REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de master en génie civil.

Option : construction civile et industrielle.

THEME

Etude d'un bâtiment (R+5 étages+ 2sous-sols) à usage d'habitation, service et commercial à ossature mixte contreventé par voiles et portiques (Logiciel ETABS 9.6.0)

Etudié par: M^{elle} DAHOUMANE Farida **Dirigé par : Mme HADDAD MALEK .O**

M^{elle} DJABER Aldjia

Promotion : 2018/2019

Remerciement

Nous tenons à remercier notre bon dieu, le tout puissant, pour nous avoir accordé la santé, le courage, la patience et la volonté jusqu'à l'aboutissement de nous études, et l'accomplissement de ce modeste travail.

Nous exprimons nos sincères remerciements :

A nous parents pour leur soutien dans chaque travail que nous avons effectués.

A notre chère promotrice ***Mme HADDAD MALEK .O*** *pour sa disponibilité permanente, ses orientations, son savoir et son soutien et son guide durant toute la période de la réalisation de notre travail.*

A notre architecte ***Mr SI MOUSSA.K*** *pour son aide, ses orientations et nombreuses interventions qui ont permis l'aboutissement de ce travail.*

Nous adressons également nos plus vifs remerciement à l'équipe enseignante du département génie civil pour touts les connaissances transmises au cours de notre formation théorique et que nous pouvons, au traves de stage, mettre à profit et conforter à la réalité de l'environnement professionnel.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

A tous ceux qui ont aidés de prés ou de loin dans la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Merci à tous

Dédicaces

C'est avec les sentiments les plus profonds de mon cœur que

Je dédie ce modeste travail à :

A ma très chère mère, ma source de tendresse et l'exemple de dévouement qui n'a pas cessé de m'encouragé et de prier pour moi.

A mon père, rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être.

A mes très chers frères Rachide ;Mouhamed et Boudjema

A mes tres chers sœurs Ouiza ; Saliha ; Karima ; Noura et Zahra

et mes belle sœur (Djamila et Hacina)

A mes tres chère nièces et neveux..Chabha ; Sarah ; Tenhinane ; Romiassa ; Alicia ; Anais Ilyana ; Elias ; Rayan ; Amine ; Hacen ; et Hcene d l Hocine

A ma très chère Hanane Personne qui n'a jamais cessé de croire en moi Pour son aide, son encouragement et son soutien

A tous mes amis et mes collègues spécialement (Kenza ,Melissa ;Souhila ; Cylia ; Karima et Feriel).

A ma très chère binôme Fifi

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans la réussite de ce projet

ALDJIA

Dédicaces

Avant tout je remercie le Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail ; que je dédie :

À ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :

A ma très chère mère, ma source de tendresse et l'exemple de dévouement qui n'a pas cessé de m'encouragé et de prier pour moi.

A mon père, rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être.

A mes très chers frères ABD REZAK et TAHAR

A mes très chers sœurs DIHYA et OUIZA

A mon beau- frère SAID .B

A mes très chers nièce et neveu INAS et GHILAS que j'aime trop

A mon très cher petit ami ISMAIL AIT ALLAOUA

A mon très cher cousin DJALIL.H

A toutes mes amies avec qui j'ai partagé les plus beaux moments d'étude (Kenza, Melissa, Cylia, Friel et Karima)

A tous mes amis

A ma très chère binôme Djidji

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans la réussite de ce projet

FARIDA

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : présentation de l'ouvrage ……..…….2

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments ……..……..18

Chapitre III : Calcul des éléments

- Plancher……..……35
- Acrotère……..……58
- Escalier……68
- Poutre palière……..…..82
- Poutre de chainage…….……..90
- Balcon……..……. 100
- Porte à faux……106

Chapitre IV : Modélisation de la structure ……114

Chapitre V : Vérification des exigences du RPA……..……..135

Chapitre VI : ferraillage des éléments structuraux

- Ferraillage des poteaux ……159
- Ferraillage des poutres ……176
- Ferraillage des voiles ……..……188

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure……..……203

Conclusion

Bibliographie

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

page

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers utilisés……13

Tableau 1.2 : Limite d'élasticité des aciers utilisés……14

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : Vérification des dimensions des poutres conformément à l'article 7.5.1 du RPA99 (modifié 2003)……21

Tableau II.2 : Charges permanentes (G) revenant au plancher terrasse……24

Tableau II.3 : Charges permanentes (G) revenant au plancher étage courant……24

Tableau II.4 : Charges permanentes (G) revenant aux murs extérieurs……25

Tableau II.5 : Charges permanentes (G) revenant aux murs intérieur……26

Tableau II.6 : Surcharge d'exploitation des différents éléments secondaires……26

Tableau II.7 : Dégression des charges d'exploitation……29

Tableau II.8 : Résumé des sections obtenues par la descente de charges……30

Tableau II.9 : Les sections des poteaux adoptées……31

Tableau II.10 : Les valeurs de λ……33

Tableau II.11 : Résumé des sections obtenues par la descente des charges……33

Chapitre III : Calcul des éléments

Tableau III.1.1 : Charge de la poutrelle……40

Tableau III.1.2 : Récapitulatif des résultats des moments et des efforts tranchant……46

Tableau III.6.1: Charges de balcon……100

Chapitre IV : Modélisation de la structure

Tableau IV.1 : Valeurs du coefficient de pondération β……122

Tableau IV.2 : les pénalités à retenir selon le critère de qualité q……125

Tableau IV.3 : Condition sur les décrochements en élévation……127

Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA

Tableau V.1 : Résumé des sections des poteaux recommandées par RPA……..…..137
Tableau V.2 : Vérification de l'effort normal réduit ……138
Tableau V. 3 : Excentricité de chaque étage suivant les deux sens……...……141
Tableau V.4 : Pourcentages des forces reprises par les portiques et les voile tiré d'ETABS146
Tableau V. 5 : Coefficient d'amortissement critique…….……147
Tableau V.6 : Résumé des résultats obtenus…….……148
Tableau V.7 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens x-x…...……151
Tableau V.8 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens Y-Y……..…151
Tableau V.9 : Résumé de calcul du paramètre θ suivant Les deux sens……...…154

Chapitre VI : Ferraillage des éléments

Tableau VI.1.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle……..159
Tableau VI.1.2 : ferraillage des poteaux a l'ELU avec les efforts les plus défavorables dans les deux sens……164
Tableau VI.1.3 : Sections des armatures transversales……..……168
Tableau VI.1.4 : Vérification des efforts tranchants dans les poteaux…….……169
Tableau VI.1.5 : Vérifications de la Condition de non fragilité à l'ELS dans les deux sens171
Tableau VI.1.6 : Vérification des contraintes à l'ELS dans le sens x-x……173
Tableau VI.1.7 : Vérification des contraintes à l'ELS dans le sens y-y……..……..173
Tableau VI.2.1 : Ferraillage des poutres principales…….……179
Tableau VI.2.2 : Ferraillage des poutres secondaires……180
Tableau VI.2.3 : Vérification du ferraillage des poutres principales à l'ELS……...……185
Tableau VI.1.4 : Vérification du ferraillage des poutres secondaires à l'ELS……..……186
Tableau VI.3.1 : ferraillage des voiles longitudinales X-X ……..……200
Tableau VI.3.2 : Ferraillages des voiles transversales Y-Y…….…….201

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Tableau VII.1 : surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal)……206
Tableau VII.2 : surface des semelles filantes sous voile (sens transversal)……..206
Tableau VII.3: surface des semelles filantes sous poteaux pour la zone 1……..…….208
Tableau VII.4: surface des semelles filantes sous poteaux pour la zone 2……...……209
Tableau VII.5 : résultat des charges verticales de chaque poteau pour la zone 1…….213

Tableau VII.6 : moments aux appuis et travées pour la zone 1……214
Tableau VII.7 : Ferraillage aux appuis pour la zone 1…….…….215
Tableau VII.8 : Ferraillage en travées pour la zone 1…….…..215
Tableau VII.9 : résultat des charges verticales de chaque poteau pour la zone 2…….216
Tableau VII.10 : moments aux appuis et travées pour la zone 2……...……216
Tableau VII.11 : Ferraillage aux appuis pour la zone 2……217
Tableau VII.12 : Ferraillage en travées pour la zone 2……218
Tableau VII.13 : Vérifications des contraintes aux appuis pour la zone 1……...……221
Tableau VII.14 : Vérifications des contraintes en travée pour la zone 1……..221
Tableau VII.15 : Vérifications des contraintes aux appuis pour la zone 2…….…….223
Tableau VII.16 : Vérifications des contraintes en travée pour la zone 2……..……223

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

page

Figure I.4.1 : plancher à corps creux……4

Figure I.4.2 : les escaliers……..4

Figure I.4.3 : Maçonnerie……..5

Figure I.5.1 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_cj ……...…8

Figure I.5.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU…….....10

Figure I.5.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS……...11

Figure I.8.1 : Diagramme contrainte-déformation des aciers àl'ELU……14

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Figure II.1 : Coupe d'un plancher à corps creux……19

Figure II.2 : Coupe des voiles en plan……21

Figure II.3 : Coupe du voile en élévation……22

Figure II.4 : coffrage des poteaux……...23

Figure II.5 : Coupe verticale d'un plancher terrasse inaccessible……...……23

Figure II.6 : Coupe verticale d'un plancher d'étage courant…….....24

Figure II.7 : Coupe verticale d'un mur extérieur……25

Figure II.8 : Coupe verticale d'un mur intérieur……25

Figure II.9 : Coupe verticale de l'acrotère……....…..26

Figure II.10 : Position du poteau le plus sollicité……27

Figure II.11 : Loi dégression des charges……29

Figure II.12 : Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau……....30

Chapitre III : Calcul des éléments

Figure III.1.1 : Coupe verticale d'un plancher à corps creux……..36

Figure III.1.2 : Treillis soudé……....37

Figure III.1.3 : caractéristique géométrique de la section en T……...39

Figure III.1.4 : Schéma statique de la poutrelle……...…...42

Figure III.1.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU……...…47

Figure III.1.6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU……..…….47
Figure III.1.7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS……..…….53
Figure III.1.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS……54
Figure III.1.9 : Plan de ferraillage du plancher……..……57
Figure III.2.1 : Acrotère……..……...58
Figure III.2.2 : Coupe verticale de l'acrotère……..……58
Figure III.2.3 : Coupe transversale de l'acrotère…….….. 59
Figure III.2.4 : Schéma statique……..…59
Figure III.2.5 : Schéma statique de calcul et diagramme des efforts…….….60
Figure III.2.6 : Schéma statique de calcul……...……61
Figure III.2.7 : Position du centre de pression……61
Figure III.2.8 : Appliquer à une barre un effort de traction F……..…..64
Figure III.2.9 : Schéma de ferraillage de l'acrotère…….…….. 67
Figure III.3.1 : Principaux termes relatifs à un escalier……..……68
Figure III.3.2 : Coupe verticale de la volée d'étage courant……..……....70
Figure III.3.3 : Schéma statique de l'escalier à deux volées (ELU) d'étage courant…….…71
Figure III.3.4 : Diagramme des efforts internes de l'escalier à l'ELU……...…73
Figure III.3.5 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS……..……..76
Figure III.3.6 : Diagramme des efforts internes de l'escalier à l'ELS……78
Figure III.3.7 : Schéma de ferraillage des escaliers……81
Figure III.4.1 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU……..……..83
Figure III.4.2 : Diagramme des efforts internes de la poutre palière à l'ELU……..……..83
Figure III.4.3 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS…….……86
Figure III.4.4 : Diagramme des efforts internes de la poutre palière à l'ELS…….……87
Figure III.4.5 : Schéma de ferraillage de la poutre palière…….….89
Figure III.5.1 : Coupe transversale de la poutre de chainage…….….90
Figure III.5.2 : Schéma statique de la poutre de chainage àl'ELU…….…91
Figure III.5.3 : Diagramme des efforts internes de la poutre de chainage à l'ELU……92
Figure III.5.4 : schéma statique de la poutre de chainage à l'ELS……..……95
Figure III.5.5 : Diagramme des efforts internes de la poutre de chainage à l'ELS……..…96
Figure III.5.6 : Schéma de ferraillage de la poutre de chainage……..……99
Figure III.6.1 : Schéma statique du balcon……100
Figure III.6.2 : schéma de ferraillage du balcon……105
Figure III.7.1 : Schéma statique du chargement des portes à faux……106

Figure III.7.2 : Diagramme des efforts internes des portes à faux à l'ELU……..……108
Figure III.7.3 : Schéma statique de calcul d'un porte à faux……..108
Figure III.7.4 : Diagramme des efforts internes du porte à faux à l'ELS……..……112
Figure III.7.5 : Schéma de ferraillage de porte à faux……...…113

Chapitre IV : Modélisation de la structure

Figure IV.1 : Schéma de la modélisation tridimensionnelle de la structure……..133

Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA

Figure V.1: Résultats de l'analyse dynamique……...……139
Figure V.2 : Excentricités théoriques à partir d'ETABS……...……140
Figure V.3: Les masses modales effectives et leurs périodes à partir d'ETABS…..……142
Figure V.4 : Vue en trois dimensions des trois modes de la structure……...…143
Figure V.5 : Affichage des résultats des efforts……144
Figure V.6 : Efforts verticaux repris par la structure……..……144
Figure V.7 : Charge horizontale reprise par la structure sens xx……...……145
Figure V.8 : Charge horizontale reprise par la structure sens yy……...…145
Figure V.9 : Effort tranchant tiré à partir d'ETABS……...…149
Figure V.10 : déplacement inter-étage tiré à partir d'ETABS……...……150
Figure V.11 : Déplacement maximal de la structure tiré à partir d'ETABS selon x…….152
Figure V.12 : Déplacement maximal de la structure tiré à partir d'ETABS selon y……..…153

Chapitre VI : Ferraillage des éléments

Figure VI.1 : Numérotation des poutres et des portiques……..157
Figure VI.2 : numérotation des voiles……...……158
Figure VI.1.1: Ferraillage Poteau (50x50)……..……...…...174
Figure VI.1.2: Ferraillage Poteau (45x45)……..……...…....174
Figure VI.1.3: Ferraillage Poteau (40x40)……...…….……174
Figure VI.1.4: Ferraillage Poteau (35x35)……...…175
Figure VI.2.1: section rectangulaire simplement armée……..……...…..178
Figure VI.2.2: section rectangulaire doublement armée……....178
Figure VI.2.3 : schéma de ferraillage des poutres principales aux appuis et en travées…....178
Figure VI.2.4 : schéma de ferraillage des poutres secondaires aux appuis et en travées…..187

Figure VI.3.1: Disposition des armatures verticales dans les voiles……..…..191
Figure VI.3.2 : Ferraillage des voiles transversales……...195
Figure VI.3.3 : ferraillage des voiles longitudinales……..……198

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Figure VII.1 : profondeur hors gel ……204
Figure VII.2 : semelle isolée sous poteau……..……205
Figure VII.3 : semelle filante……205
Figure VII.4 : répartition des efforts dans la semelle……207
Figure VII.5 : zone de calcul des semelles sous poteaux…….…….208
Figure VII.6 : Répartition trapézoïdale……209
Figure VII.7 : poutre isostatique de la zone 1……...……213
Figure VII.8 : Diagramme des moments fléchissant pour la zone1……..214
Figure VII.9 : Poutre isostatique pour la zone 2……..……..216
Figure VII.10 : Diagramme des moments fléchissant pour la zone 2……..…….……217
Figure VII.11 : Ferraillage de la longrine……..224

Symboles et Notations

1. Majuscules romaines

A : Aire d'une section d'acier.

