondaire

$$h/L \geq Mt/10M_0 = 0.093 \geq 0.084$$

CV



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

Pas de risque de rupture par cisaillement.

Figure III.18 : Schéma de ferrailag

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 des forces sismique:

Selon l'article 4.1.1 du RPA.9 (Version 2003), les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- Méthode statique équivalente ;
- 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 présenter 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 (version2003)/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.

Chapitre V: Etude sismique

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 (**le calcul se fait par le logiciel « Autodesk RobotBat 2017 ».**)

V.2.2- Méthode dynamique modale spectrale :

- **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.

- **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].

- **Présentation du logiciel :**

Robot Bat est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce code de calcul qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs

Chapitre V: Etude sismique

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 et les dalles Pleine par panneau.
- Introduire les propriétés du matériau utilisé: les propriétés du béton
- Introduire les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;
- Introduire les conditions aux limites ;
- 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 et Z).
- Détermination des combinaisons de charges :
 - 1) $1.35G + 1.5Q$ (Etat limite ultime)
 - 2) $G + Q$ (Etat limite de service)

3) $0.8G + E$

4) $0.8G - E$

5) $G + Q + E$

6) $G + Q - E$

- Vérification des erreurs ;
- Lancement de l'analyse ;
- Interprétation des résultats.

V.4. Calcul la force sismique par la méthode 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

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 :

T₂ : 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

Chapitre V: Etude sismique

structure et de l'importance des remplissages donné par le **tableau (4.2)**

Portique en béton armé, remplissage léger $\Rightarrow \xi = 7\%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0.88 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

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 28.73m 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 $\Rightarrow C_T = 0.05$

- $T = 0.05 \times (28.73)^{3/4} \Rightarrow T = \mathbf{0.62s}$
- $T_2 = 0.5s \leq T = 0.62s \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \Rightarrow \mathbf{D = 1.91}$
- **Coefficient d'accélération de zone A :**

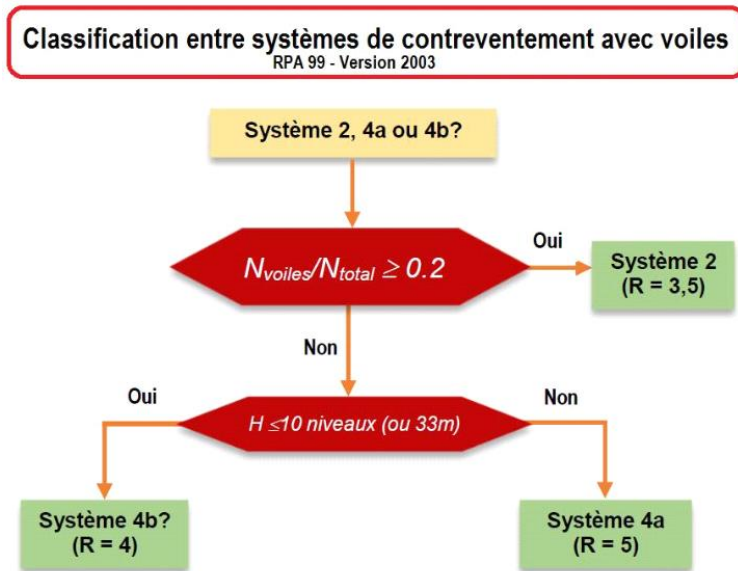
Donné par le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

- **Zone IIa**
 - **Groupe 2** (Ouvrage courants ou d'importance moyenne)
- $\Rightarrow \mathbf{A = 0.15}$

- **Coefficient de comportement R :** [RPA99 (version2003)/tableau 4]

Le choix du coefficient de comportement se fait selon l'organigramme suivant:

Chapitre V: Etude sismique



Pour notre cas les voiles reprennent 51% de la charge verticale donc on a un système : voiles porteurs en béton armé => **R = 3,5**

Facteur de qualité Q :

Tableau V.1: Valeurs des pénalités P_q

Critère	P_q	
	P_{qx}	P_{qy}
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
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

$$Q = 1 + P_q = 1 + 0.25 = 1.25$$

$$Q = Q_x = Q_y = 1.25$$

Chapitre V: Etude sismique

- **Calcul du poids de la structure W :**

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \quad [\text{RPA99version2003/formule 4.5}]$$

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 rabot bat :

$$W = 49943,02\text{KN}$$

Tableau V.2. Tableau récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente :

A	0,15
D	1.91
Q	1,25
W (KN)	49943,02
R	3,5
V (KN)	5110,24

V.5. Calcul de la force sismique par l'analyse dynamique modale spectrale :

L'action sismique est définie à partir d'un spectre réponse défini dans le règlement parasismique Algérien « RPA99/version 2003 », est une courbe de réponse maximale d'accélérations (Sa/g) d'un système à un seule degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T.

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

Chapitre V: Etude sismique

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

h : Facteur de correction d'amortissement.

x : Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

Pour notre étude les valeurs caractérisant le spectre de réponse sont présentées sur le tableau suivant

Tableau V.3 : Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique.

A	h	x	R	T1	T2	Q
0.15	0.88	7%	3.5	0.15	0.50	1.25

Le tracé du spectre de réponse est comme suit :

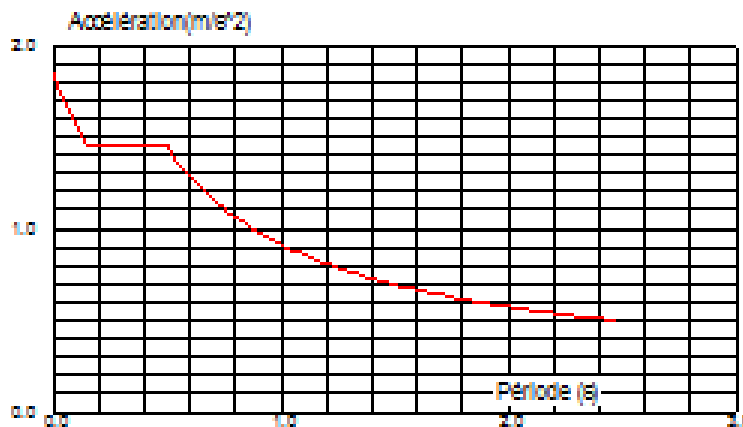


Figure V.10 : Spectre de réponse en format Sa-T

Après avoir modélisé la structure, et en introduisant toutes les paramètres prédéfinis, on obtient le model suivant :

Chapitre V: Etude sismique

Figure. V. 11: Model 3D du bâtiment.

Nombre de modes à considérer : [RPA99version 2003/4.3.4] :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieur à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

=> le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$

Avec : N : le nombre de niveaux au dessus du sol (N = 09 niveaux)

- K = 9

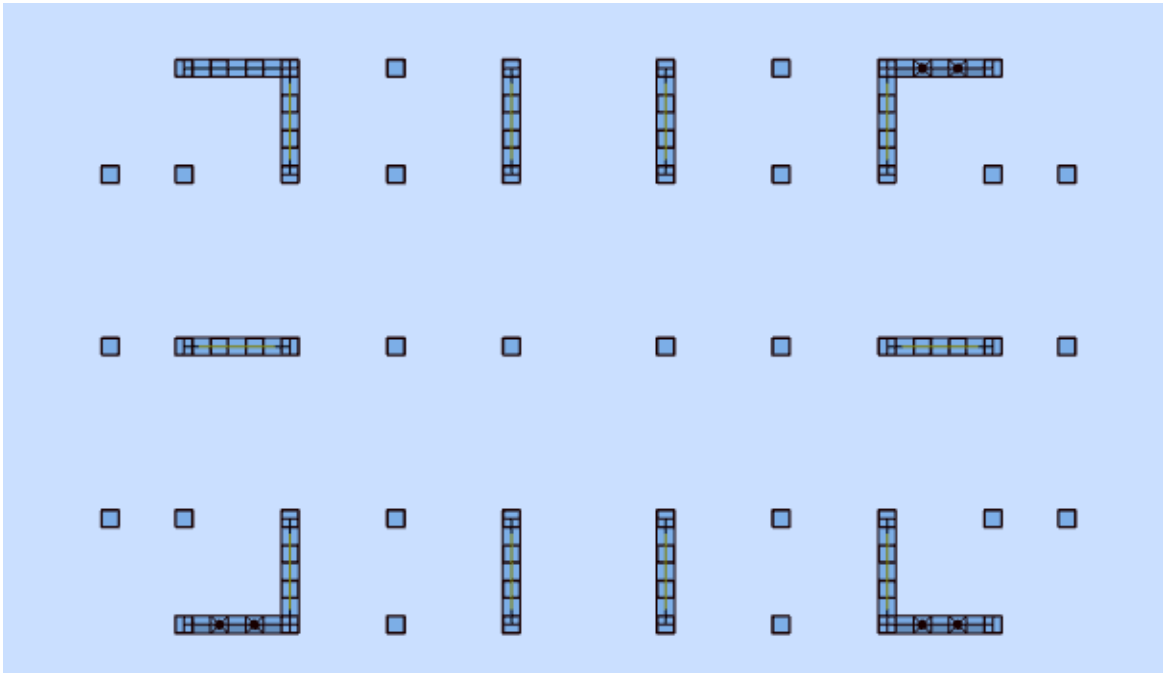
Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003

- Vérification du comportement dynamique :

Tableau V.4 : Résultat de l'analyse modale.