A' : Section d'aciers comprimées.

A_{ser} : Section d'aciers pour l'ELS.

A_u : Section d'aciers pour l'ELU.

A_r : Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

B : Aire d'une section de béton.

D : Diamètre.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_b : Module de déformation longitudinal du béton.

E_j : Module d'élasticité instantanée.

E_a : Module de d'élasticité de l'acier.

F : Force ou action générale.

G : Action permanente.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal en service.

N_u : Effort normal de service.

V : Effort tranchant.

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

Q : Action ou charge variable.

S : Section.

B_r : Section réduite.

M_a : Moment sur appui.

M_t : Moment en travée.

1. Notations en minuscules romaines

a : Une dimension transversale.

b : Une dimension longitudinale.

b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section.

D : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

F : Flèche.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour.

f_{c28} et f_{t28} Resistance calculé à 28 jours.

h_0 : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section de béton armé.

i : Rayon de giration d'une section.

j : Nombre de jours.

k : Coefficient en général

Introduction

Notre projet de fin d'étude consiste à l'étude d'un bâtiment (RDC+5étages+2sous-sols) à usage d'habitation, service et commercial contreventé par voiles et des portiques en béton armé.
Pour cela nos calculs seront conformes aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) et les règles de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant les méthodes des états limites (BAEL91 modifié 99) afin d'assurer au mieux la stabilité de la structure ainsi la sécurité des usages.

L'ingénieur doit définir les qualités des matériaux, les dispositions constructives et les dimensions pour chaque élément de la construction pour limiter les déformations, contrôle les dommages, empêcher la rupture brutale et l'effondrement de la structure.

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée au séisme, l'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité de sol, forme de la structure, le type de contreventement à choisir…). Face au risque de tremblement de terre et à l'impossibilité de le prévoir, la seule solution valable et efficace reste la construction parasismique pour les bâtiments.

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de la terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique mais aussi par la rigidité de la structure.

Chapitre I

« Présentation de l'ouvrage »

INTRODUCTION

Le projet à étudier, comme tout projet de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usages pendants et après sa réalisation avec un coût optimal.

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage, en l'occurrence, la zone d'implantation, ses différentes caractéristiques géométriques et ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques, la réglementation utilisée ainsi que la caractéristique du sol.

I.1 Présentation de l'ouvrage

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier et calculer les différents éléments résistants d'un bâtiment (Rez de chaussée +5 étages +2 sous-sols) a usage d'habitation, commercial et service en ossature mixte (poteaux, poutres, voiles).

Ce bâtiment est implanté à LARBAA NATH IRATHEN, de la wilaya de TIZI- OUZOU. Cette région est classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 version2003) comme étant une zone de moyenne sismicité (ZONE IIa) et de groupe d'usage 2 (ouvrage d'importance moyenne).

La structure est composée :

- ✓ Deux sous-sols à usage service.
- ✓ Un rez-de chaussée (RDC) à usage commercial.
- ✓ 05 étages à usage d'habitation.
- ✓ Trois cages d'escaliers.

I.2 Réglementation utilisée et normes de conception

L'étude de bâtiment sera menée en utilisant les règlements en vigueur suivants :

- ➢ Règlement Parasismique Algériennes **« RPA 99/ Version 2003 »**
- ➢ Règles de conception et de calcules aux états limites des structures en béton armé **« B.A.E.L.91/modifiées.99 ».**
- ➢ Documents Technique Réglementaires **« D.T.R-B.C.2.2 »** : charges permanentes et charges d'exploitations.
- ➢ Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **« CBA93 ».**

I.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

- ❖ Longueur……28.2m
- ❖ Largeur……16.60m
- ❖ Hauteur de rez de –chaussée ……3.74m

- Hauteur de sous-sol ……..3.06m
- Hauteur d'étage courant ……...…….3.06m
- Hauteur totale ……...25.16m

I.4 Eléments constitutifs de l'ouvrage

La structure est composée des éléments ci-dessous :

I.4.1 La superstructure

- **L'ossature**

Le contreventement de l'ouvrage est assuré par deux types :

- Contreventement par portiques : ossature constituée de portiques (poutres et poteaux), capables de reprendre les sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.
- Contreventement par voiles : Composée d'éléments verticaux (voiles) en béton armé, disposés dans les deux sens ; ils assurent la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprennent les charges verticales et les transmettent aux fondations.

- **Les planchers**

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour rôle de séparer entre chaque deux niveaux successifs de bâtiment

. -Il est capable de supporter en outre de son poids propre les charges d'exploitation et de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).

-Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

a. <u>Planchers en corps creux</u>

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonnées sur place espacées de 65cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

Figure I.4.1: Plancher à corps creux

b. <u>planchers dalle pleine</u>

Pour certaines zones, on a opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières.

c. <u>Les escaliers</u>

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) en béton armé permettant d'accéder aux différents niveaux, ils sont construits en même temps que l'ossature d'étage et seront coulés sur place.

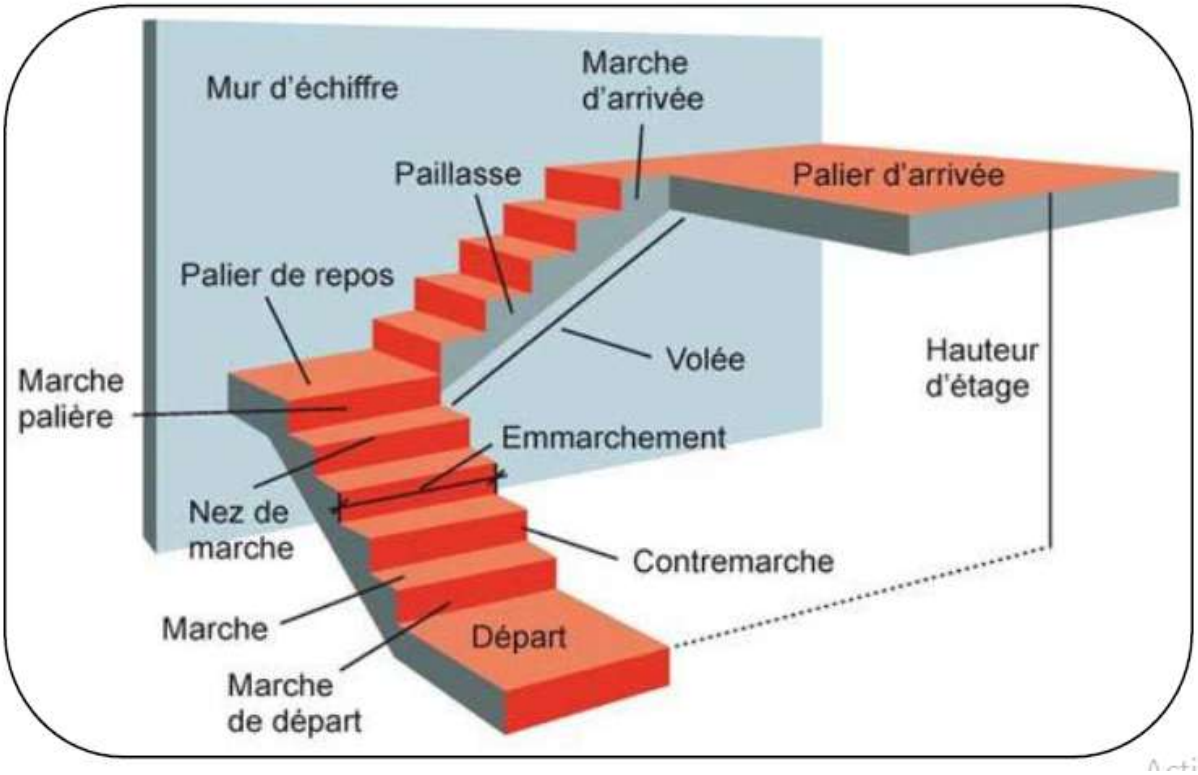


Figure I.4.2 : les escaliers

d. Acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé coulé sur place dans la hauteur de 60 cm, qui vient se greffer au périphérique de la terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

e. Le remplissage (maçonnerie)

La maçonnerie utilisée est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

a) Murs extérieurs

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double

Cloison en maçonnerie briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

b) Murs intérieurs

Cloison de séparation de 10 cm en maçonnerie briques creux.

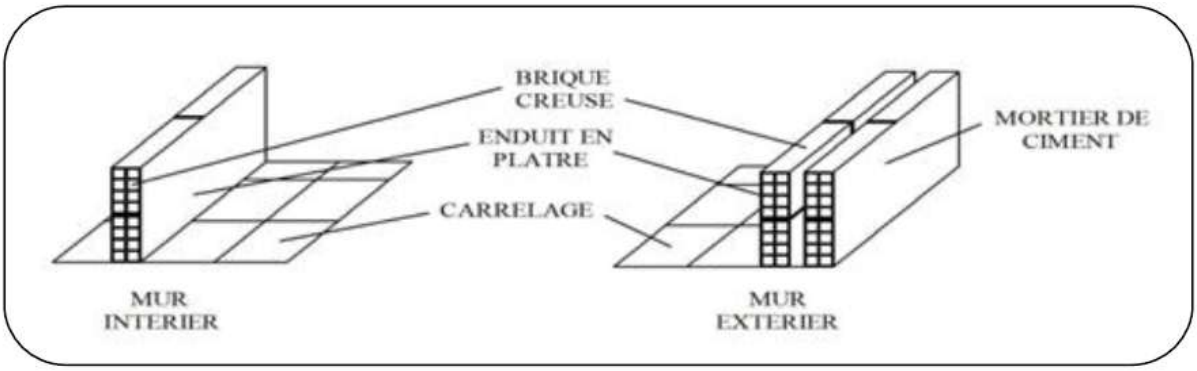


Figure I.4.3 : Maçonnerie

f. Revêtement

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

g. Les balcons

Plats forme entourée d'un garde corps ou une balustrade faisant saillie sur la façade d'un bâtiment et sur laquelle on peut accéder de l'intérieur par une ou plusieurs ouvertures.

h. Terrasses

La terrasse est une surface plane non accessible du bâtiment, servant à supporter son poids propre et les surcharges.

I.4.2 Infrastructure

A- Les fondations

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol, par sa liaison directe avec ce dernier.

Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage**.**

Elles ne peuvent être calculées qu'après avoir effectué la descente de charges.

Dans le cas le plus général, un élément de structure peut transmettre à sa fondation, supposée horizontale :

- ✓ Un effort normal (charge vertical centrée descendante).
- ✓ Une force horizontale (résultant de l'action sismique, qui peut être variable en grandeur et en direction).
- ✓ Un moment qui peut être exercé dans différents plans.

B- Caractéristiques géotechniques du sol

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par les règles parasismiques algériennes 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité **(zone IIa).**

• L'ouvrage appartient au groupe d'usage **2.**

• Le site est considéré comme ferme **(S2).**

• Contrainte admissible du sol $\boldsymbol{\sigma_{sol}}$ **= 3bars.**

I.4.3 Système de coffrage

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles dans le but de :

- ✓ Réalisation rapide des travaux.
- ✓ Rentabilité du chantier.

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

A- Béton

Le béton est un mélange composé de ciment, gravier, sable et d'eau, en proportions déterminées. Il peut être utilisé en grande masse, mais il est le plus souvent associé à l'acier donnant ce que l'on appelle « béton armée ». En général, le béton seul résiste mal à la traction

et se fissure dans les zones tendues par les sollicitations résultantes du poids propre et de l'application des charges d'exploitation. Ce dernier est formé par un mélange :

a) 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.

b) Granulats

Les granulats comprennent le sable et les graviers :

- Le sable est constitué 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 d'avantage de gros grains que de petits.
- Les graviers sont constitués par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à30 mm. Elles doivent être dures et propres et elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

c) Les adjuvants

Ce sont des produits chimiques qu'on introduit dans le béton frais en faible quantité (1 à 2.5% du poids du ciment) pour modifier ou améliorer sa propriété selon le besoin.

Exemple : les plastifiants les retardateurs ou accélérateurs.

d) Eau de gâchage

Elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé au monde et il est le meilleur matériau de construction à meilleur rapport qualité /prix

Le béton possède les qualités suivantes :

- Une très bonne résistance à la compression.
- Sa mise en œuvre est aisée et ne nécessite que l'utilisation d'une main-d'œuvre Rapidement formée.
- Il permet une adaptation facile aux formes les plus variées puisque, mis en place dans des moules ou coffrages, il épouse les volumes, aussi complexes soient-ils permettant ainsi les plus grandes audaces architecturales.
- Son prix de revient fait du béton le matériau irremplaçable dans le domaine de la construction.