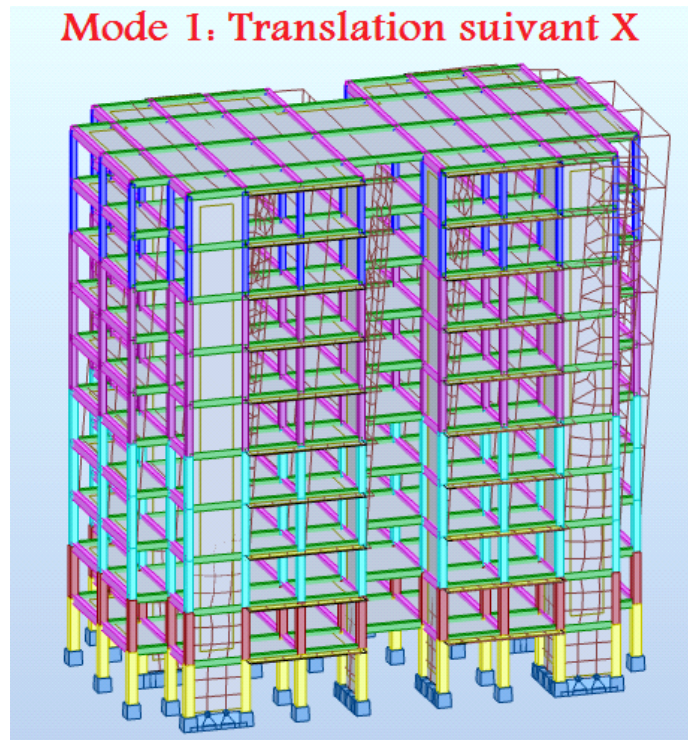
MODE	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	0,69	64,73	0,00	64,73	0,00
2	0,66	0,00	64,59	64,73	64,59
3	0,19	0,03	0,00	64,76	64,59
4	0,17	18,79	0,00	84,08	64,59
5	0,15	0,00	19,10	84,08	83,68
6	0,08	0,01	0,00	84,09	83,68
7	0,07	7,05	0,00	91,15	83,68
8	0,07	0,00	7,23	91,15	90,91
9	0,05	0,00	0,00	91,15	90,91

La disposition des voiles de contreventement :

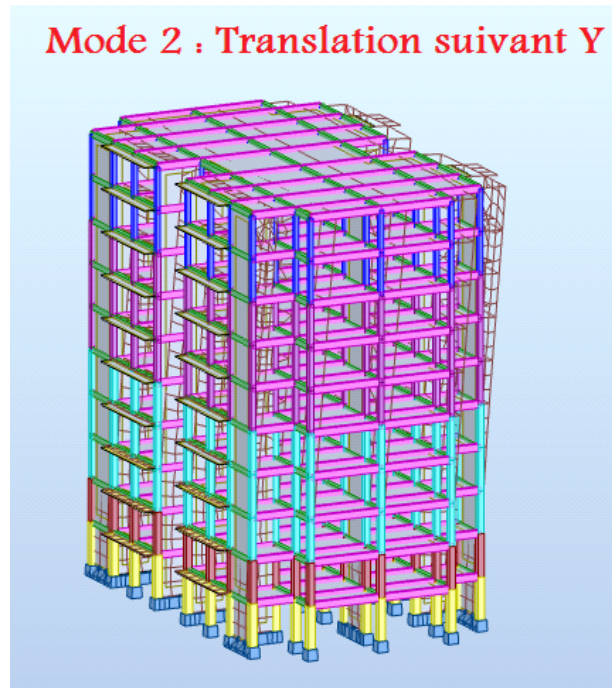


Les modes de déformation :

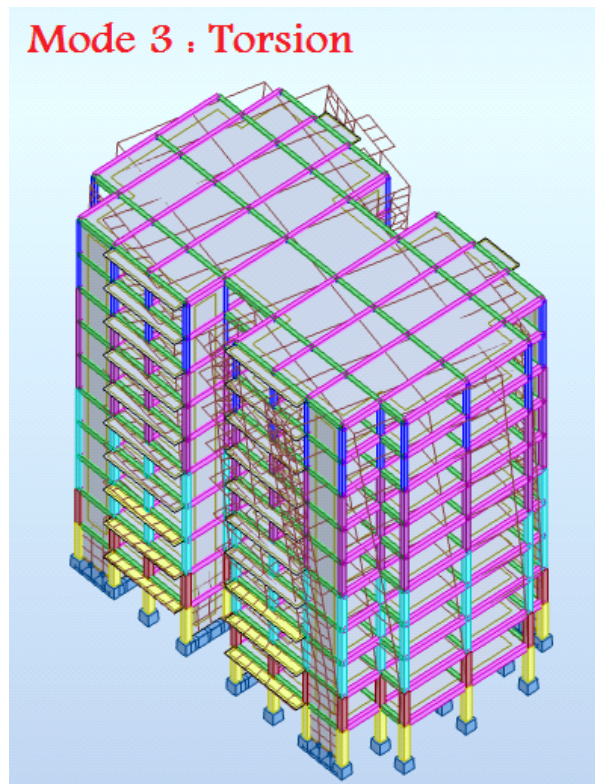
Mode 1 :



Mode 2:



Mode 3:



Chapitre V: Etude sismique

- **Vérification ART 4.3.4 RPA 2003 :**

Le nombre de mode à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenue soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :

Direction xx : 9^{ème} mode : Masse cumulée = **91,15 %** => **Condition vérifiée**

Direction yy : 9^{ème} mode : Masse cumulée = **90,91 %** => **Condition vérifiée**

- **Vérification Art 4.2.4 RPA 2003 :**

Estimation de la période fondamentale de la structure :

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

Pour le cas des bâtiments en béton armé, $C_T=0.05$

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Tableau V.5 : Vérification de la période

T statique	T dynamique (1 ^{er} mode)
1,3 * Tstatique	0,69
0,81	

- **Tdynamique = 0,69 < 1,3 * Tstatique = 0.81 => Condition vérifiée**

Chapitre V: Etude sismique

- **Vérification Art 7.4.3.1. RPA 2003 :**

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

V, l'effort normal réduit.

N_d : effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en (N)

B_c : section du poteau en (mm²)

F_{c28} : résistance caractéristique à la compression du béton en (Mpa).

Vérification de l'effort normal réduit.

(N)	1585970
B _c (mm ²)	250000
F _{c28} (MPa)	25
v	0,25

$v = 0,25 < 0,3 \Rightarrow$ Condition vérifiée

- **Vérification ART 4.3.6 RPA 2003 :**

La résultante des forces sismique à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée .

$$V_{xdyn} = 4218,20 \text{ KN} > 80\% V_{MSEX} = 4088,19 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{ydy} = 4238,49 \text{ KN} < 80\% V_{MSEY} = 4088,19 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification ART 5.10 RPA 2003 :**

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage (3,06cm).

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

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

δ_{ek} : déplacement due aux forces sismique F_i. (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R=3,5).

Chapitre V: Etude sismique

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égal à :

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

Valeurs des déplacements inter-étages.

Niveau	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)
1	0,186	0,161
2	0,410	0,368
3	0,598	0,547
4	0,739	0,685
5	0,832	0,780
6	0,900	0,848
7	0,929	0,883
8	0,932	0,892
9	0,925	0,888

Le déplacement inter-étage max = 0.93 cm < 1% de la hauteur de l'étage => condition vérifiée

- Vérification des effets P- Δ :**

Les effets du 2° 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 »,

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

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

Si $0,10 < \theta k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $1/(1 - \theta k)$.