La composition du béton sera déterminée en laboratoire, de façon à avoir une résistance caractéristique qui doit être conforme aux règles du BAEL.

1.5.1 Résistance mécanique

1) Résistance caractéristique à la compression

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de 200 cm² de section.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « **j** » jours inférieur à 28 jours.

On se réfère à la résistance **fcj** obtenue au jour considéré, elle est évaluée par la formule :

$$fcj = \frac{j}{a+bj} \times fc28$$

D'après le **(B.A.E.L.91, Art A.2.1.11, modifié 99)** on admet la résistance $\mathbf{f_{cj}}$ suivante :

Pour : j ≤ 28 jour

$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} fc_{28}$ pour des fc_{28} <40 MPa

$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} fc_{28}$ pour des fc_{28} > 40MPa

Pour : j > 28jours

$f_{cj} = 1.10\ fc_{28}$

→ Pour notre étude on prend $\mathbf{f_{c28}}$**= 25MPa**

2) Résistance caractéristique à la traction

Le béton est caractérisé par une très faible résistance à la traction, de l'ordre de 10% de la résistance à la compression ; elle peut être déterminée par plusieurs essais:

- Traction directe.
- Traction par flexion.

La résistance à la traction du béton à «j» jour est définie conventionnellement par la relation :

$$\mathbf{f_{tj} = 0,6 + 0,06\ f_{cj}}$$

Dans notre cas : $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25MPa** ⟶ $\mathbf{f_{tj}}$ **= 2.1MPa**

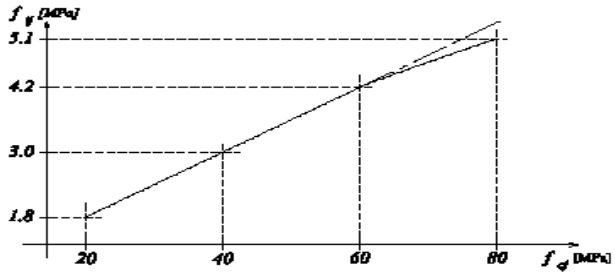


Figure I.5.1 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

1.5.2 Méthode de calcul

La connaissance du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays a permit une modification profonde des principes des méthodes de calcul et à conduit à la méthode de calcul aux états limites.

❖ **Définition des états limites**

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis **de la ruine totale ou partielle** d'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories

✓ **Etat limite ultime (ELU)**

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique rupture, flambement. C'est-à-dire :

- Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.
- Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitues béton ou acier exemple : non rupture par écrasement du béton
- Etat limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

✓ **Etat limite de service(ELS)**

Au-delà du quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformation excessives des éléments porteurs).

1.5.3 Déformation et contrainte de calcul

Ils correspondent aux conditions de sécurité et de comportement en service de la structure, on distinguera deux types :

▪ **état limite ultime de résistance**

C'est la limite au-delà de laquelle la structure perd sa stabilité :

- stabilité de forme (flambement)
- résistance mécanique (rupture) et donc la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$\mathbf{f_{bc} = 0{,}85 \times fc_{28} / \theta \times \gamma_b \ [MPa]}$$

γ_b: Coefficient de sécurité.

γ_b =1.5 en situation courante.

γ_b =1.15 en situation accidentelle.

θ : Coefficient qui est fonction de la durée d'application des actions:

- **θ** = 1 si la durée d'application est supérieure à 24 heures.
- **θ** = 0.9 si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.
- **θ** = 0.85 si la durée d'application est inférieure à 1 heure.

Pour : γ_b =1.5 et **θ** =1, on aura f_{bc} = 14.2 MPa.

Pour : γ_b =1.15 et **θ** =0.85, on aura f_{bc} = 21.74 MPa.

Dans les calculs relatifs à l'état limite de résistance, on utilise pour le béton, un diagramme conventionnel dit « parabole-rectangle »comme le montre la figure suivante :

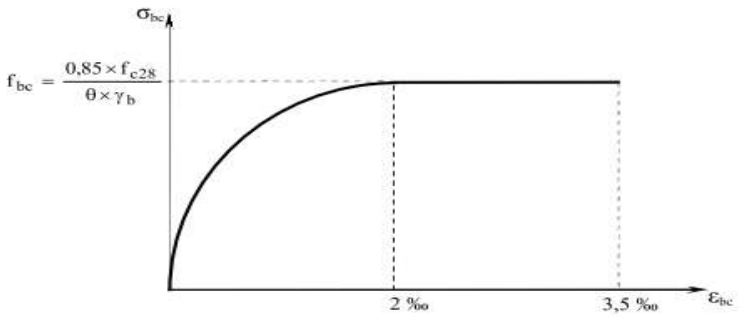


Figure I.5.2: Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.

σ_{bc} : contrainte du béton**.**

ε : raccourcissement relatif du béton.

Le diagramme est composé :

• D'un tronc de courbe parabolique dont la déformation relative est limitée à 2‰ (état élastique)

• D'une partie rectiligne dont la déformation relative est limitée à 3.5‰ (état plastique)

Pour :

0 ‰ < ε_{bc} <2 ‰ → compression pure.

‰ 2< ε_{bc} <3.5 ‰ → compression avec flexion.

- **état limite de compression du béton**

Cette limite vise à empêcher l'ouverture de fissures parallèles à la fibre neutre. Les vérifications à effectuer portent sur :

- un état limite de compression du béton (A.4.5.2) limitée à $0.6f_{cj}$.
- un état limite d'ouverture des fissures (A.4.5.3), dépond des forme et dimensions de chaque élément, ainsi que les dispositions des armatures.

Concernant l'état limite de compression du béton on aura : $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$

A 28 jours :

σ_{bc} = 0.6x 25=15 MPA avec : f_{c28} = 25 MPa

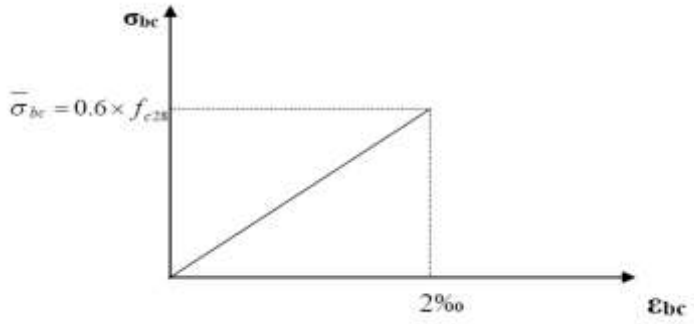


Figure I.5.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS

- **Contrainte limite de cisaillement(Art. A.5.1, BAEL.91)**

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

$\tau_u = \frac{V_u}{db_0}$ Avec :

- b_0 : la largeur de l'âme
- d : la hauteur utile de la poutre
- V_u : la valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU cette contrainte doit respecte les conditions limites suivants : (Art.A.5.1.2 BAEL91)

✓ **Cas de fissuration non préjudiciable**

$$\tau_u \leq \min\left\{\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}\ ; 5\text{MPa}\right\}$$

✓ **Cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable**

$$\tau_u \leq \min\left\{\frac{0.15\, f_{cj}}{\gamma_b}\ ; 4\text{MPa}\right\}$$

I.5.4 Module d'élasticité

On définie le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée par celle-ci. Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de modules de déformations :

- **Module de déformation longitudinal**

Ce module est connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinal », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application

a- Module d'élasticité instantané du béton : (Art A.2.1.21 BAEL 91 version 99)

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module d'élasticité égale à :

E_{ij} = 1100$\sqrt[3]{f_{cj}}$ MPa ⟶ E_{i28} = 3216.42MPa

b- Module d'élasticité différé du béton (Art A.2.1.22 BAEL91 version99)

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de << j >> jours le module de déformation longitudinal différée du béton $\mathbf{E_{vj}}$ est donné par la formule suivante :

E_{vj} = 3700$\sqrt[3]{f_{cj}}$ MPa ⟶ E_{v28} = 10819MPa

Remarque

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

- **Module de déformation transversal (Art2.1, 3BAEL 91 version 99)**

Le module de déformation transversal G est donné par la formule suivante :

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

Avec : E : module de Young.

ν : coefficient de poisson.

I.5.5 Coefficient de poisson

Coefficient de poisson donné par l'article (A.2.13 du BAEL 91) est défini par le rapport entre la déformation relative transversale **(Δd/d),** et la déformation relative longitudinale **(Δl/l)** et est égal à :

$$\boldsymbol{\nu} = \frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}} = \frac{\mathbf{\Delta d/d}}{\mathbf{\Delta l/l}}$$

Il est pris égal à :

$\boldsymbol{\nu}$ **= 0** pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré (à l'ELU).

$\boldsymbol{\nu}$ **= 0.2** pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré (à l'ELS).

I.5.6 Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites

- **Etat limite ultime**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'actions suivante :

1,35G + 1,5 Q

Où :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

- **Combinaisons Accidentelles**

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus aux séismes, les règles parasismiques Algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :

Pour les poutres : **0,8G±E**

G+Q±E

Pour les poteaux : **G+Q±1,2E** Avec :

E : effort sismique horizontal.

➢ **Etat limite de service**

La seule combinaison à considérer est : **G+Q**

❖ **Les aciers**

L'acier est un matériau qui présent une très bonne résistance à la traction et à la compression. Il est associé au béton pour équilibrer les efforts de traction auxquelles le béton ne résiste pas. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser **02** types d'aciers dont les principales caractéristiques sont :

- Les aciers à haute adhérence (**FeE400** et **FeE500**) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de **400 MPa** et de **500 MPa.**
- Treillis soudé de type **520(Φ<6).**

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique **Fe**.

Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité [Fe] en MPa	Resistance àla rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement
Acier en Barre	Haute adhérence FeE400	RL	400	480	14%	1.6	1.5
Acier en Treillis	Treillis soudé (ST) TL 520(Ø <6)	TS	520	550	8%	1.3	1

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers utilisés.

I.5.7 Module d'élasticité longitudinale :(Art A.2.2.1/ BAEL91, CBA 93)

Comme le béton, à l'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique. On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité. On adopte une valeur du module de Young forfaitaire Il est noté (E_S), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$E_S = 2.10^5$ MPa.

I.5.8 Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte-déformation de la figure I-3. [A.4.3, 2 /BAEL91 modifiées 99], où la valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie $\mathbf{f_{su}}$ est définie par : $\boldsymbol{fsu = \frac{fe}{\gamma s}}$

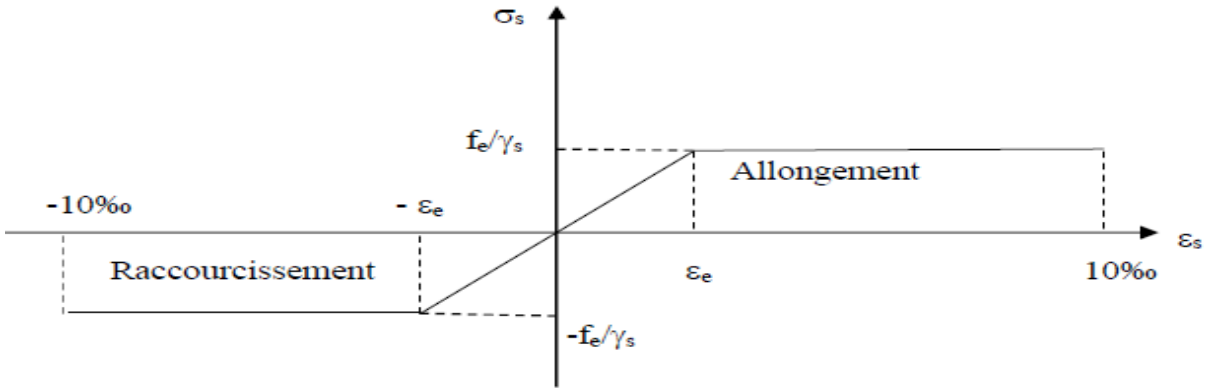


Figure I.8.1 : Diagramme contraintes-déformation des aciers à l'ELU.

I.5.9 Contrainte limite ultime des aciers

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par la formule suivante :

$\boldsymbol{\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma s}}$ Avec :

- σ_{st} : contrainte admissible d'élasticité de l'acier
- fe : limite d'élasticité garantie
- γ_s : coefficient de sécurité

$\boldsymbol{\gamma s}$ =1,15 pour les situations durables.

$\boldsymbol{\gamma s}$ = 1 pour les situations accidentelles

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentele
Fe = 400MPa	$\bar{\sigma}_{st}$ = 348MPa	$\bar{\sigma}_{st}$ = 400MPa
Fe = 520MPa	$\bar{\sigma}_{st}$ = 452MPa	$\bar{\sigma}_{st}$ = 500MPa

Tableau I.2 : Limite d'élasticité des aciers utilisés

I.5.10 La contrainte maximale des armatures tendues à l'ELS

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91. On distingue trois cas de fissurations.

- ✓ **Fissuration peu nuisible (BAEL91, CBA 93/Art. A. 4.5.32)**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

- ✓ **Fissuration préjudiciable (BAEL91, CBA 93/Art. A. 4.5.33)**

C'est le cas des éléments soumis à des condensations et exposés aux intempéries, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \quad \text{(MPa)}$$

Avec :

- **fe** : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés (MPa)
- f_{t28} : résistance caractéristique à la traction du béton (MPa).
- η : coefficient de fissuration.
- η**=1** pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.
- η**= 1,3** pour les aciers de haute adhérence (ϕ < 6mm).
- η**= 1,6** pour les aciers de moyenne adhérence ($\phi \geq$ 6mm).

La valeur de σ_{St} obtenue pour f_{t28}**=2.1MPa** et η**=1,6** est : σ_{St}**=201.63MPa.**

- ✓ **Fissuration très préjudiciable (BAEL91, CBA 93 / Art 4.5.34)**

Lorsque les éléments en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité. Il faut vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min\left(0{,}5\ fe, 90\sqrt{\eta = 1.6\ \eta\ f_{t28}}\right) \text{(MPa)}$$

La valeur de σ_{St} obtenue pour f_{t28}**=2.1MPa** et est : σ_{St} **=165 MPa.**

I.5.11 Protection des armatures (Art A 7.1 BAEL 91)

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

- ➢ **C ≥5 cm** : Pour les éléments exposés à l'eau de mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- ➢ **C ≥ 3 cm** : Pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore,

égard à la destination des ouvrages au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).