Si $\theta k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

- Sens X :**

Niveau	Hauteur (mm)	P (KN)	V _x (KN)	U _x (mm)	θk	Vérification
RDC	4250	54990,58	4016,41	5,966	0,0192196 1	Pas de P-Δ
1	3060	48772,68	3868,04	11,946	0,0206058 6	Pas de P-Δ
2	3060	43138,88	3653,25	19,331	0,0220122	Pas de P-Δ

Chapitre V: Etude sismique

					8	
3	3060	37603,97	3385,80	27,655	0,0228702	Pas de P-Δ
4	3060	32069,05	3060,00	36,655	0,0232957	Pas de P-Δ
					8	
5	3060	26576,37	2669,54	45,947	0,0233975	Pas de P-Δ
					1	
6	3060	21170,94	2210,19	55,266	0,0234135	Pas de P-Δ
					9	
7	3060	15772,98	1657,05	64,511	0,0239213	Pas de P-Δ
					7	
8	3060	10410,76	929,62	73,454	0,0286323	Pas de P-Δ
					4	

• **Sens Y :**

Niveau	Hauteur (mm)	P (KN)	Vy (KN)	Uy (mm)	θ_k	Vérification
RDC	4250	54990,58	4106,58	5,285	0,0166519	Pas de P-Δ
					1	
1	3060	48772,68	3960,34	10,754	0,0181174	Pas de P-Δ
					4	
2	3060	43138,88	3745,95	17,601	0,0195463	Pas de P-Δ
					4	
3	3060	37603,97	3476,49	25,397	0,0204549	Pas de P-Δ
					8	
4	3060	32069,05	3145,29	33,880	0,0209482	Pas de P-Δ
					7	
5	3060	26576,37	2745,15	42,710	0,0211501	Pas de P-Δ
6	3060	21170,94	2272,06	51,627	0,0212763	Pas de P-Δ
					3	
7	3060	15772,98	1702,59	60,510	0,0218376	Pas de P-Δ
8	3060	10410,76	955,84	69,178	0,0262258	Pas de P-Δ
					5	

Conclusion :

Après le calcul sismique, la structure répond aux exigences du règlement parasismique Algérien RPA99v.2003, il est donc possible de passer au calcul du ferrailage des éléments de la structure

VI Introduction :

Le calcul des armatures longitudinales et transversales dans les poutres et poteaux est effectué en considérant les sollicitations dues aux charges gravitaires et sismique selon combinaisons d'actions définies dans les deux règlements de calcul utilisée à ce effet, à savoir le règlement de calcul[BAEL91]. et le règlement[RPA99/V2003]

Combinaison d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants les actions sont notées comme suit:

G = Charge permanentes

Q= Charge d'exploitation

E= Efforts sismiques

Pour les poutres et poteaux:

$(1.35G+1.5Q \quad G+Q \rightarrow$ Combinaison fondamentales)

$(G+Q+Ex ; G+Q+Ey ; 0.8G+-Ex; 0.8G+-Ey \rightarrow$ Combinaison accidentelles

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel ETABS

Ferraillage des poutres

On distingue deux de poutres

poutre principale : $(30*50)\text{cm}^2$

poutre principales: $(35*40)$

VI.1 Etude des poutres

Les armatures longitudinales

Recommandations du RPA99/V2003

- Armatures maximale : $4\%*4$ en zone courante
- La largeur de recouvrement : $6\%*b$ en zone de recouvrement

Avec:

B : Largeur de la section

Chapitre VI: Etude des éléments structuraux

Les armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{tmin} = 0.003 \cdot S \cdot b$$

Avec :

b: largeur de la section

S: l'espacement des armatures

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min (h/4, 12 \cdot Q)$$

En dehors de la zone nodale:

$$S = h/2$$

Règlement BAEL91:

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{min} = 0.23 \cdot f_{t28} / f_e \cdot b \cdot d \text{ pour les armatures tendues}$$

Sollicitation du calcul

A l'aide du fichier des résultats donnée par logiciel 'root bat' , on obtient les résultats suivant :

Moments	ELU		ELS		Situation accidentelle		Efforts tranchants T (KN)
	Mt (KN.M)	Ma (KN.M)	Mt (KN.M)	Ma (KN.M)	Mt (KN.M)	Ma (KN.M)	
Poutre principale 30*50	51.73	99.05	37.73	72.92	71.79	124.3	137
Poutre secondaire 35*30	31.19	34.58	22.76	25.27	46.48	49.83	39.8

Tableau 1 : Récapitulatif des moments fléchissants en (kn.m) et efforts tranchants

Exemple de calcul :

Poutre principale :30*50

Calcul des armatures longitudinales :

1- En travée :

ELU :

$$M_{tu} = 51.73 \text{ kn.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = M / \sigma_b * b * d^2 = 51570 / 14.2.30.40.5^2 = 0.074$$

$$\mu = 0.19 < \mu_l = 0.392 \text{ Fe400} \quad \text{Donc : A' n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\sigma_s = F_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.096$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.961$$

Détermination des armatures:

$$A_u = M_u / \sigma_s * \beta * d = 51730 / 348.0.961.40.5 = 3.82 \text{ cm}^2$$

ELS

$$M_{ser} = 37.73 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

Donc:

$$\alpha \leq \gamma - 1/2 + f_c 28 / 100 = 0.351 \rightarrow \sigma_b \leq \sigma'_b = 0.6 * f_c 28 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } \gamma = M_u / M_s = 1.37$$

$$0.351 \leq 1.37 \text{ CV}$$

Conclusion

$$\sigma_b \leq \sigma'_b = 15 \text{ MPa}$$

Chapitre VI: Etude des éléments structuraux

Fissuration peu nuisible

Les armatures calculées à ELU seront maintenues

Situation accidentelle:

$$M_t = 71.79 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = M / \sigma_b * b * d^2 = 71790 / 14.2.30.40.5^2 = 0.103$$

$$\mu = 0.103 < \mu_l = 0.392 \text{ Fe400} \quad \text{Donc : A' n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\sigma_s = F_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.136$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.961$$

Détermination des armatures:

$$A_u = M_u / \sigma_s * \beta * d = 71790 / 348.0.961.40.5 = 259 \text{ cm}^2$$

2 En appuis:

ELU

$$M_a = 99.95 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = M / \sigma_b * b * d^2 = 99950 / 14.2.30.40.5^2 = 0.103$$

$$\mu = 0.103 < \mu_l = 0.392 \text{ Fe400} \quad \text{Donc : A' n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\sigma_s = F_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.136$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.961$$

Détermination des armatures:

$$A_u = M_t / \sigma_s * \beta * d = 99950 / 348.0.961.40.5 = 769 \text{ cm}^2$$

ELS

Chapitre VI: Etude des éléments structuraux

$$M_i = 72.94 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

Donc:

$$\alpha \leq \gamma - 1/2 + f_c/28/100 = 0.39 \rightarrow \sigma_b \leq \sigma'_b = 0.6 * f_c/28 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } \gamma = M_u/M_s = 1.37$$

$$0.39 \leq 1.37 \text{ CV}$$

Conclusion

$$\sigma_b \leq \sigma'_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

Les armatures calculées à ELU seront maintenues

Situation accidentelle:

$$M_t = 124.3 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = M / \sigma_b * b * d^2 = 124300 / 14.2 * 30 * 40.5^2 = 0.178$$

$$\mu = 0.178 < \mu_l = 0.392 \text{ Fe400} \quad \text{Donc : A' n'existe pas et } 1000 \xi_s > 1000 \xi_l$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.246$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.902$$

Détermination des armatures:

$$A_u = M_u / \sigma_s * \beta * d = 124300 / 348 * 0.902 * 40.5 = 8.5 \text{ cm}^2$$

Conditions imposées par le RPA99/V2003:

$$\text{- Poutre principale : } 50 * 30 : A_{\min} = 0.005 * 50 * 30 = 7.5 \text{ cm}^2$$

Chapitre VI: Etude des éléments structuraux

- Poutre secondaire 35*40 : $A_{min} = 0.005 \cdot 35 \cdot 40 = 7 \text{ cm}^2$

Conditions imposées par le BAEL91:

- Poutre principale : 50*30 : $A_{min} = 0.23 \cdot 1.8 / 400 \cdot 30 \cdot 50 = 0.86 \text{ cm}^2$

- Poutre secondaire 35*40 : $A_{min} = 0.23 \cdot 1.8 / 400 \cdot 35 \cdot 40 = 1.49 \text{ cm}^2$

Conclusion

$A_{ca}(\text{en travée}) = 5.26 \text{ cm}^2$

$A_{ca}(\text{en appuis}) = 8.5 \text{ cm}^2$

$A_{rpa} = 6.75 \text{ cm}^2$

$A_{bael} = 0.93 \text{ cm}^2$

$A(\text{travée}) = \max(A_{ca}, A_{rpa}, A_{bael}) = 6.75 \text{ cm}^2$

$A(\text{appuis}) = \max(A_{ca}, A_{rpa}, A_{bael}) = 8.5 \text{ cm}^2$

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

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

Avec :

$a = 0,9d = 36.5 \text{ cm}$

$T_u = 137000 \text{ N} \leq 0,267 \cdot 36.5 \cdot 30 \cdot 25 \cdot 10^2 = 730912 \text{ N}$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appui

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures:

$A \geq \gamma S / f_e (T_u + M_u / 0.9d)$

$A = 10.68 \text{ cm}^2 \geq 1.15 / 400 (13700 + 46480 / 0.9 \cdot 40.5) \cdot 10^{-2} = 3.96 \text{ cm}^2 \text{ CV}$

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

$\tau_u = T_u / (b \cdot d) = 137000 / (30 \cdot 40.5 \cdot 100) = 1.12 \text{ MPa}$

$\tau'_u = \min(0.2 \cdot f_{c28} / \gamma, 4 \text{ MPa}) = 2.66 \text{ MPa}$

$\tau_u \leq \tau'_u$: Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\Phi_t = \min(h/35; b_0/10; \Phi_{t\min}) = [45/35; 30/10; 1.6]$$

$$\Phi_t = 1.28 \text{ cm}$$

On prend $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

L'espacement des armatures transversal :

$$A_t / b_0 \cdot \delta t_1 \geq \tau_u - 0.23 f_{tj} \cdot 5 / 0.8 f_{e} (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

$$K = 1$$

$$\alpha = 90$$

$$\text{Donc : } \delta t_1 \leq A_t \cdot 0.8 \cdot f_e / b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj}) = 2.01 \cdot 0.8 \cdot 235 / 30 (1.04 - 0.3 \cdot 1.8) = 25.9 \text{ cm}$$

$$\delta t_2 \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$\delta t_3 \leq A_t \cdot f_e / 0.4 b_0 = 39.36 \text{ cm}$$

- Zone nodale:

$$\delta t_4 \leq \min(h/4; 12\Phi) = \min(50/4; 12 \cdot 1.4) = 11.25 \text{ cm}$$

$$\delta t_4 = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante:

$$\delta t_5 \leq h/2 = 50/2 = 25 \text{ cm}$$

Vérification des armatures transversal :

- Zone nodale:

$$A_{\min} = 0.003 \cdot 10 \cdot 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

- Zone courante:

$$A_{\min} = 0.003 \cdot 15 \cdot 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Longueur de recouvrement

Chapitre VI: Etude des éléments structuraux

$$L_r = 40\Phi_{\max} = 40 * 1.6 = 65 \text{ cm}$$

Remarque:

Etant 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 des ferrailage

Type des poutres	Amin(cm ²)	Acal(cm ²)	Armatures choisies	Acor (cm ²)	Longueur de recouvrement(cm ²)		
	BAEL	RPA					
Poutre principale	travée	1.39	6.75	5.25	4T12+2T14	7.60	56
	appuis	1.39	6.75	8.5	5T14+1T12	8.83	56
Poutres secondaires	travée	0.93	4.5	5.58	4T12+2T14	7.6	56
	appuis	0.93	4.5	6.04	5T14+1T12	8.83	56

VI.2 Etude des poteaux

VI.2-1 Définition

Les poteaux sont des éléments verticaux, constituant les éléments porteurs du système

Plancher –poutre par point d’appuis isolés

Leur rôle

Chapitre VI: Etude des éléments structuraux

- Supporter les charges verticales
- participer à la stabilité transversale par le système porteurs-poutre pour reprendre les efforts horizontaux
- Effet des efforts sismique
- Effet de dissymétrie les charges
- Effet du vent

VI.2-2 Les armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales on doit respecter les conditions suivantes :

Condition le L’RAP99(v2003)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet :

Leur pourcentage minimale sera de $0.8\%b_1/h_1$ en zone IIa

Leur pourcentage maximale sera de :

4% en zone courante

6% en zone de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa

Le diamètre minimum est de 12mm

La distance entre les barres verticale dans une face du poteaux ne doit pas dépasser :25cm en zone IIa

Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l’extérieure de la zone nodale

La longueur à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinale dans la zone nodale sont :

$$L'=2*h$$

$$H'=\max(h_e/6,b,h,60\text{cm})$$

Avec :

H :hauteur de la poutre

Chapitre VI: Etude des éléments structuraux

B et a :section d'un poteau

he : hauteur libre entre deux étage

Condition BAEL99(V2003) :

Les armatures transversales des poteaux longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

Pour une section entièrement comprimée

$A_l \geq 4\text{cm}^2$ par mètre de périmètre

$0.2\%B \leq A_l \leq 5\% B$

Avec :

B section totale du poteau

$A_{min} = \max(0.2 \cdot b \cdot b / 100 ; 8(b+h) / 100)$

VI.2-4 Les armatures transversale :

Condition RPA99/V2003

Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à laide de la formule :

$A_t / \delta t \geq P_a \cdot T_u / a \cdot f_e$

Avec :

T_u :effort tranchant

A :hauteur totale de la section brute

f_e : limite élastique des armatures transversale

P_a : coefficient dépend de l'élanement géométrique λ_g

$P_a = 2.5$ si $\lambda_g > 5$ $\lambda_g = l_f / a$

$P_a = 3.75$ $\lambda_g < 5$

Espacement entre armatures transversales :

-Zone nodale

-Zone courante

Chapitre VI: Etude des éléments structuraux

Section minimale des armature transversales

$A_t / \delta t$ En % est donnée comme suite

Si : $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0.4\%$

$\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$

$3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ interpolation des valeurs limites précédente avec : $\lambda_g = (L_f/a$ ou $L_f/b)$

Avec : A et B dimension de la section droite du poteaux dans la direction de déformation considérée

L_f : longueur du flambement

Condition de BAEL91 : (BAEL91/A8.1.1) :

Diamètre des armatures transversales doit être

$\Phi_t \leq 1/3 \Phi_{lmax}$

L'espacement des armatures transversales a pour les valeur :

$\delta t = \min(15\Phi_{lmin}; 40cm; b+10cm)$

Avec:

b: plus petite dimension de la section transversales a pour valeur:

Φ_{tmin} = plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance

cobinaison	section (cm ²)		50*50	45*45	40*40	35*35	30*30	
	Sollicitations							
ELU (1.35G+ 1.5Q)	1	Nmax (KN)	2986.2	1972.8	699.8	386.6	213.77	
		Mcor (KN.m)	5.57	7.91	8.12	10.64	12.03	
	cas 2	Nmax	53.61	80.14	56.03	79.57	61.11	

Chapitre VI: Etude des éléments structuraux

		(KN)						
		Mcor (KN.m)	1689. 5	860.7 6	311.2	144.5	102.72	
	cas 3	Nmax (KN)	70.03	378.5	116.82	20.1	43.61	
		Mcor (KN.m)	31.67	12.38	8.34	6.97	6.02	
Situation	cas	Nmax (KN)	2812. 4	1603. 1	740.11	287	187.25	
Accident elle (G+P+- 1.2E)	1	Mcor (KN.m)	52.57	29.32	21.76	20.13	17.53	
	cas 2	Nmax (KN)	199.1 6	111.2 8	89.53	86.23	70.92	
		Mcor (KN.m)	948.7 2	457.5	330.09	114.4	51.85	
	cas 3	Nmax (KN)	765.2 2	309.4 7	4.26	20.12	70.37	
		Mcor (KN.m)	130.4 5	25.31	10.41	6.25	7.12	
Effort tranchant		T(KN)	102.9	92.4	69.7	62.2	49.6	

Exemple de calcul :(poteau 50*50)

Calcul des armatures :

Armatures longitudinale :

Situation durable et transitoire:

ELU: (1.35G+1.5Q)

1er cas : Les sollicitations prise en compte son:

$N_{max} = 386.6 \text{KN}$

$M_{cor} = 10.64 \text{KN.m}$

Calcul

Position du point d'application de l'effort normal N':

$$e_0 = M/N = 1064/383.6 = 2.77 \leq h/12 = 22.5$$

Vrification si on a une compression exentree :

$$\lambda \leq \max(50 ; 67^{\circ}0/h)$$

Avec : $67^{\circ}0/h \leq 100$

$$L_f = 0.7 * I_0 = 0.7 * 3.06 = 214.2 \text{cm}$$

$$\lambda = 3.46 l_f / h$$

$$\lambda = 16.46 \leq \max(50 ; 4.12) = 50 \text{cm donc compression exentree}$$

la section sera calculée en flexion compse sous les sollicitation majorées suivante :

$$N'1 = N' * a_1$$

$$M' = N'1(e_0 + e_1)$$

Excentricité additionnelle

$$e_a = 2 \text{cm}$$

$$e_0/h = 2.77/45 = 0.062 \leq 0.75$$

$$a_1 = 1 + 0.2(\lambda/35)$$

Chapitre VI: Etude des éléments structuraux

$$a_1=1.04$$

$$N'_1=383.6*1.04=398.944\text{kn}$$

$$M'=398.944*(2.77+2)*10^{-2}=19.03\text{kn.m}$$

Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$$e_0=M'/N'_1=1903/398.944=4.77\text{cm}$$

$$e_1=4.77 \leq h/2=22.5$$

L'effort normal de compression N'_1 se trouve à l'intérieure de la section

Vérification si la section est entièrement comprimée

$$(0.337.h-0.8c_1)*\sigma_b*b*h \leq N'_1*(d-c_1)-M'_1$$

$$M'_1=M'+N'_1*(d-h/2)=19.03+398.944*(0.405-0.45/2)$$

$$M'_1=90.84\text{kn.m}$$

$$(I)=(0.337*45-0.81*4.5)-19.03=124.59\text{kn.m}$$

$$(II)=398.944*(0.405-0.045)-19.03=124.59\text{kn.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = M/\sigma_s*B*d^2=19030/348*0.991*45=1.27\text{cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc}=A_1 - N'/\sigma_s*100=1.27-398944/100*348=-10.13 \leq 0 \text{ Donc : } A_{fc}=0$$