- **C≥ 1 cm** : Pour les parois situées dans des locaux couverts et clos et non exposés aux.

Conclusion

Après avoir fait une description de notre structure et avoir présenté les matériaux importants qui vont constituer notre structure, on passe directement au pré-dimensionnement des éléments.

Chapitre II

« Pré-dimensionnement des éléments »

Introduction

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

- **Sollicitations verticales :** Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.
- **Sollicitations horizontales :** Elles sont généralement d'origine sismique et sont reprises par les éléments de contreventement constitué par les portiques et les voiles .Le pré-dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles **(B.A.E.L 91modifié 99) et (R.P.A 99version 2003**).

II.1 Les planchers

Les planchers sont des éléments plans horizontaux de la structure limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils assurent deux fonctions essentielles.

- **Une fonction de résistance mécanique** : qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.
- **Une fonction d'isolation acoustique et thermique et d'étanchéité** : qui peut être assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes et des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits

- **Plancher à corps creux**

Il s'agit de plancher, constitués de corps creux posés sur des poutrelles préfabriqués servant de coffrage perdu d'une part, et d'isolant acoustique et thermique d'autre part, le tout complété par une dalle de compression de 4 à 6cm d'épaisseur réalisée en béton coulée sur place, armée par un treillis soudé de nuance(FE520)dont les mailles ne dépassants pas :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles
- 30 cm pour les armatures parallèle aux poutrelles.

Son rôle principal est de transmettre les charges aux différents éléments porteurs de la structure et d'assurer la protection et le confort aux occupants.

Pour remplir ses taches, le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son Poids propres et les surcharge d'exploitations ; pour cela sa hauteur est donné par les formules suivantes : **(Art B 64.24/BAEL91 modifié 99)**

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow ht \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

ht : épaisseur de la dalle.

L : portée libre maximale entre nus des appuis dans le sens des poutrelles.

Pour le cas de notre structure la longueur entre axes des poteaux vaut 420cm. On réduit alors de la section des poteaux pour retrouver la longueur entre nus d'appuis.

Pour les poteaux on prend pour un premier temps une section minimale de (25x25) cm^2.

Dans notre cas : L = 420-25 = 395cm

$$ht \geq \frac{395}{22,5} = 17,56$$

On prend: **ht = 20cm.**

Conclusion

On optera pour un plancher une épaisseur de h_t = (16+4) cm, soit

16cm : épaisseur du corps creux

4cm : épaisseur de dalle de compression

Il sera valable pour tous les planchers.

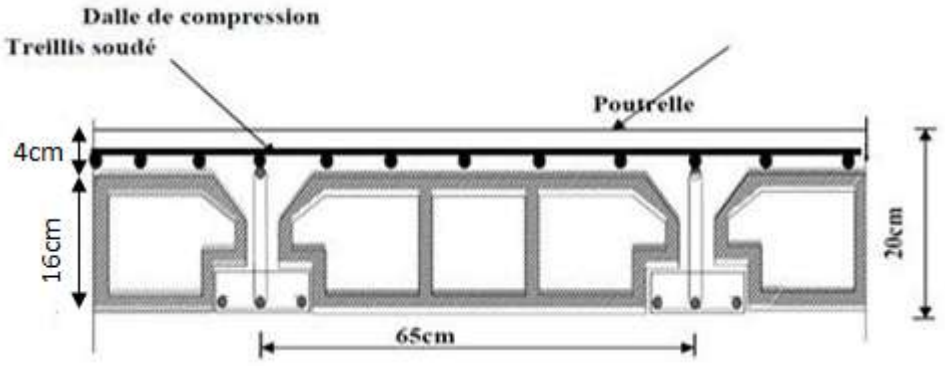


Figure II.1 : Coupe d'un plancher à corps creux

II.2 Les poutres

Les poutres représentent des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments d'appui verticaux (poteaux et voiles en béton armé).

Toutes les poutres assurent le chainage et la portance à des degrés variables.

Les poutres en construction doivent avoir des sections régulières, celles-ci peuvent être rectangulaires ou carrées.

Selon les règles **«B.A.E.L.91_modifiées.99»,** les poutres seront pré-dimensionnées suivant la condition de la flèche (Critère de rigidité). De plus, celles-ci seront vérifiées suivant le règlement**« RPA 99 / Version 2003 »**.

Les dimensions transversales d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

• ht : hauteur comprise entre $\frac{Lmax}{15} \leq ht \leq \frac{Lmax}{10}$ **(Art A.4.14 BAEL 91)**

• b : largeur comprise entre $0{,}4ht \leq b \leq 0{,}7ht$

• L_{max} : portée libre entre nus d'appuis.

Les dimensions doivent respecter les conditions de **RPA 99 version 2003** (Art 7.5.1).

Largeur $b \geq 20$ cm.

Hauteur $h \geq 30$ cm.

Le rapport $\frac{h}{b} \geq 4$

Largeur maximale : $b_{max} \leq 1.5h + b_1$ Tel que : b_1 : est la largeur du poteau.

- ✓ **Poutres secondaire (sens longitudinale)**

La hauteur : On a : $L_{max} = 400 - 25 = 375$ cm.

$375/15 \leq h_t \leq 375/10 \Rightarrow 25 \text{ cm} \leq h_t \leq 37.5 \text{ cm}$

On prend **: ht = 35 cm.**

Par conséquent la largeur b sera **:** $0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$

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

- ✓ **Poutres principales (sens transversale)**

La hauteur : On a : $L_{max} = 420 - 25 = 395$cm.

$395/15 \leq ht \leq 395/10 \Rightarrow 26.33 \text{ cm} \leq ht \leq 39.5 \text{ cm}$

On prend**:** $\mathbf{h_t = 40}$ **cm.**

La largeur b sera donc **:** $0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$

On prend : b = 30 cm.

- **Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99)**

Condition	Poutres Principales	Poutres Secondaires	Vérifications
h ≥ 30cm	40cm	35cm	Vérifiée
b ≥ 20cm	30cm	30cm	Vérifiée
h/b ≤ 4	1,33	1,17	vérifiée

Tableau II.1 : Vérification des dimensions des poutres conformément à l'article 7.5.1 du RPA99 (modifié 2003)

Conclusion

Les conditions sont vérifiées, alors les sections (b x h) adoptées pour les poutres sont comme suit :

• Poutres principales **: (30 x 40) cm^2.**

• Poutres secondaires : **(30 x35) cm^2.**

II.3 Les voiles

- **Pré dimensionnement des voiles (Art 7.7.1 de RPA 99)**

Les voiles sont des éléments en béton armé (préfabriqué) ou coulés sur place et ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des charges verticales.

D'après le **RPA 99 /Version2003 article7.7.1**« les éléments satisfaisants la condition (**L ≥ 4ep**) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec **:**

ep : épaisseur des voiles.

L : portée minimale des voiles.

L'article 7.7.1 RPA99/ Version2003 « l'épaisseur minimale est de 15 cm ».

De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **h$_e$** et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$e \geq \frac{h_e}{20}$$

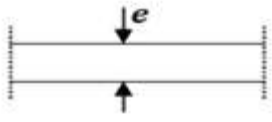


Figure II.2 : Coupe des voiles en plan.

Avec : $h_e = h - e = 374 - 20 = 354$

$e > \frac{h_e}{20} = \frac{354}{20} = 17.7$ cm

On adoptera dans notre cas une épaisseur de 20cm pour tous les voiles.

- **Vérification selon les conditions du RPA**

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur(L) doit être au moins égale à quatre(4) fois son épaisseur. **(ART 7.7.1)RPA99 VERSION 2003.**

$L_{min} \geq 4xe \rightarrow L_{min} \geq 4(0.20)$ → **condition vérifiée.**

- L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.→ **Condition vérifiée.**
- L'ouvrage est implanté à Tizi Ouzou zone de moyenne sismicité (IIa).

$e = 20$ cm $\geq e_{min} = 15$ cm

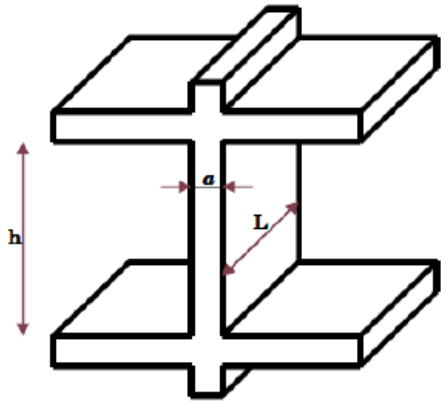


Figure II.3 : coupe du voile en élévation.

II.4 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé dons la forme est généralement carrée; rectangulaire ou circulaire .Ils travails en flexion composé, et constituent les points d'appuis pour les poutres. Le pré dimensionnement se fait à la compression simple selon **l'article (b8.4.1) de CBA93**, tous en vérifiant les exigences du RPA. Pour un poteau rectangulaire de la **zone IIa,** on a :

- **min(b1, h1) ≥ 25 cm**
- **min (b1, h1) ≥ he / 20**
- **1/4 ≤b1 /h1≤4**

Les poteaux sont pré dimensionnés à l état limite de service en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal $N_s$tel que :

Ns= G+Q

Avec :

Ns : effort normal repris par le poteau.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

L'effort normal **« Ns »** sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité donnée par les règles du **BAEL 91.**

La section **S** est donnée par la formule suivante **: S =** $\frac{Ns}{\sigma bc}$

Avec :

σbc : Contrainte admissible du béton à la compression simple donnée par :

σbc = 0.6 fc28 = 15 MPa.

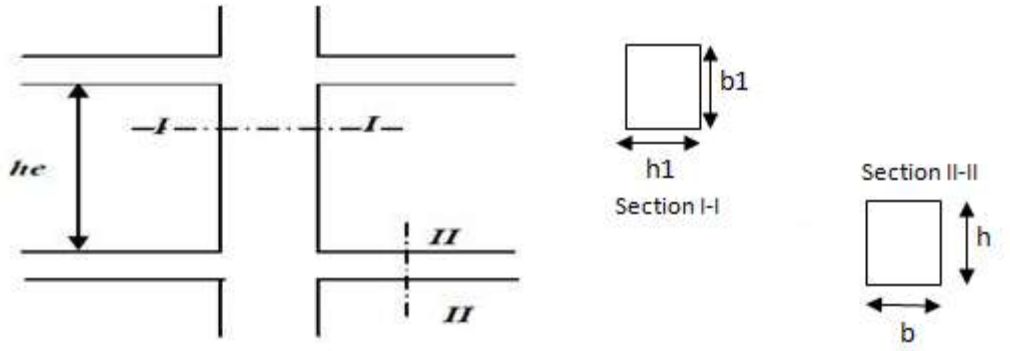


Figure II.4 : Coffrage des poteaux.

II.4.1. Détermination des charges et surcharges

Il s'agit de déterminer la nature et l'intensité des différentes charges ou actions qui agissent sur la structure est en particulier sur l'un de ses éléments (plancher) tenant compte du document technique réglementaire en l'occurrence le **DTR BC.2.2** charges permanentes et charges d'exploitation.

II.4.1.1. Charges permanentes « G»

1) Plancher terrasse inaccessible

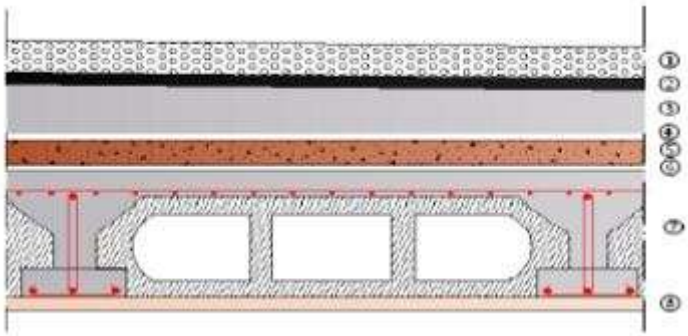


Figure II.5 : Coupe verticale d'un plancher terrasse inaccessible.

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Couche de gravillon (Protection lourde)	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
4	Feuille de polyane (par vapeur)	/	1	0.01
5	Béton en forme de pente	0.07	22	1.54
6	Plancher en corps creux	0.2	/	2.80
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente total Gt =5.68 KN/m^2				

Tableau II.2 : Charges permanentes (G) revenant au plancher terrasse

2) Plancher étage courant

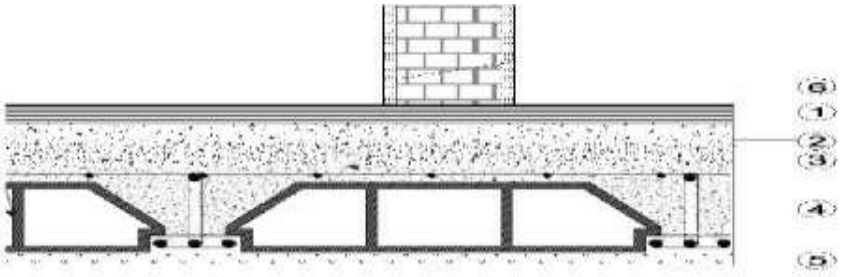


Figure II.6 : coupe verticale d'un plancher d'étage courant.

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Revêtement de carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.20	/	2.80
5	Cloisons intérieur	0.10	/	1
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale Gt = 5.16 KN/m^2				

Tableau II.3 : Charges permanentes (G) revenant au plancher étage courant.