2ème cas :

$$M_{\max}=79.57\text{kn.m}$$

$$N_{\text{corr}}=144.5\text{kn}$$

Position du point d'application de l'effort normal N' :

$$e_0=7957/144.5=55.06$$

L'excentricité n'est pas faible donc le ferrailage se fera en flexion composée sont majoration des efforts N étant effort de compression se trouve à l'extérieure de la section .section partiellement comprimée , donc le calcul se ramène au calcul en flexion simple avec un moment fictif $M_f=N.e$

Chapitre VI: Etude des éléments structuraux

Vérification si la section est partiellement comprimée :

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$M_1 = N \cdot e'$$

$$e' = e_0 + (h/2 + c) = 55.06 + (45/2 + 4.5) = 86.06 \text{ cm}$$

$$M_1 = 114.5 \cdot 0.8206 = 118.58 \text{ kn.m}$$

$$\mu = M / \sigma_s \cdot B \cdot d^2 = 118580 / 14.2 \cdot 45 \cdot 40.5 \cdot 40.5 = 0.113$$

$$\mu = 0.113 < \mu_l = 0.392 \text{ Fe400} \quad \text{Donc : } A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\sigma_s = F_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.15$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.94$$

$$A_1 = M' / \sigma_s \cdot B \cdot d^2 = 118580 / 348 \cdot 0.94 \cdot 40.5 = 8.95 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A_1 - N' / \sigma_s \cdot 100 = 8.95 - 118580 / 100 \cdot 348 = 4.80 \text{ cm}$$

3ème cas

Les sollicitations prise en compte son :

$$N_{\min} = 20.1$$

$$M_{\text{cor}} = 6.97$$

Calcul

Position du point d'application de l'effort normal N' :

$$e_0 = M / N = 697 / 20.1 = 34.67$$

L'excentricité n'est pas faible

Le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts N étant efforts de compression se trouve à l'extérieur de la section

Section partiellement comprimée, donc le calcul se ramène au calcul en flexion simple avec un moment fictif $M_f = N \cdot e$

Vérification si la section est partiellement comprimée:

Vérification de l'existence des armatures comprimées:

$$M_1 = N \cdot e'$$

$$e' = e_0 + (h/2 + C_1) = 34.67 + (45/2 + 4.5) = 61.67 \text{ cm}$$

$$M_1 = 20.1 \cdot 0.6167$$

$$\mu = M / 6b \cdot b \cdot d^2 = 12410 / 14.2 \cdot 45 \cdot 40.5 \cdot 40.5 = 0.114$$

$$\mu = 0.114 < \mu_l = 0.392 \text{ Fe400} \quad \text{Donc : } A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_1$$

$$\sigma_s = F_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.152$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.954$$

$$A_1 = M' / \sigma_s \cdot B \cdot d^2 = 12410 / 348 \cdot 0.954 \cdot 40.5 = 0.92 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A_1 - N' / \sigma_s \cdot 100 = 0.92 - 20100 / 100 \cdot 348 = 0.34 \text{ cm}^2$$

b) Situation accidentelle: (G+P+1.2E; 0.8G+-E)

1er cas : Les sollicitations prise en compte son:

$$N_{\max} = 287 \text{ KN}$$

$$M_{\text{cor}} = 20.13 \text{ KN.m}$$

Position du point d'application de l'effort normal N':

$$e_0 = M / N = 2013 / 287 = 7.01 < h / 12 = 22.5$$

Vérification si on a une compression excentrée:

$$\lambda \leq \max(50.76e_0/h)$$

$$\text{Avec: } 67 \cdot e_0/h = 67 \cdot 7.01 / 45 = 10.43 < 100$$

$$L_f = 0.7l_0 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3.46 \cdot l_f/h$$

Chapitre VI: Etude des éléments structuraux

$$\lambda = 3.46 * 214.2 / 45 = 16.47$$

$$\lambda = 16.47 < \max(50; 4.12) = 50$$

Compression excentrée

La section sera calculée en flexion composée sous les sollicitations majorée suivantes:

$$N'1 = N' * a1$$

$$M' = N'1 * (e0 + ea)$$

Excentricité additionnelle:

$$ea = \max(2\text{cm}; 1/250) = \max(2\text{cm}; 306/250) = \max(2\text{cm}; 1.22)$$

$$ea = 2\text{cm}$$

$$e0/h = 7.01/45 = 0.16 < 0.75$$

$$a1 = 1 + 0.2(\lambda / 35)^2 = 1 + 0.2(16.47/35)^2 = 1.04$$

$$N'1 = 287 * 1.04 = 298.48\text{KN}$$

$$M' = 298.48 * 0.0901 + 26.893\text{KN.m}$$

Position du point d'application de l'effort normal de compression N'1:

$$e1 = M'/N'1 = 2689.3/298.48 = 9.01\text{cm}$$

$$e1 < h/2 = 22.5$$

L'effort normal de compression N'1 se trouve à l'intérieure de la section

Vérification si la section est entièrement comprimée:

$$(1) = (0.337 * h - 0.81 * C1) \sigma_b * b * h \leq (2) = N'1 * (d - c1) - M'1$$

Moment par rapport aux armatures les moins comprimée:

$$M'1 = M' = N'1(d - h/2) = 26.893 + 298.48(0.405 - 0.45/2)$$

$$M'1 = 80.62\text{KN.m}$$

$$(1) = (0.337 * 45 - 0.81 * 4.5) * 14.2 * 45 * 45 = 331257.6\text{N.m}$$

$$(2) = 298.48 * (0.405 - 0.045) - 26.893 = 80.559\text{KN.m}$$

Chapitre VI: Etude des éléments structuraux

$$(1)=331.25\text{KN.m} > (2)=80.559\text{KN.m}$$

La section est partiellement comprimée

Vérification de l'existence des armatures comprimées:

$$\mu = M/6b*b*d^2 = 26893/18.47*45*40.5*0.5 = 0.019$$

$$\mu = 0.019 < \mu_l = 0.392 \text{ Fe400} \quad \text{Donc : } A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\sigma_s = F_e/\gamma_s = 400/1,15 = 348\text{Mpa}$$

$$\alpha = 1.25*(1 - \sqrt{1-2\mu}) = 0.024$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.991$$

$$A_1 = M'/\sigma_s*B*d^2 = 2683/348*0.991*45 = 1.73\text{cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A_1 - N'/\sigma_s.100 = 1.73 - 287000/100.348 = 1.9\text{cm}^2$$

2ème cas:

$$M_{\max} = 86.23\text{kn.m}$$

$$N_{\text{corr}} = 144.4\text{kn}$$

Position du point d'application de l'effort normal N' :

$$e_0 = 8623/111.4 = 55.06$$

L'excentricité n'est pas faible donc le ferrailage se fera en flexion composée sont majoration des efforts N étant effort de compression se trouve à l'extérieure de la section .section partiellement comprimée , donc le calcul se ramène au calcul en flexion simple avec un moment fictif $M_f = N.e$

Vérification si la section est partiellement comprimée :

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$M_1 = N*e'$$

$$e' = e_0 + (h/2 + c) = 77.4 + (45/2 + 4.5) = 110.4\text{cm}$$

$$M_1 = 111.4*1.04 = 115.86\text{kn.m}$$

$$\mu = M/6s*B*d^2 = 115860/18.47*45*40.5*40.5 = 0.118$$

Chapitre VI: Etude des éléments structuraux

$\mu = 0.118 < \mu_l = 0.392$ Fe400 Donc : A' n'existe pas et $1000\xi_s > 1000\xi_l$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.25$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.901$$

$$A_l = M' / \sigma_s * B * d^2 = 115860 / 348 * 0.901 * 40.5 = 9.24 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A_l - N' / \sigma_s * 100 = 9.24 - 111400 / 100 * 348 = 6.04 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$A_{cal} = \max(A_{el}; A_{acc}) = 6.04 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

$$4T14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales:

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

$$T_{max} = 62.59 \text{ KN}$$

$$\tau_U = T_{max} / b * d * 100 = 62590 / 45 * 40.5 * 100 = 0.34 \text{ MPa}$$

Selon le C.B.A93: Art A.5.1.2.1:

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \tau_U = \min(0.2 * f_{ct28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.34 \text{ MPa} < \tau_U = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Donc : les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne du poteau

Diamètre des armatures transversales:

$$\Phi_t = \Phi_{lmax} / 3 = 1.4 / 3 = 0.47 \text{ cm}$$

Donc: on prendra $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ avec un nuance d'acier FeE400

Espacement des armatures transversales :

Chapitre VI: Etude des éléments structuraux

Suivante les règles BAEL91:

$$t \leq \min (15\Phi L_{\min} ; 40\text{cm} . b+10\text{cm}) = (15*1.4; 40\text{cm}+10) = 21\text{cm}$$

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

D'après les règles RPA99/V2003: Zone 2

Zone nodale :

$$t \leq \min (10\Phi L_{\min} . 15\text{cm}) = (10*1.2; 15\text{cm}) = 12\text{cm}$$

$$t=10\text{cm}$$

Zone courante:

$$t \leq 15\Phi L_{\min} = 15*1.2 = 18$$

$$t=15$$

Calcul de λ_g

$$\lambda_g = l_f/\alpha = 214.2/45 = 2.76 > 5$$

$$A_{\min} = 0.3\% b.t = 0.003*45*1 = 1.35 \text{ est inférieure de } 2.01\text{cm}^2$$