3) Maçonnerie

- **Murs extérieurs**

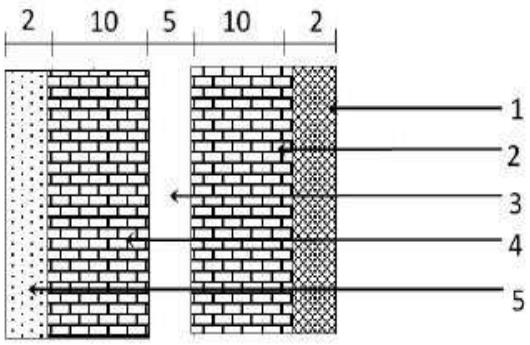


Figure II.7 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (m)	Poids volumique (KN / m^3)	Poids surfacique (KN / m^2)
1	Enduit ciment	0.02	18	0.36
2	Maçonnerie	0.1	9	0.9
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Maçonnerie	0.1	9	0.9
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale Gt= 2.36KN/m^2				

Tableau II.4 : Charges permanentes (G) revenant aux murs extérieurs.

- **Murs intérieurs**

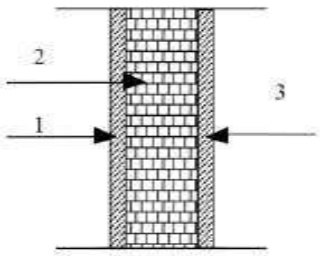


Figure II.8 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
2	Maçonnerie	0.10	9	0.9
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente Gt = 1.30 KN/m^2				

Tableau II.5 : Charges permanentes (G) revenant aux murs intérieurs.

4) L'acrotère

Calcul de son poids propre

Avec : ρ=25 KN/m^3 (masse volumique du béton)

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = \rho_b \times S$$

$$G = 25\ (0.60 \times 0.10) + (0.10 \times 0.10) - (0\ .03 \times \frac{0.10}{2})$$

$$= 1.7125 KN/ml.$$

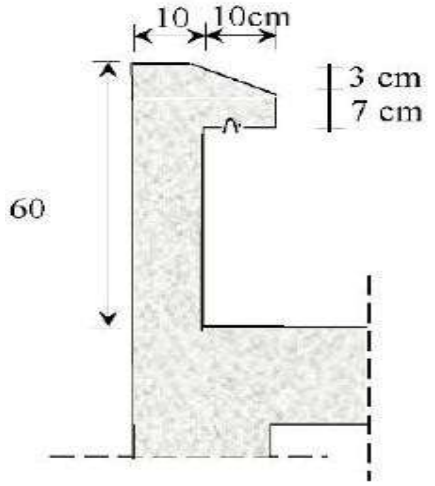


Figure II.9 : Coupe verticale de l'acrotère.

II.4.1.2. Surcharges d'exploitation «Q»

Elément	Surcharge Q (KN/m^2)
Acrotère	1
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant à usage d'habitation	1.5
Plancher étage de service	2.5
Plancher RDC à usage commercial	3.5
Balcon en dalle pleine	3.5
Escalier	2.5

Tableau II.6 : Surcharge d'exploitation des différents éléments secondaires.

II.4.2. Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité

- **Surface d'influence**

a) Section nette

S = S1+S2+S3+S4

Avec:

S1 = 1.75 x 1.5 = 2.625 m^2

S2 = 2 x 1.5 = 3 m^2

S3 = 1.75 x 1.5 = 2.625 m^2

S4 = 2 x 1.5 = 3 m^2

On prend: S_{nette} = 11.25 m^2

b) Section brute

S = 4 x 3.25 =13 m^2

S_{brute}= 13 m²

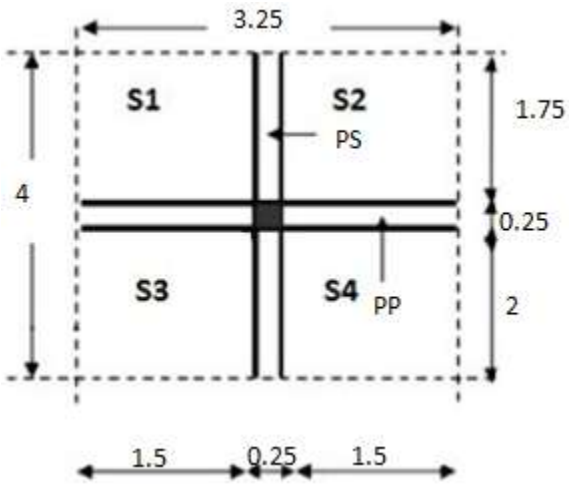


Figure II.10 : Position du poteau le plus sollicité.

- **Poids propre des éléments**

La descente de charges est obtenue en déterminant les charges dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelées surfaces d'influence.

Avec : ρ = 25KN/ml

✓ **Poids du plancher** P = G x S

- **Plancher terrasse**

P = G x S = 5.68 x 11.25 = 63.9 KN

- **Plancher étage courant**

P = G x S = 5.16 x 11.25 = 58.05KN

✓ **Poids des poutres**

- **Poutres principales**

$G_{PP} = S_{PP} \times \rho_b$

G_{PP} = [0.3 x 0.4x (1.5 + 1.5)] x 25 = 9 KN

- **Poutres secondaires**

$G_{PS} = S_{PS} \times \rho_b$

G_{PS} = [0.3 x 0.35x (1.75+2)] x 25 = 9.84 KN

D'où le poids total : Ptot = 18.84 KN

✓ **Poids des poteaux**

- **Poteaux de RDC (commerce)**

Prdc = 0.25 x 0.25 x 3.74 x 25= 5.84 KN

- **Poteaux étage de service**

Pe.s = 0.25 x 0.25 x 3.06 x 25 = 4.78 KN

- **Poteaux étages courant**

Pc = 0.25 x 0.25 x 3.06 x 25 = 4.78 KN

Surcharge d'exploitations

- Plancher terrasse : Q0 = 1 x 13 = 13 KN
- Plancher d'étage courant Qétage = 1.50x13=19.5 KN
- Plancher Sous-sol Qsous-sol = 2.5x13=32.5KN
- Plancher RDC QRDC = 3.5x13=45.5 KN

II.4.3. Loi de dégression de charge en fonction de nombre d'étage

➢ **Définition de la descente de charge**

Notre ouvrage est composé de 8 étages ($n \geq 5$), Les règles de BAEL 91 ainsi que le document technique réglementaire **DTR BC 2-2** nous proposent des lois de dégression des surcharges pour les bâtiments à usage d'habitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité des surcharges d'exploitation sur tous les planchers :

(DTR BC 2-2/6-1).

$\Sigma 0 = Q0$

$\Sigma 1 = Q0 + Q1$

$\Sigma 2 = Q0 + 0.95\ (Q1+Q2)$

$\Sigma 3 = Q0 + 090\ (Q1+Q2+Q3)$

$\Sigma 4 = Q0 + 0.85\ (Q1+Q2+Q3+Q4)$

$\Sigma n = Q0 + [(3+n)/2n]\ (Q1+Q2+\ldots. +Qn)$ pour $n \geq 5$.

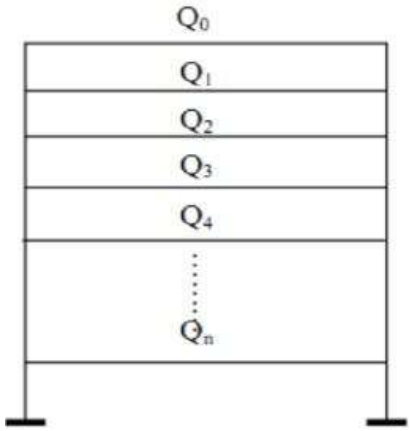


Figure. II.11 : Loi de dégression des charges

- Q0 : surcharge d'exploitation de la terrasse.
- Qi : surcharge d'exploitation de l'étage i.
- n : nombre de l'étage du haut vers le bas
- Qn : surcharge d'exploitation à l'étage n en tenant compte de la dégression des surcharges.

❖ **Les surcharges cumulées Qn**

Niveaux	**Opération**	**Résultats (KN)**
Terrasse	Q0=1 x 13	**13**
Niveau 4	Q0+ Q1=13 + 19.5	**32.5**
Niveau 3	Q0+0.95 (Q1+Q2)= 13+0,95(19.5+19.5)	**50.05**
Niveau 2	Q0+0.90 (Q1+Q2+Q3) = 13+ 0,90(3x19.5)	**65.65**
Niveau 1	Q0+0.85 (Q1+Q2+Q3+Q4)= 13+ 0,85(4x19.5)	**79.3**
RDC	Q0+0.80 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)= 13+0,80(4x19.5+45.5)	**111.8**
SS2	Q0+0.75 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)= 13+0,75(78 +45.5+32.5)	**130**
SS1	Q0+0.71 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7)= 13+0,70 (78 + 45.5+65)	**144.95**

Tableau II.7 : Dégression des charges d'exploitation.

II.4.4 Descente de charges

Niv	Charges permanentes G (kN)					Surcharges (kN)		Effort normaux N=Gc +Qc (kN)	Section (cm²)	
	Plancher	Poutre	poteau	Gtot	Gcum	Q	Qcum		S≥ N/0.6fc28	adopté
Terrasse	63.9	18.84	4.78	87.52	87.52	13	13	100.52	67.01	30x30
Niv 4	58.05	18.84	4.78	81.67	169.19	19.5	32.5	201.69	134.46	30x30
Niv 3	58.05	18.84	4.78	81.67	250.86	19.5	50.05	300.91	200.60	35x35
Niv 2	58.05	18.84	4.78	81.67	332.53	19.5	65.65	393.18	265.45	35x35
Niv 1	58.05	18.84	4.78	81.67	414.20	19.5	79.3	493.5	329	35x35
RDC	58.05	18.84	5.84	82.73	496.93	45.5	111.8	608.73	405.82	40x40
SS2	58.05	18.84	4.78	81.67	578.60	32.5	130	708.6	472.40	40x40
SS1	58.05	18.84	4.78	81.67	660.27	32.5	144.95	805.22	536.80	40x40

Tableau II.8 : Résumé des sections obtenues par la descente de charges.

NB

Les sections obtenues par la descente de charge sont très petites, donc on va les Pré-dimensionné à respecter les règles du RPA.la section minimale du RPA est de (30x30) cm² pour les trois derniers planchers, puis on augmente la section de 5cm pour chaque trois planchers.

II.4.5. Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant

Les sections données par le calcul de la descente de charges sont faibles car le RPA exige pour la zone IIa une section minimale de 25x25 cm²

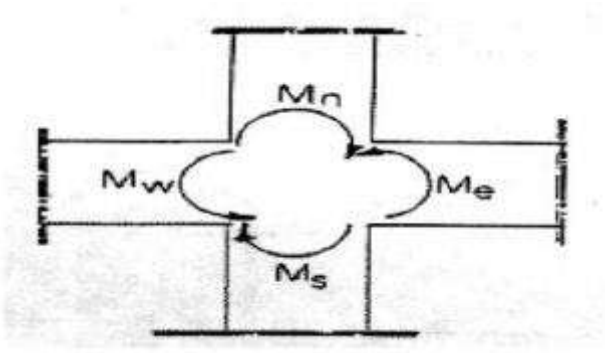


Figure II.12 : Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau

✓ **L'article 7.6.2 du RPA 99/2003** relatif à la rotule plastique

utilise les moments résistants des poutres à des poteaux arrivant aux nœuds.

$|M_n| + |M_s| \geq 1{,}25\ (|M_w|+|M_e|)$

$|M'_n|+|M'_s| \geq 1{,}25\ (|M'_w|+|M'_e|)$

Tel que :

M_n et M_s : sont les moments fléchissant résistants dans les poteaux.

M_e et M_w : sont les moments fléchissant dans les poutres.

On utilise cette relation en sachant que les moments résultants ne sont pas encore connus car en effet, les moments résultants sont calculés pour une section de béton armé, or à ce niveau de calcul, on ne connaît pas encore l'acier nécessaire alors on fait abstraction des aciers pour le béton et on fait une analogie entre le moment et l'inertie, autrement dit on a :

$$S = \frac{M}{I} V \rightarrow M \frac{\sigma I}{V}$$

On remplace :

$$\frac{\sigma \text{ x Is poteau}}{v} + \frac{\sigma \text{ x In poteau}}{v} \geq 1{,}25 \left(\frac{\sigma \text{ x Ie poutre}}{v} + \frac{\sigma \text{ x Iw poutre}}{v}\right)$$

s x Is Poteau + s x In Poteau ≥ 1, 25 (sx Ie poute + sx Iwpoutre)

2Ipoteau ≥ 1,25 (2Ipoutre) Ipoteau ≥ 1,25 Ipoutre

On a la section de la poutre principale qui est de 30x40 cm^2.

Ipoutre = $\frac{0.3x0.4^3}{12}$=1,6.10^{-3} m^4.

Pour les poteaux qui sont de section carré:

Ipoteau=$\frac{a^4}{12} \geq 1{,}25\ (1{,}6.10^{-3}) = 2.\ 10^{-3} \quad \rightarrow \quad a \geq \sqrt[4]{12.2.10^{-3}}$

$a \geq 0.39m$

On prend : **a = 40cm**

On adopte pour les poteaux les sections suivantes :

Etages	Section en cm^2
1^{er}SS ,2^{eme}SS , RDC	40 x 40
Niveau : 1, 2 ,3	35 x 35
Niveau : 4,terrasse	30x 30

Tableau II.9: Les sections des poteaux adoptées.

II.4.6. Vérifications des sections des poteaux (ART.7.4/RPA99ver2003)

1. Poteaux 40x40 (RDC)

- Min (40; 40) ≥ 30cm …….. vérifié.
- Min (45; 45) ≥ he/20 =18.7 cm …… vérifié. Avec (he=3,74 m)
- 1/4 ≤ b/h ≤ 4 avec b/h = 1 …… vérifié.

2. Poteaux 40x40 (Sous-sol : 1 et 2)

- Min (40 ; 40) ≥ 30cm …….. vérifié.
- Min (40 ; 40) ≥ he/20 =15.3 cm …… vérifié. Avec (he= 3.06m)
- 1/4 ≤ b/h ≤ 4 avec b/h = 1 …… vérifié.

3. Poteaux 35x35 (NIV : 1, 2,3)

- Min (35 ; 35) ≥ 30cm …….. vérifié.
- Min (35 ; 35) ≥ he/20 =15.3 cm …… vérifié. Avec (he= 3.06 m)
- 1/4 ≤ b/h ≤ 4 avec b/h = 1 …… vérifié.

4. Poteaux 30x30 (NIV : 4, terrasse)

- Min (30 ; 30) ≥ 30cm …….. vérifié.
- Min (30 ; 30) ≥ he/20 =15.3 cm …… vérifié. Avec (he= 3.06 m)
- 1/4 ≤ b/h ≤ 4 avec b/h = 1 …… vérifié.

Conclusion

Les conditions de RPA sont vérifiées, toutes les sections sont admissibles.

II.4.7. Vérifications au flambement

Les structures élancées doivent être vérifiées en tenant compte de l'amplification des déformations dues à l'effort normal dans les pièces comprimées.

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i} < 50 \text{.....(1)}$$

Avec :

λ : élancement du poteau,

$\mathbf{l_f}$: longueur de flambement tel que : ($\mathbf{l_f = 0{,}7\ l_0}$)**……(2)**

$\mathbf{l_0}$: hauteur libre du poteau

$\mathbf{i} = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{A}{\sqrt{12}}$ rayon de giration **……..(3)**

$\mathbf{I} = \frac{hb^3}{12}$ Moment d'inertie du poteau **……(4)**

A : section du poteau (**A=b*h)……(5)**

En remplacent (2), (3), (4), (5) dans (1) et on aboutira a :

$$\lambda = 0.7 l_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

La longueur de flambement l_f est évaluée en fonction de la longueur libre $\mathbf{l_0}$ des pièces et deleurs liaisons effectives. Le BAEL91 nous suggère d'adopter $\mathbf{l_f = 0,7\ l_0}$ lorsque le poteau est encastré à ses extrémités,

- soit encastré dans un massif de fondation,
- soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que le poteau dans le sens considéré, et le traversant de part en part ; ce qui est notre cas.

Niveau	L_0 (m)	L_f (m)	B (cm^2)	$\lambda = 0.7 l_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$	Observation
Terrasse, 5,4	3.06	2.147	(30x30)	24.79	Pas de risque de flambement
3 ,2 ,1	3.06	2.147	(35x35)	21.25	Pas de risque de flambement
RDC	3.74	2.618	(40x40)	22.67	Pas de risque de flambement
SS1, SS2	3.06	2.147	(40x40)	18.59	Pas de risque de flambement

Toutes II.10 : Les valeurs de λ.

Conclusion

On a pré-dimensionné tout les éléments structuraux de notre ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer. Après l'étude dynamique les différentes règles, lois et document technique nous ont permis de trouvé les résultats suivantes :

Éléments	Les dimensions	
Plancher	(16+4) cm	
Voile	e=20 cm	
Poutre principale	(30x40) cm^2	
Poutre secondaire	(30x35) cm^2	
Poteaux	SS1, SS2, RDC	(40x40)
	Niveau : 1, 2, 3	(35x35)
	Niveau : 4, terrasse	(30x30)

Tableau II.11 : Résumé des sections obtenues par la descente des charges

Chapitre III

« Calcul des éléments »

III.1 Etude d'un plancher

Introduction

Apres avoir défini les caractéristiques de l'ouvrage et effectuée le pré dimensionnement des éléments, Ce chapitre se portera sur l'étude complète et spécifique pour des éléments non structuraux secondaire (ne font pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus au moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferraillage et les différentes vérifications conformément aux règles **(BAEL 91 modifié 99)** et le **RPA.**

III.1.1 Les planchers

Les planchers sont des aires planes, destinés à limiter les étages, leurs fonctions principales Peuvent être résumées en :

- Résistance mécanique : ils doivent supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.
- Isolation acoustique et thermique qui peut être assurée conjointement avec un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

Il existe plusieurs types de planchers en béton armé :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

1) Plancher à corps creux

Les planchers à corps creux sont constitués:

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
  - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
  - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
  - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons

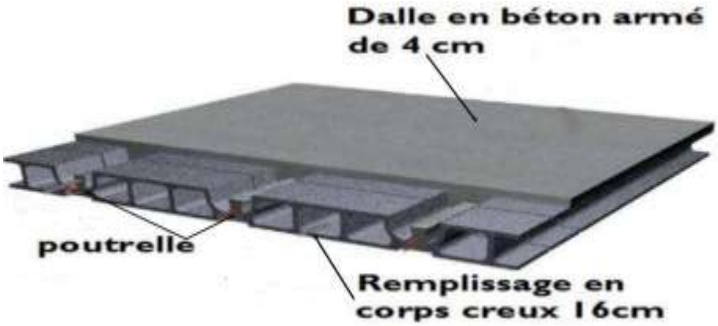


Figure III.1.1: Coupe verticale d'un plancher à corps creux.

2) Étude de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4cm d'épaisseur. Armée d'un quadrillage de treillis soudé (**TLE 520)** qui doit satisfaire les conditions suivantes : **(BAEL 91/B.6.8,423).**

Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

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

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A\perp \geq \frac{4\times l}{fe}$$

Avec :

- $A\perp$: cm^2 par mètre linéaire.
- L : Entre axes des poutrelles en (cm).
- fe : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa).

AN :

$$A\perp \geq \frac{4\times l}{fe} = \frac{4\times 65}{520} = 0.5\ cm^2/ml$$

Soit : **$A\perp$ = 5T5/ml = 0 ,98 cm^2/ml** avec : **ST=20cm**

b) Armatures parallèles aux poutrelles

$$A// \geq \frac{A\perp}{2}$$

AN :

$$A// \geq \frac{A\perp}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49\ cm^2/ml$$

Soit : **A // = 5T5/ml = 0.98 cm^2/ml** avec : **ST = 20cm**

On adopte pour le ferraillage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (5 × 5 × 200 × 200) mm².

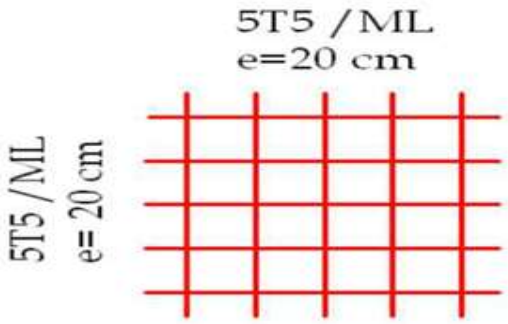


Figure III .1.2 : Treillis soudé.

3) Etude de la poutrelle

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives.

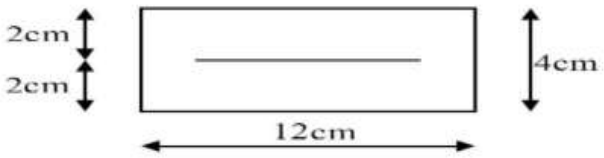
Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

A. Avant coulage de la dalle de compression (section rectangulaire)

L'objectif de calculer la poutrelle avant coulage de la dalle de compression est de déterminer si la poutrelle peut se suffire seule à reprendre sont propre poids et le poids de l'ouvrier et le poids du corps creux. Dans le cas contraire il faudra prévoir des étais intermédiaires pour la conforter .Ces étais serviront d'appuis intermédiaires pour la poutrelle.

La poutrelle est considérée comme étant une poutre de section rectangulaire de (12×4) cm² simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95kN/m2 et le poids de l'ouvrier

Le calcul se fera pour la travée la plus longue.



1. Chargement

- ✓ Poids propre : $G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12$ kN/ml.
- ✓ Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62$ kN/ml.
- ✓ Surcharge de l'ouvrier : Q = 1 kN/ml.

$G_t = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74$kN/ml

Q = 1.00 kN/ml.

2. Ferraillage à l'ELU

Nous ferons le calcul pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable **(L = 4.20m)**.

q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 x 0.74 + 1.5 x 1= 2.5 kN/ml.

- **Calcul du moment en travée**

$$M_U = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.2^2}{8} = 5.51 kN/m$$

- **Calcul de l'effort tranchant**

$$T_U = qu\frac{l}{2} = 2.5 \times \frac{4.2}{2} = 5.25\ kN$$

- **Calcul des armatures**

Soit l'enrobage c = 2cm avec : b=12cm ; h=4 cm ; d = h - c = 2cm ; F_{bu} =14.2MPa

$$U_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.25 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.02^2 \times 14.2} = 7.70 > u_l = 0.392 \longrightarrow$$ **La Section est Doublement Armée**

Conclusion

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, on prévoit des étais intermédiaire afin de soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

Le moment limite correspondant à une section simplement armée (SSA) est égale à :

$M_l = \mu_u$ x b x d_2 x f_{bc} = 0.392 x 120 x 202 x14.2 = 0.267 kN.m

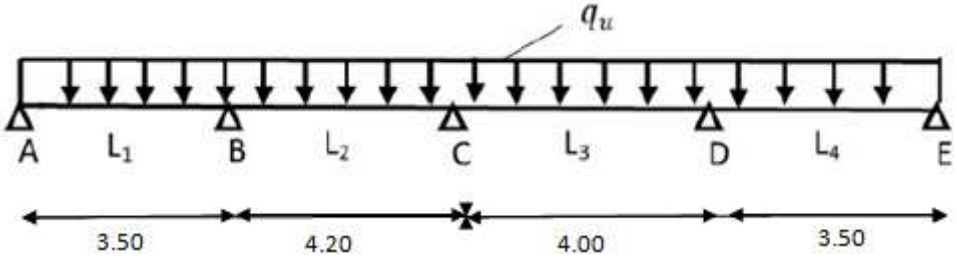
Donc, la longueur maximale entre appuis pour avoir une S.S.A est à :

$$I_{max} = \sqrt{\frac{8MI}{q}}\sqrt{\frac{8(0.267)}{2.5}} = 0.92$$

Et on a : 80 ≤ L ≤120cm donc : on prend L = 90 cm.

B. Après coulage de la dalle de compression

La poutrelle est calculée comme une poutre continue, de section en T partiellement encastrée à ses deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux, le poids de la dalle de compression et les charges et surcharges revenant au plancher.



1. Dimensionnement de la poutrelle

Selon le **B.A.E.L/Art A.4.1 ,3** la largeur du hourdis à prendre en compte de chaque coté d'une poutrelle à partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci après : $\mathbf{b_1} < \min(\frac{\mathbf{L}}{\mathbf{10}}; \frac{\mathbf{l_0}}{\mathbf{2}}; \mathbf{8\ h_0})$

Avec :

h : hauteur de la poutrelle (16+4) cm

h_0 : hauteur de la dalle de compression (h= 4 cm)

b_0 : largeur de la nervure (b = 12 cm)

l_0 = 65-12 = 53cm. La distance entre deux poutrelles.

L = 420 cm. La largeur de la plus grande travée.

$$b_1 < \min(\frac{L}{10}; \frac{l_0}{2}; 8h_0) \quad \Longrightarrow \quad b_1 < \min(\frac{420}{10}; \frac{53}{2}; 8 \times 4)$$

$$b_1 < \min(42; 26.5; 32)$$

b_1=26.5cm.

b = 2 b_1 + b_0 = 2x26.5 +12 =65cm.

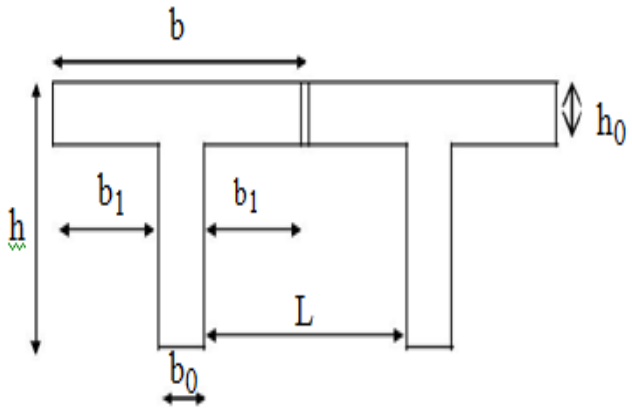


Figure III.1.3: caractéristique géométrique de la section en T.

2. Le chargement

La poutrelle sera soumise aux charges suivantes qui seront considérées uniformément reparties sur elle : Charge permanente G = 5.16 x 0.65 = 3.35 kN /ml

	Valeurs de Q (kN /ml).	ELU (1.35G+1.5Q) (kN /ml).	ELS (1G+1 Q) (kN /ml).
Etage courant à usage habitation	1.5x0.65=0.975	5.985	4.325
Etage à usage commercial	3.5x0.65=2.275	7.935	5.625
Etage service	2.5x0.65=1.625	6.96	4.975

Tableau III.1.1 : les charges de la poutrelle.

3. choix de la méthode de calcul

Les efforts internes sont déterminés, selon le type du plancher à l'aide de l'une des méthodes suivantes (BAEL 99):

- **Méthode forfaitaire.**
- **Méthode de Caquot.**
- **Méthode des trois moments.**

➢ **Vérification des conditions de l'application de la méthode forfaitaire**

L'application de la méthode forfaitaire de calcul implique que les conditions suivantes soient réunies (**BAEL 91-A 6,2**) :

✓ **Condition 01**

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5kN/m²

La charge d'exploitation Q ≤ max {2G ou 5 kN/ml}.

2G = 2 x 3.35 = 6.7 kN/m2

Q = 2.275 ≤ 2G = 6.7**……..……Condition vérifiée.**

✓ **Condition 02**

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées**……..……... Condition vérifiée**.

✓ **Condition 03**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable**……..….. Condition vérifiée**.

✓ **Condition 04**

Les portées successives sont dans un rapport compris entre **0,8** et **1,25.**

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_i + 1} \leq 1.25$$

$\frac{l_i}{l_i+1} = \frac{350}{420} = 0.875$…….. **..Condition vérifiée**.

$\frac{l_i}{l_i+1} = \frac{420}{400} = 1.0555$…….**Condition vérifiée**.

$\frac{l_i}{l_i+1} = \frac{400}{350} = 1.14$……...…… **Condition vérifiée**.