Détermination de la zone nodale:

La zone nodale est constituée par les noeuds poteaux-poutre:

$$L' = 2*40 = 80\text{cm}$$

$$h' = \max(261/6; 30; 45; 60) = 60\text{cm}$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40\Phi l_{\max} = 40*1.4 = 56\text{cm}$$

Condition imposée par le RPA99/V2003:

$$A_{\min} = 0.8\% (b.h) = 0.008*45*45 = 16.2\text{cm}^2$$

Condition imposée par le BAEL91:

$$A_{\text{BAEL}} = \max (0.2*b*h/100; 8(b+h)/100) = \max(0.2*40*40/100; 8(40+40)/100) = 7.2\text{cm}^2$$

Conclusion :

$$A=\max(A_{cal};ARPA;ABAEL)=16.2\text{cm}^2$$

Remarque :

Le calcul des armatures des autres type de poteaux s'effectuera de la même façon que précédemment; on remarque que Arpa supérieure Acal et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivante:

VI.3 Ferrailage des voiles:

VI.3-1 Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA/V2003

Sous l'action des forces horizontales su séisme qui sont supérieure à celles du vent et sous les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant

Voiles pleins:

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement

Des aciers verticaux

Des aciers horizontaux

la dispositions du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/V2003

L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimale de 0.2% dela section horizontale du béton tendu

Les barres verticales des zones extreme devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité , les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux

Aciers horizontaux:

Les aciers horizontaux seront disposées perpendiculairement aux faces du voile

Elles doivent être munies de crochets à 90 degré ayant une longueur de 10Φ

Dans le cas ou il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans

Chapitre VI: Etude des éléments structuraux

crochets si les dimensions des talons permettront la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieure à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S \leq 1.5e$ Avec: e: Epaisseur du voile

$S \leq 30\text{cm}$

Les deux type nappes d'armatures doivent être reliées avec un moins quatre épingles au mètre carré Dans chaque nappe, les barre horizontale doivent être disposées vers l'exterieur

Le diamètre Φ_t des épingles est:

$\Phi_t=6\text{mm}$ lorsque $\Phi_v \leq 20\text{mm}$

$\Phi_t=8\text{mm}$ lorsque $\Phi_v > 20\text{ mm}$

Le diamètre des barres verticales et horizontale des voiles (à l'exception des zones d'about)ne devrait pas dépasser 1/10de l'épaisseur du voile

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à:

40Φ pour les barres située dans les zones ou le reversement du signe des efforts est possible

20Φ pour les barres située dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaison possible des charges

VI.3-2 Calcul du ferrailage vertical:

Le calcul pour des bandes verticalesde largeur d tel que:

$d \leq \min (he/2, 2/3)$

Avec: l': étant la largeur de la zone comprimée.

he : étant la hauteur entre nue de planchers du turmeau considéré

Dans le calcul du ferrailage, on utilise la méthode des contrainte pour déterminer les autres verticales

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie.

4-3 Exemple application :

Chapitre VI: Etude des éléments structuraux

Nous proposons le calcul détaillé du voile V1(L=4.45m)

$$A=0.995\text{m}^2$$

$$V=h/2=2.225\text{m}$$

$$I=1.46\text{m}^4$$

$$N=737.41\text{kn.m}$$

$$M=3542.03\text{kn.m}$$

Détermination des contraintes :

$$\sigma_1=6.139\text{MPa}$$

$$\sigma_2=-4.656\text{MPa}$$

$$L_t=L(\sigma_2/\sigma_1+\sigma_2)=4.45*(4.656/6.139+4.646)=1.91\text{m}$$

$$L'=L-L_t=2.54\text{m}$$

$$d \leq \min(3.06+2 : 2.54*2/3)=1.53\text{m} \text{ soit } d=1.53$$

Calcul σ'_2 :

$$T_g = \sigma_2 / L_t = -4.656 / 1.91 = -2.43$$

$$T_g = \sigma'_2 / (L_t - d) =$$

$$\sigma'_2 = T_g(L_t - d) = -2.43*(1.91 - 1.53) = -0.923\text{MPa}$$

$$v' = d/2 = 0.765\text{cm}$$

$$\Omega' = 0.2*1.53 = 0.306\text{cm}^2$$

$$I' = (0.2*(1.53)^3)/12 = 0.059\text{m}^4$$

$$N_1 = (\sigma'_2 + \sigma_2) * \Omega' / 2 = -853.58\text{Kn}$$

$$M_1 = (\sigma'_2 - \sigma_2) * I' / 2v' = 143.95\text{kn.m}$$

$$e_0 = M_1 / N_1 = 143.95 / -853.58 = -0.16 < d/6 \text{ et } N \text{ est un effort de traction S.E.T}$$

$$\text{Soit : } c = c' = 0.03\text{m}$$

$$e_1 = d/2 - e_0 - c = 0.895$$

Chapitre VI: Etude des éléments structuraux

$$e_2 = d/2 - e_0 - c' = 0.575\text{m}$$

$$A_s = N_1 * e_2 / (e_1 + e_2) * f_e = 8.34\text{cm}^2$$

$$A'_s = N_1 * e_1 / (e_1 + e_2) * f_e = 12.99\text{cm}^2$$

$$A_s = A_s + A'_s = 21.33\text{cm}^2$$

Armatures minimales exigées par le RPA /99 V2003

D'après le RPA 99/V2003 (Art7.7.4.1)

$$ARPA = 0.2\% * b * L_t$$

b : Epaisseur du voile

L_t = Longueur de la section tendue

$$ARPA = 0.2 * 20 * 191 / 100 = 7.64\text{cm}^2$$

$$ARPA/ml = 2.12\text{ cm}^2/ml$$

Le pourcentage minimale

$$A_{min} = 0.15\% * b * l = 0.15 * 20 * 445 / 100 = 13.35\text{ cm}^2$$

$$A_{min}/ml = 13.35 / (2 * 4.45) = 1.5\text{ cm}^2/ml/\text{face}$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie :

$$A_s = 2 * 6.97 (4.45/2) = 31.06\text{ pour deux face}$$

En zone courante : soit 16T16 : $A_s = 32.17\text{ cm}^2$

En zone d'about : soit 8T16 : $A_s = 16.08\text{ cm}^2$

Espacement

En zone courante : $St \leq \min(1.5 * .30) = 30\text{cm}$ Soit $St = 20\text{cm}$

En zone d'about : $St_a = St/2 = 10\text{cm}$

Ferrailage horizontale :

Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort

Chapitre VI: Etude des éléments structuraux

tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%

La contrainte de cisaillement est

$$\tau_U = 1.4T_{cal}/b_0*d$$

Avec :

T : effort tranchant à la base du voile

b_0 : Epaisseur du voile

d : hauteur utile = 0.9h

h : hauteur totale de la section brute

Application numérique :

$$\tau_U = 1.4 * T_{cal} / b_0 * d = 1.4 * 0.14395 / 0.2 * 0.9 * 4.45 = 0.25 \text{ Mpa}$$

La contrainte limite $\tau_{cr} = 0.2 f_{c28} = 4 \text{ Mpa}$

Calcul du ferrailage horizontale résistant à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âme est donnée par :

$$A_t / b_0 * S_t \geq (\tau_U - 0.3 * f_{tj} * k) / 0.8 * f_c$$

$K=0$ dans le cas d'une fissuration très préjudiciable ; ou dans le cas de bétonnage non munie

D'indentations la surface de reprise

$K=1$ en flexion simple . sans reprise de bétonnage

$K=1+3 \sigma_{cm} / f_{c28}$ en flexion composée Avec : N : effort de compression

$K=1-1 \sigma_{tm} / f_{c28}$ en flexion composée Avec : N : effort de traction

σ_{cm} , σ_{tm} : Etant les contrainte moyenne de traction et de compression

Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend $K=0$

Chapitre VI: Etude des éléments structuraux

Choix des armatures

Voile	At(cm ²)	Choix	St(cm ²)	A répartition(cm ²)	Choix	St(cm ²)
V1	3.93	5T10 /ml	20	3.93	5T10 /ml	20
V2	3.93	5T10 /ml	20	3.93	5T10 /ml	20
V3	3.93	5T10 /ml	20	3.93	5T10 /ml	20

VII Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profonds) et cela de façon à limiter les tassements différents et les déplacements sous l'action des forces horizontales. Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage. Puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VII.1 Voile périphérique :

Une voile périphérique est prévue entre les fondations et le niveau du plancher RDC. D'après le RPA99/V2003, la voile périphérique doit avoir la caractéristique minimale ci-dessous

- L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale 15cm
- Les armatures sont constituées des nappes, le pourcentage minimale de 0.10% dans les deux sens

VII.1-1 Dimensionnement :

On adopte une épaisseur de 20cm

VII.1-2 Calcul des armatures

Le ferrailage des voiles périphérique sera calculé comme étant une dalle encastrée sur quatre cotés