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

a) Principe de la méthode forfaitaire

Le principe consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et aux appuis à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 en travée, celle-ci est supposée isostatique de la même portée libre et soumise au même chargement que la travée considérée.

b) Exposé de la méthode forfaitaire

- Le rapport (**α**) des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitations en valeur non pondérées : $\boldsymbol{\alpha = \frac{Q}{G+Q}}$

Pour Q = 0 …….. $\boldsymbol{\alpha} = 0$

Pour Q = 2G……:$\boldsymbol{\alpha} = \frac{2}{3}$

Donc **α** est compris entre 0 et 2/3.

$$0 < \alpha < \frac{2}{3}$$

- $\mathbf{M_0}$: la valeur du moment maximal dans la travée indépendante : $\mathbf{M_0} = \frac{ql^2}{8}$
- **l** : La longueur entre nus des appuis.
- $\mathbf{M_W}$: la valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.
- $\mathbf{M_e}$: la valeur absolue du moment sur l'appui de droite.
- $\mathbf{M_t}$: le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs $\mathbf{M_w}$, $\mathbf{M_e}$ **et** $\mathbf{M_t}$ doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\mathbf{M_t} \geq \mathbf{max}\{1.05\ M_0\ ;\ (1 + 0.3 \propto)\ M_0\} - \frac{MW + Me}{2}$$

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

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

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

0.6 M_0 : pour une poutre à deux travées.

0.5 M_0 : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0.4 M_0 : pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.

0.3 M_0 : pour les appuis de rive semi encastrés.

c) Application de la méthode

On à la surcharge de RDC (Q=3,5 kN/m²), et l'étage de service (Q=2,5 kN/m²), et L'étage d'habitation (Q=1,5KN/m²). Donc on prend le cas le plus défavorable (Q = 3,5 kN/m² ; G=5.16 kN/m²).

III.1.3 Calcules à L'ELU

➢ **Calcul du rapport des charges α**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{3.5}{3.5+5.16} = 0.404$$

On a besoin dans nos calculs des valeurs suivantes :

$\mathbf{1+0.3\alpha} = 1+0.3(0.404) = 1.121$

$\frac{\mathbf{1.2+0.3\alpha}}{\mathbf{2}} = \frac{1.2+0.3(0.404)}{2} = 0.660$

$\frac{\mathbf{1+0.3\alpha}}{\mathbf{2}} = \frac{\mathbf{1+0.3(0.404)}}{\mathbf{2}} = 0.560$

➢ **Calcul des moments**

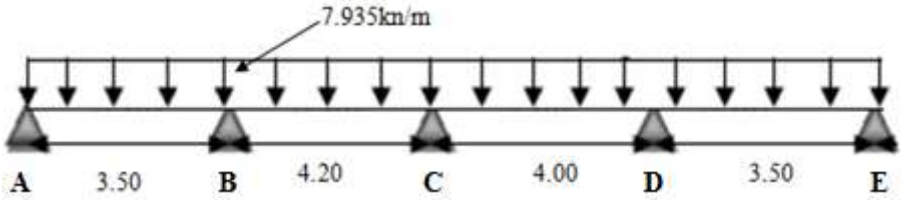


Figure III 1.4 : schéma statique de la poutrelle.

a) moment isostatique

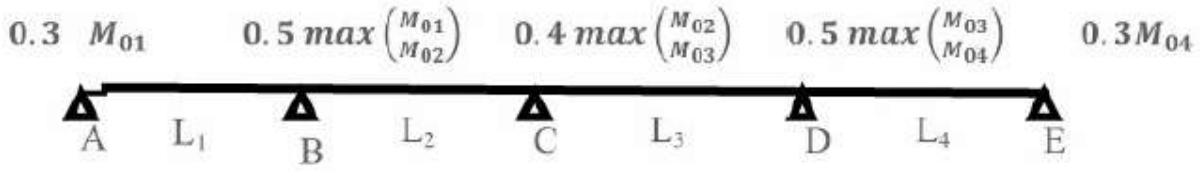
$M_{AB} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7.935 \times 3.5^2}{8} = 12.15 kN.m$

$M_{BC} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7.935 \times 4.2^2}{8} = 17.49 kN.m$

$M_{CD} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7.935 \times 4^2}{8} = 15.87 kN.m$

$M_{DE} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7.935 \times 3.5^2}{8} = 12.15 kN.m$

b) Les moments aux appuis



$M_A = 0.3M_{AB} = 0.3\ (12.15) = 3.645$kn.m

$M_B = 0.5M_{BC} = 0.5\ (17.49) = 8.745$kn.m

$M_C = 0.4M_{BC} = 0.4\ (17.49) = 6.996$kn.m

$M_D = 0.5M_{DE} = 0.5\ (15.87) = 7.935$kn.m

$M_E = 0.3M_{DE} = 0.3\ (12.15) = 3.645$kn.m

c) Les moments en travées

$M_t + \frac{Mw + Me}{2} \geq \max\{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)\ M_0\}$

Remarque

$\mathbf{Mt \geq \frac{1+0.3\alpha}{2}\ M_0}$……..Dans une travée intermédiaire.

$\mathbf{Mt \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0}$…… .Dans une travée de rive.

$(\mathbf{1 + 0.3}\ \alpha)\ \mathbf{M_0} > 1.05\ \mathbf{M_0}$……Dans les deux cas.

<u>Travée (A-B) : travée de rive</u>

On a : $(1+0.3\ \alpha)\ M_{01} > 1.05M_{01} = 1.121(12.15) > 1.05\ (12.15)$

$13.62 > 12.75$……ok

Donc :

$M_{tAB} + \frac{Mw + Me}{2} \geq (1 + 0.3\ \alpha)\ M_{01}$

$\rightarrow M_{tAB} > (1 + 0.3\alpha)\ M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2}$

$\rightarrow M_{tAB} > 1.121(12.15) - \frac{3.645+8.749}{2}$

$\rightarrow M_{tAB} > 13.620\text{-}6.197$

$\rightarrow M_{tAB} > 7.423$kn.m

$M_{tAB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow M_{tAB} \geq 0.660\ (12.15)$

$\rightarrow {}_{MtAB} > 8.019$kn.m

On a: ${}_{MtAB} > \max\ (7.423; 8.019)$

Donc : $\boxed{\mathbf{M_{tAB} = 8.019kN.m}}$

Travée (B-C) : Travée intermédiaire

$Mt_{AB} + \frac{Mw + Me}{2} \geq (1 + 0.3 \propto) M_{02}$

$\rightarrow Mt_{BC} > (1+0.3\propto) M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2}$

$\rightarrow Mt_{BC} > 1.121(17.49) - \frac{8.745 + 6.996}{2}$

$\rightarrow Mt_{BC} > 19.60 - 7.870$

$\rightarrow Mt_{BC} > 11.73$ kN.m

$Mt_{BC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02} \rightarrow Mt_{BC} \geq 0.560(17.49)$

$\rightarrow Mt_{BC} > 9.79$ kN.m

On a : $Mt_{BC} > \max(11.73; 9.79)$

Donc : **M_{tBC} = 11.73 kN.m**

Travée (C-D) : Travée intermédiaire

$M_{tCD} + \frac{Mw + Me}{2} \geq (1 + 0.3 \propto) M_{03}$

$\rightarrow M_{tCD} > (1 + 0.3\propto) M_{03} - \frac{MC + MD}{2}$

$\rightarrow M_{tCD} > 1.121(15.87) - \frac{6.996+7.935}{2}$

$\rightarrow M_{tCD} > 17.790-7.465$

$\rightarrow M_{tCD} > 10.325$ kN.m

$M_{tCD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{03} \rightarrow M_{tCD} \geq 0.560(15.87)$

$\rightarrow M_{tCD} > 8.887$kn.m

On a : $M_{tCD} > \max(10.325 ; 8.887)$

Donc : **M_{tCD} =10.325 kN.m**

Travée (D-E) : travée de rive

$M_{tDE} + \frac{Mw + Me}{2} \geq (1+0.3 \propto) M_{04}$

$\rightarrow M_{tDE} > (1+0.3 \propto) M_{04} - \frac{MD + ME}{2}$

$\rightarrow M_{tDE} > 1.121(12.15) - \frac{7.935+3.645}{2}$

$\rightarrow M_{tDE} > 13.620 - 5.79$

$\rightarrow M_{tDE} > 7.83$ kN.m

$M_{tDE} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{04} \rightarrow M_{tDE} \geq 0.660(12.15)$

→ Mt_{DE} > 8.019 kN.m

On a: Mt_{DE} > max (7.83; 8.019)

Donc : **Mt_{DE} = 8.019 kN.m**

- **Calcul des efforts tranchants**

L'effort tranchant en tout point de la poutre est donné par la formule suivant :

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

Avec :

$$\begin{cases} T_W = \frac{q_u \times l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_e = -\frac{q_u \times l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \end{cases}$$

Avec :

T(x) : effort tranchant sur appui.

Θ(x): effort tranchant de la travée isostatique.

M_{i+1} et M_i : Moment sur appui en valeur algébrique.

Tw : effort tranchant sur appui gauche de la travée.

Te : effort tranchant sur appui droit de la travée.

L : longueur de la travée.

$$T_I = \frac{q_u \times l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

La travée AB

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{7.935 \times 3.5}{2} + \frac{-8.745 + 3.645}{3.5}$$

T_A = 13.886 -1.457=12.429 kN

T_A = 12.429 kN

$$T_B = \frac{-q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{7.935 \times 3.5}{2} + \frac{-8.745 + 3.645}{3.5}$$

T_B = -13.886 -1.457 = -15.343 kN

T_B = -15.343 kN

La travée BC

$$T_B = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{7.935 \times 4.2}{2} + \frac{-6.996 + 8.745}{4.2}$$

T_B = 16.663 + 0.416 = 17.079 kN

T_B = 17.079 kN

$$T_C = -\frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -\frac{7.935 \times 4.2}{2} + \frac{-6.996 + 8.745}{4.2}$$

T_C = -16.663 + 0.416 = -16.247 kN

T_C = -16.247 kN

La travée CD

$$T_C = \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{7.935 \times 4}{2} + \frac{-7.935 + 6.996}{4}$$

T_C = 15.87 - 0.234 =15.636 kN

Tc =15.636 kN

$$T_D = -\frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -\frac{7.935 \times 4}{2} + \frac{-7.935 + 6.996}{4}$$

T_D = -15.87 - 0.234 = -16.104 kN

T_D = -16.104

La travée DE

$$T_D = \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = \frac{7.935 \times 3.5}{2} + \frac{-3.645 + 7.935}{3.5}$$

T_D = 13.886 +1.225 = 15.111 kN

T_D =15.11 kN

$$T_E = -\frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -\frac{7.935 \times 3.5}{2} + \frac{-3.645 + 7.935}{3.5}$$

T_E= −13.886 + 1.225 = -12.661 kN

T_E = -12.661 kN

Récapitulatif des résultats :

Travée	M_i(KN.m)	M_{i+1}(KN.m)	Mt (KN.m)	T_i(KN)	T_{i+1}(KN)
AB	**3.645**	**8.745**	**8.019**	**12.429**	**-15.343**
BC	**8.745**	**6.996**	**11.73**	**17.097**	**-16.247**
CD	**6.996**	**7.935**	**10.325**	**15.636**	**-16.104**
DE	**7.935**	**3.645**	**8.019**	**15.11**	**-12.66**

Tableau III.1.2 : récapitulatif des résultats des moments et des efforts tranchants.

- **Les diagrammes**
  - **Moments fléchissant**

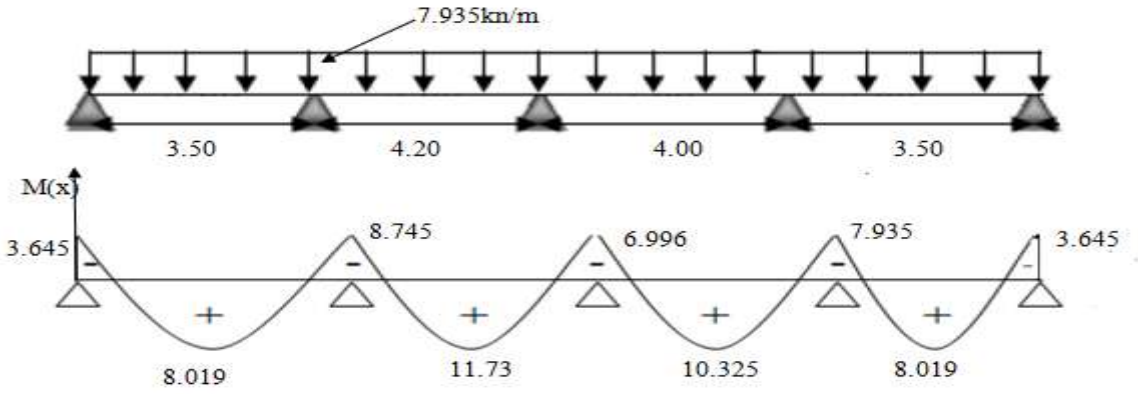


Figure III.1.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

  - **Efforts tranchants**

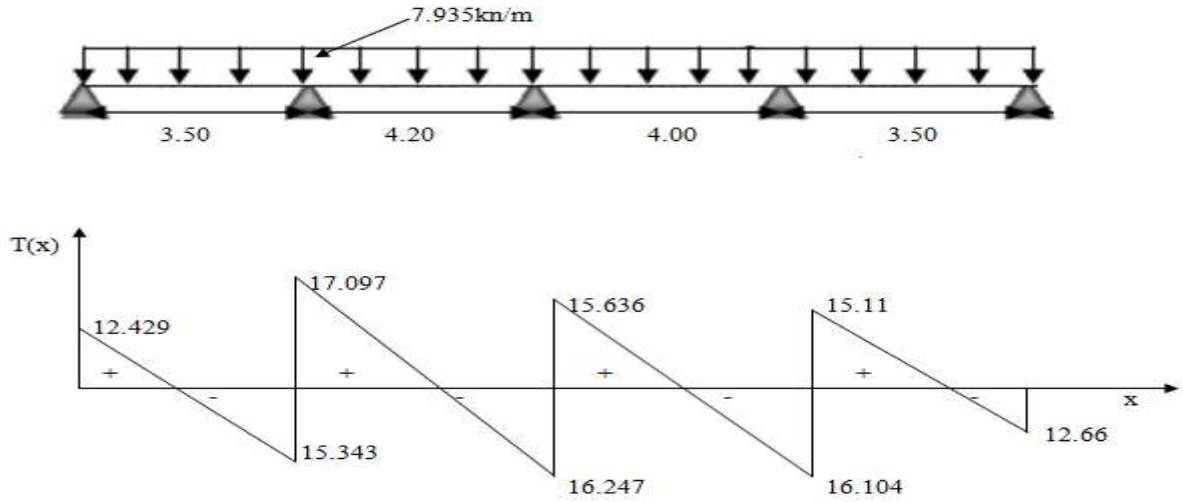


Figure III.1.6 : Diagramme des Efforts tranchants à l'ELU

III.1.4 Ferraillage à l'ELU

- **Armatures longitudinales**

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les moments max aux appuis et aux travées sont: $\mathbf{M^t max = 11.73\ KN.m}$ et $\mathbf{M^a max = 8.745\ KN.m}$

Et les caractéristiques géométriques suivantes :

b = 65cm (largeur de la table de compression).