Dans notre cas, le voile n'est pas plus un élément porteur donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres

VII.1-3 Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales ont une section $A_t \geq 0.10\%$ dans les deux sens de la section transversale du béton avec un recouvrement de 40Φ pour le renforcement des angles

$$A_t \geq 0.10\% * b * L = 0.0010 * 20 * 100 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on adoptera } 5\text{HA}8/\text{ml}$$

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple

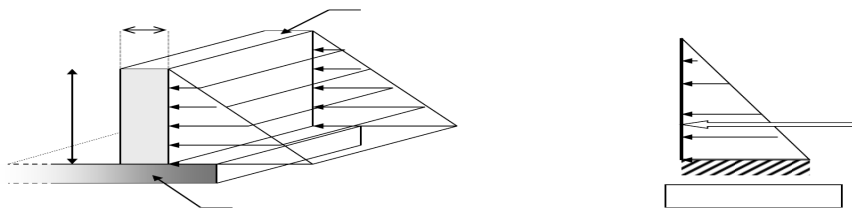


Figure VII.1 : schéma de voile périphérique

$$h = 3.4\text{m}$$

$$\varphi = 10^\circ$$

γ_d : Poids spécifique du remblai

$$\gamma_d = 1.85\text{t/m}^2$$

K_a : Coefficient de poussée

$$K_a = \text{tg}^2\left[\frac{\pi}{4} - \left(\frac{\varphi}{2}\right)\right] = 0.7$$

Calcul de la force de poussée :

$$P = \left(\frac{1}{2}\right) K_a \cdot \gamma_d \cdot (H)^2$$

$$P_i = 0.5 \cdot 0.7 \cdot 18.5 \cdot 3.2^2 = 66.304\text{kn/ml} = 6.63\text{t/ml}$$

VII.1-4 Evaluation des sollicitation :

Le ferrailage étant pour la dalle la plus superficielle ($3.20 \cdot 4.9$)m² et pour une bande de 1m de largeur

$$L_x = 3.20\text{m}$$

$$L_y = 4.9\text{m}$$

$$\rho = L_x/L_y = 0.68$$

Alors : la dalle porte dans les deux sens et μ_x, μ_y sont donnée en fonction de $\rho = L_x/L_y$

Calcul du ferrailage vertical

Le ferrailage du voile périphérique se fera en fissuration préjudiciable

Moment isostatique :

$$M_{ox} = \mu_x * P_u * l_x^2 = 0.044 * 66304 * (3.2)^2 = 60396.97\text{N.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y * M_{ox} = 49585.91\text{N.m}$$

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.75 * M_{ox} = 45297.72$$

$$M_{ty} = 0.75 * M_{oy} = 37189.48\text{N.m}$$

Moment en appuis :

$$M_{ax} = 0.5 * M_{ox} = 30198.48\text{ N.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 30198.48\text{N.m}$$

Calcul de ferrailage :

ELU

On utilise des barres FeE400, nous prendrons : $c = 2\text{cm}$ d'où :

$$d = 0.9h = 0.18\text{m}$$

$$f_e = 400\text{Mpa} , \sigma_s = 348\text{ Mpa} , \sigma'_b = 11.33\text{ Mpa}$$

$$\mu L = 0.392 \quad \text{avec : } \mu = M_u / \sigma'_b * b * d^2$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \quad \alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

Tableau récapitulatif

Moment en travée

moment	M(N.m)	b(cm)	d(cm)	μ	α	β	B's	Acal
Mtx(N.m)	45297.72	100	18	0.123	0.164	0.934	348	7.74
Mty(N.m)	37189.43	100	18	0.101	0.113	0.946	348	6.27

Moment en appuis

moment	M(N.m)	b(cm)	d(cm)	μ	α	β	B's	Acal
Mtx(N.m)	30198.48	100	18	0.082	0.107	0.957	348	5.04
Mty(N.m)	30198.48	100	18	0.082	0.107	0.957	348	5.04

Vérification :

Condition de non fragilité :BAEL(art A.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 * b * d * f_t / f_e = 1.86 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimale : BAEL(artB.7.4)

$$A_t \geq 0.0008(3 - l_x / l_y / 2) * b * h = 1.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{total} = \max(A_u ; A_{min} ; A_{cal})$$

Vérification de RPA99

$A_{min} = 0.10\%$ de la section dans les deux sens horizontales et verticales :

$$A_{min} = 0.10 * (1\text{m} * 0.2\text{m}) = 2\text{cm}^2$$

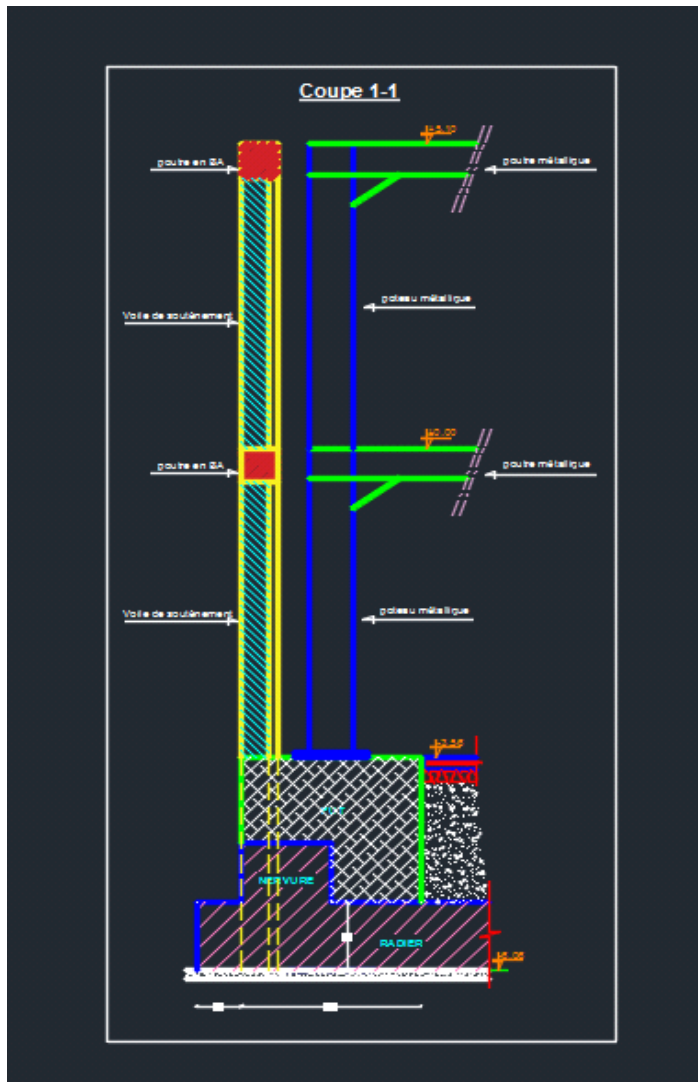
en travée

sens	b(cm)	d(cm)	A_{min} (cm^2)	A_t (cm^2)	A_{cal} (cm^2)	A_{tot} (cm^2)	A_{adp} (cm^2)
X	100	18	1.86	1.66	7.74	7.74	7T12=7.92
Y	100	18	1.86	1.66	6.27	6.27	6HA12=6.79

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

en appuis

sens	b(cm)	d(cm)	A _{min} (cm ²)	A _I (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{tot} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
X	100	18	1.86	1.66	5.04	7.74	7T12=7.92
Y	100	18	1.86	1.66	5.04	6.27	6HA12=6.79



FigureVII.2 : Ferrailage du voile périphérique

Espacement des armatures : BAEL91(art 8.2.4.2)p91:

$$e \leq \min(3.h; 33\text{cm}) = \min(3*20; 33\text{cm}) = \min(60 ; 33)\text{cm}$$

$$e \leq 33\text{cm} \quad e=20\text{cm}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91(A.5.1,21):

$$\tau_U = V_u / b_0 * d \quad (\text{A.5.1,1})\text{p51}$$

$$V_u = P_u * L / 2 = 66304 * 4.44 / 2 = 150841.6 \text{N.m}$$

$$\tau_U = 150841.6 / 1000 * 180 = 0.83 \text{MPa}$$

$$\tau'_u = \min(0.2 * f_c / \gamma_b; 5 \text{MPa})$$

$$\tau'_u = 2.67 \text{MPa}$$

$$\tau_U = 0.83 \text{MPa} \leq \tau'_u = 2.67 \text{MPa} \quad \text{CV}$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoins des armatures transversales

VII.2 Etude des fondations :

VII.2-1 Introduction sure les fondations:

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir:

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatique et sismique ;

Pour le cas des batiments courants , on distingue deux type de fondations qui sont:

a) Fondations superficielles:

- Semelles isolées
- Semelles filantes

b) Fondation profondes:

- Semelles sur puits

- Semelles sur pieux

Un premier pré dimensionnement des fondations a donné une surface totale qui avoisine les 90% de l'emprise du batiments, d'ou nous avons opté alors pour un radier général

(Stotal semelles \geq 50% Sbatiment)

3-2 Etude du radier :

Le radier est considéré comme une dalle plein renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposent sur les poteaux, ils seront soumis à la réaction du sol, dans le calcul suivante , on choisit le panneau le plus défavorable

1 Prédimensionnement du radier

a) Condition de coffrage

Pour les nervures

$ht \geq L_{max}/10$ avec ht est la hauteur de la nervure

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs : $L_{max} = 440\text{cm}$

$ht \geq 440/10=44\text{cm}$

On prend $ht= 65\text{cm}$

Pour la dalle $h_0 \geq L_{max}/20$

$h_0 \geq 22\text{cm}$ on prend $h_0 = 50\text{cm}$

b) La condition de raideur :

Pour un radier rigide, il faut que $L_{max} \leq (\pi * l_e)/2$ (1)

$l_e = 4\sqrt{4 * E_i / k * b}$; l_e : est la longueur élastique (2)

E: Module de young

I : moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml

K: coefficient de raideur du sol

0.5 Kg/cm³ Très mauvaise sol

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

$K = 4 \text{ Kg/cm}^3$ sol moyenne ; Dans notre cas on a sol moyenne donc : $K = 4 \text{ Kg/cm}^3$

12 Kg/cm^3 Très bon sol

$E = 3.216 * 100000 \text{ MPa}$

b: Largeur de l'élément considéré par ml, on prend 1ml

$$I = (b * ht^3) / 12 \quad (3)$$

De (1), (2), (3) $ht \geq 3 \sqrt[4]{48 * L_{4\max} * K / (\pi * E)} = 0.613 \text{ m}$

A partir des deux conditions précédentes on prend $ht = 0.95 \text{ m}$ Pour les nervures du radier

La surface du radier

$$N_{ser} / S_{rad} \leq B's$$

$$S_{rad} \geq N_{ser} / B's$$

Calcul du poids:

$N_{ser} = 74166.402 \text{ KN}$ (Poids total transmis par la superstructure)

$Prad = 0.5 * 565.76 * 25 = 7072 \text{ KN}$ (Poids de radier)

$N_{ser} = 72166.402 + 7072 + 1615 + 1976 = 82829.402 \text{ KN}$

$$S_{rad} \geq N_{ser} / B's = 82829.402 / 150 = 552.196 \text{ m}^2$$

$S_{bat} = 565.76 \text{ m}^2 \geq S_{rad} = 552.196 \text{ m}^2$ On n'a pas besoin de débord

On prend : $S_{rad} = S_{bat} = 565.76 \text{ m}^2$

2 Les vérifications nécessaires

a) Vérification au poinçonnement

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0.045 * U_c * h * f_c / \gamma_b$

N_u : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

$$U_c = 2 * (A + B)$$

$$A = +b \quad A = 80 + 95 = 175 \text{ cm}$$

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

$$B=b+h \quad B=80+95=175\text{cm}$$

Après le calcul on trouve $U_c=7\text{m}$ ce qui donne:

$$N_u= 4190.56\text{KN} \leq 0.045*U_c*ht*fc28/\gamma_b= 5204.34\text{KN} \quad (V)$$

b) Vérification des contraintes dans le sol

$$\sigma_{moy} = 3\sigma_1 + \sigma_2 / 4 \leq \sigma_{sol} \text{ avec : } \sigma_{1,2} = N/S_{rad} + M/I_y$$

A partir du programme ETABS on trouve : $X_g=11.4\text{m}$; $Y_g= 13.9\text{m}$; $I_{xx}= 31362\text{m}^4$

$$I_{yy}= 28198.3\text{m}^4 \quad S_{rad}= 565.76\text{m}^2$$

Dans le sens x-x:

$$\sigma_{1,2} = N/S_{rad} + M_{xy}/I_{xy}.y_g$$

N: l'effort normale du due charges verticales

M_{xy} : Moment sismique à la base

$$N= 127213\text{KN} \text{ et } M_x= 10368.0417\text{KN.m}$$

$$\sigma_1= 0.229\text{MPa}$$

$$\sigma_2= 0.220\text{MPa}$$

$$\sigma_{moy}= 0.227\text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} \leq \sigma_{sol} \text{ CV}$$

Dans le sens y-y:

$$M_y= 28015.1831$$

$$\sigma_1 = N/S_{rad} + M_y/I_y.X_g = 0.236\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = N/S_{rad} + M_y/I_y.X_g = 0.213\text{MPa}$$

$$\sigma_{moy}= 0.230\text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} \leq \sigma_{sol} \text{ CV}$$

Vérification de stabilité au renversement

Selon RPA99/V2003 on doit vérifier que:

$$e = M/N \leq B/4$$

$$\text{sens xx: } e = 10368.0417/127213.53 = 0.08 \leq 6.8\text{m} \quad \text{CV}$$

$$\text{sens yy: } e = 28015.1831/127213.53 = 0.22 \leq 5.7\text{m} \quad \text{CV}$$

VII.3 La dalle radier :

Le radier sera calculé comme une dalle plein renversée en flexion simple , sachant que la fissuration est préjudiciable , Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable causée par la réaction du sol , et on adoptera le meme ferrailage pour tout le radier de dimension

$$L_x = 4.05\text{m} \text{ et } L_y = 4.4\text{m}$$

a) Calcul des sollicitations :

ELU

$$q_u = N_u / S_{rad} = 118119.37 / 565.76 = 208.78 \text{KN/m}^2$$

$$q_{ser} = N_{ser} / S_{rad} = 86233.14 / 565.76 = 152.42 \text{KN/m}^2$$

$$\rho = L_x / L_y = 0.92$$

La dalle travaille dans les sens

A ELU:

$$\rho = 0.92 ; \mu_x = 0.041 , \mu_y = 0.821$$

$$\text{Sens xx: } M_{0X} = \mu_x * q_u * l_x^2 = 140.40 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens yy: } M_{0Y} = \mu_y * M_{0X} = 115.27 \text{KN.m}$$

En travée:

$$\text{Sens xx: } M_{tx} = 0.75 * M_0 = 105.3 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens yy: } M_{ty} = 0.75 * M_0 = 86.45 \text{KN.m}$$

En appuis:

$$M_{ax} = 0.5 * M_0 = 70.20 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 * M_0 = 57.64 \text{KN.m}$$

A ELS:

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

$$\rho = 0.92 ; \mu_x = 0.0436 ; \mu_y = 0.841$$

$$\text{Sens xx: } M_{0X} = \mu_x * q_u * l_x^2 = 109 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens yy: } M_{0Y} = \mu_y * M_{0X} = 91.67 \text{KN.m}$$

En travée:

$$\text{Sens xx: } M_{tx} = 0.75 * M_0 = 81.75 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens yy: } M_{ty} = 0.75 * M_0 = 68.82 \text{KN.m}$$

En appuis:

$$M_{ax} = 0.5 * M_0 = 54.5 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 * M_0 = 45.84 \text{KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b * h = (1 * 0.5) \text{m}^2$

Espacement des armatures :

$$\text{Armatures // } L_x: S_t = 15 \text{cm} \leq \min(2h; 25 \text{cm}) = 25 \text{cm}$$

$$\text{Armatures // } L_y: S_t = 15 \text{cm} \leq \min(2h; 25 \text{cm}) = 25 \text{cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{cm}$ dans le sens xx

$S_t = 15 \text{cm}$ dans le sens yy

Vérification à l'ELU:

Condition de non fragilité:

Pour une dalle d'épaisseur e supérieure à 12cm et ρ supérieure à 0.4, la section d'armatures est:

$$\text{En travée : } A_{min x} = \rho_0(3-\rho) * b * h ; A_{min y} = \rho_0 * b * h$$

Avec : 0.0008 pour des HA et FeE400

$$A_{min x} = 4.16 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min y} = 4 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{En appui: } A_{min x} = A_{min y} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 4.66 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{ux} = pu \cdot L_x / 2 \cdot L_y^4 / (L_x^4 + L_y^4) = 208.78 \times 4.05 / 2 \cdot 4.40^4 / (4.40^4 + 4.05^4) = 245.21 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = 199.1 \text{ KN}$$

$$\tau_U = V_u / b \cdot d = 245.21 \times 10^{-3} / 1 \times 0.45 = 0.545 \leq \tau' = (0.07 / \gamma_b) \cdot f_{c28} = 0.93 \text{ MPa}$$

donc : le ferrailage transversal n'est pas nécessaire

b) Vérification à l'ELS:

On doit vérifier que:

$$\sigma_b = M_{ser} / I \cdot Y \leq \sigma'_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot M_{ser} / I \cdot (d - y) \leq \min(2/3 f_{te}; 110 \sqrt{n} \cdot f_{tj}) = 0.93 \text{ MPa}$$

on a : En travée : $A = 7.70 \text{ cm}^2$; $y = 12.28 \text{ cm}$; $I = 239347 \text{ cm}^4$

En appui : $A = 5.65 \text{ cm}^2$; $y = 10.94 \text{ cm}$; $I = 239347 \text{ cm}^4$