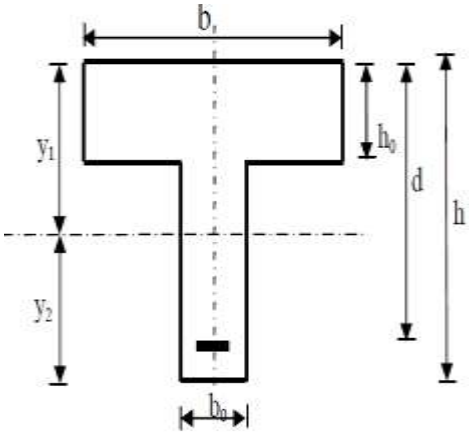
h = 20 cm (hauteur total de plancher).

b_0 = 12cm (largeur de la nervure).

h_0 = 4cm (épaisseur de la table de compression).

c = 3cm (enrobage des armatures inférieures).

d = 17cm (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée)



- **Caractéristiques des matériaux**

$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$ MPa

$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_B} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2$ MPa

- **En travée**

- **Position de l'axe neutre**

Si : $M_{tab} < M_{tmax} \Longrightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression.

Si : $M_{tab} > M_{tmax} \Longrightarrow$ l'axe neutre est dans la nervure

M_{tab} : le moment équilibré par la table de compression

$M_{tab} = b.h0.f_{bu}(d - \frac{h0}{2})$ **= 0.65 x 0.04 x 14.2 x 10^3 (0.17- $\frac{0.04}{2}$) = 55.38 kN.m**

M^tmax = 11.73 kN.m < 55.38 kN.m $\Longrightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression la section en Té à calculer sera donc considérer comme une section rectangulaire de dimension (bxh) = (65x20) cm

$u_u = \frac{M_t}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{11.73 \times 10^6}{650 \times 170^2 \times 14.2} = 0.043$

On $u_u < u_l = 0.392$ La section est simplement armée.

De l'abaque des armatures $u_u = 0.043 \Longrightarrow \beta = 0.978$

$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times dx \sigma s} = \frac{11.73 \times 10^2}{0.978x\ 17x\ 34.8} = 2.02cm^2$ Soit **: 3HA10=2.35 cm^2**

- **Aux appuis**

M^amax = 8.745 kN.m

Puisque le béton tendu est négligé on fera le calcul pour une section rectangulaire (12x20) cm^2

$u_u = \frac{M_a}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{8.745 \times 10^6}{120 \times 170^2 \times 14.2} = 0.177$

On $u_u = 0.177 < u_l = 0.392$ La section est simplement armée

De l'abaque des armatures

$u_u = 0.177 \Longrightarrow \beta = 0.901$

$A_{st} = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma s} = \frac{8.745 \times 10^2}{0.901 \times 17 \times 34.8} = 1.64cm^2$ **Soit: 2HA12=2.26cm^2**

➢ **Armatures de répartition**

- **En travée**

$Ar = \frac{Ast}{4} = \frac{2.35}{4} = 0.587cm$ soit : **2HA8 = 1.00cm²**

- **Aux appuis**

$Ar = \frac{Ast}{4} = \frac{2.26}{4} = 0.565cm$ soit : **2HA8 = 1.00cm²**

➢ **Armatures transversales**

$\emptyset \leq \min\ (\frac{h}{35}\ ;\ \frac{b_0}{10}\ ;\ \emptyset)$

$\emptyset \leq \min\ (\frac{20}{35}\ ;\ \frac{12}{10}\ ;\ 10) = 0.57cm$

On prend: **2Ø8** ⟹ **At=1 cm²**

➢ **Espacement des cadres**

S_t = min {0.9d; 40cm} = min {0.9x17; 40} =15.3cm.

Soit : **St = 15cm.**

III.1.5 Vérifications à l'ELU

➢ **Condition de non fragilité (Art A.4.2 /BAEL91)**

On doit vérifier la condition suivante : $A_{adopté} \geq A_{min}$ = 0,23 x b x d x $\frac{f_{t28}}{f_e}$

- **En travée**

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 17 \times 2.1}{400} = 1.33cm^2$

$A_{adopté} = 2.35cm^2 > A_{min} = 1.33cm^2$ **……..……Condition vérifiée.**

- **Aux appuis**

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 17 \times 2.1}{400} = 0.246cm^2$

$A_{adopté} = 2.26cm^2 > A_{min} = 0.246cm^2$ **……..……Condition vérifiée.**

➢ **Contrainte tangentielle (Art A.5.1 ,1/BAEL91)**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau_u}$

$\tau_u = \frac{T_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau_u} = \min\ (\frac{0.2}{\gamma b}\ ;\ 5MPa)$

$\tau_u = \frac{17.097 \times 10^3}{120 \times 170} = 0.838MPa$

$\bar{\tau_u}$=min (3.33 ; 5MPa) = 3.33MPa

$\tau_u = 0.838 \leq \bar{\tau_u} = 3.33MPa$ **……condition vérifiée.**

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres**

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow \frac{T_u^{max}}{0.9d\sum U_i} \leq \psi_s f_{t28}$

Avec :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures d'appui.

$\Sigma\, Ui = n\pi\phi = 2\times3.14\times1.0 = 6.28cm$

$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9d\sum U_i} = \frac{17.097\times10}{0.9\times17\times6.28} = 1.779MPa$

$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5\times2.1 = 3.15MPa$

$\tau_{se} = 1.779 \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15$ **……..……..condition vérifiée.**

- **Ancrage des barres (Art A.6.1,22/ BAEL91)**

$$l_s = \frac{\emptyset.fe}{4.\tau su}$$

Avec :

τ_{su} : contrainte d'adhérence à l'ancrage

$\tau_{su} = 0{,}6\psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.832$ MPa

$ls = \frac{\emptyset.fe}{4.\tau su} = \frac{1\ x\ 400}{4\ x\ 2.832} = 35.31cm$ On prend : ls **= 40**cm

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet lc est au moins égale à $0.4ls$ pour les aciers H.A **;** Donc : lc **= 16 cm.**

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art 5.1, 312 /BAEL91)**

  - **Appuis de rive**

On doit vérifier : $A_{stmin} > \frac{T_U}{\sigma st}$

$\frac{T_U}{\sigma st} = \frac{17.097\times10^3}{384\times10^2} = 0.445cm^2$

$A_{stmin} = 2.26cm^2 > \frac{T_U}{\sigma st} = 0.445cm^2$ **……..……condition vérifiée.**

  - **Appuis intermédiaire**

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime Mu est inférieure à $0{,}9V_{ud}$, on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y encrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$T_{max}^u = \frac{M_{max}}{0.9d} \rightarrow M_{max} > 0.9\times d\times T_{max}^u$

$M_{max} = 11.73kN.m$

$0.9\times d\times T_{max}^u = 0.9\times 170 \times 17.097\times 10^{-3} = 2.61$ kN.m

M_{max} = 11.73 > 0.9 x d x T^u_{max} = 2.61kN.m ⟶ les armatures inférieures ne sont pas nécessaires.

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1.313)**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{2Vu}{0.9b0d} \leq \frac{0.8fc28}{\gamma b}$

$\sigma_{bc} = \frac{2Vu}{0.9b0d} = \frac{2\times17.097\times10^3}{0.9\times170\times120}$= 1.86MPa

$\frac{0.8fc28}{\gamma b} = \frac{0.8\times25}{1.5}$ = 13.33MPa

σ_{bc} = 1.86 ≤ 13.33……..……**condition vérifiée.**

- **Influence de l'effort tranchant sur les aciers**

On doit vérifier : $A_a > \frac{1.15}{f_e}\left(T_u^{max} + \frac{Ma}{0.9d}\right)$

$\frac{1.15}{f_e}\left(T_u^{max} + \frac{Ma}{0.9d}\right) = \frac{1.15}{400\times10^2}\left(17.097 - \frac{8.745}{0.9\times0.17}\right)\times10^3 = -1.15cm^2$

A_a = 2.26cm² > -1.15cm² …….……..…….. **Condition vérifiée.**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement Au niveau de la jonction table nervure (art A.5.1.3.22 (BAEL99)**

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_U(b-b_0)}{1.8\times b\times d\times h_0} \leq \bar{\tau_u}$$

$\tau_u = \frac{T_U(b-b_0)}{1.8\times b\times d\times h_0} = \frac{17.097\times10^3(650-120)}{1.8\times650\times170\times40}$ =1.13MPa

$\bar{\tau_u}$ = 3.65MPa

τ_u = 1.13MPa <$\bar{\tau_u}$=3.65MPa ……**condition vérifiée.**

- **Contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{2Vu}{0.9b0d} \leq \frac{1.3fc28}{\gamma b}$

$\sigma_{bc} = \frac{2Vu}{0.9b0d} = \frac{2\times17.097\times10^3}{0.9\times170\times120}$ =1.86MPa

$\frac{1.3fc28}{\gamma b} = \frac{1.3\times25}{1.5}$ = 21.67MPa

σ_{bc}= 1.86 ≤ 21.67MP ……**condition vérifiée.**

III.1.6 Calcul à L'ELS

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont relatives sont :

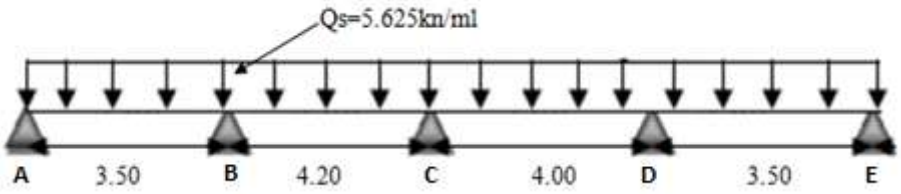
* Etat limite de résistance de béton en compression.

* Etat limite de déformation.

* Etat limite d'ouverture des fissures.

➢ **Les combinaisons de charge**

qs = G + Q = 2.275 + 3.35 = 5.625 kN/ml



➢ **Les moments de flexion et les efforts tranchant à l'ELS**

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (qs/qu) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS.

q_u = 7.935 kN/ml.

q_s = 5.625 kN/ml.

$\frac{q_s}{q_U} = \frac{5.625}{7.935} = 0.71$

➢ **Calcul des moments fléchissants**

- **Aux appuis**

M_A = 3.645 x 0.71 = 2.587 kN.m

M_B = 8.745 x 0.71 = 6.208 kN.m

M_C = 6.996 x 0.71 = 4.967 kN.m

M_D = 7.935 x 0.71 = 5.633 kN.m

M_E = 3.645 x 0.71 = 2.587 kN.m

- **En travée**

M_{AB} = 8.019 x 0.71 = 5.693 kN.m.

M_{BC} = 11.73 x 0.71= 8.328 kN.m.

M_{CD} = 10.325 x 0.71= 7.330 kN.m.

M_{DE} = 8.019 x 0.71 = 5.693 kN.m.

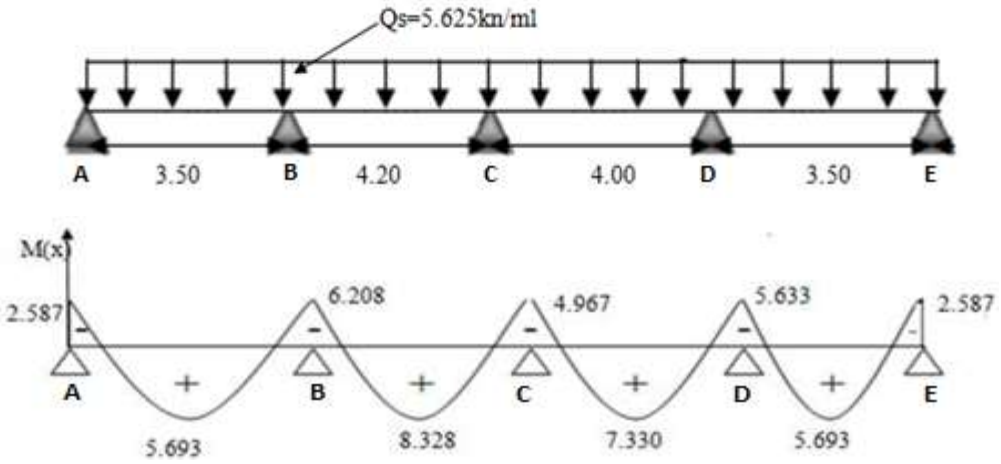


Figure III.1.7 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELS

- **Calcul des efforts tranchants**

Ts = 0.71Tu

Travée AB
- T_A = 12.429 x 0.71= 8.824 kN
- T_B = -15.343 x 0.71= -10.893 kN

Travée BC
- T_B = 17.079 x 0.71 = 12.126 kN
- T_C = -16.247 x 0.71 = -11.535 kN

Travée CD
- T_C = 15.636 x 0.71 = 11.101 kN
- T_D = -16.104*0.71= -11.433 kN

Travée DE
- T_D = 15.11 x 0.71 = 10.728 kN.
- T_E = -12.661 x 0.71= -8.989 kN

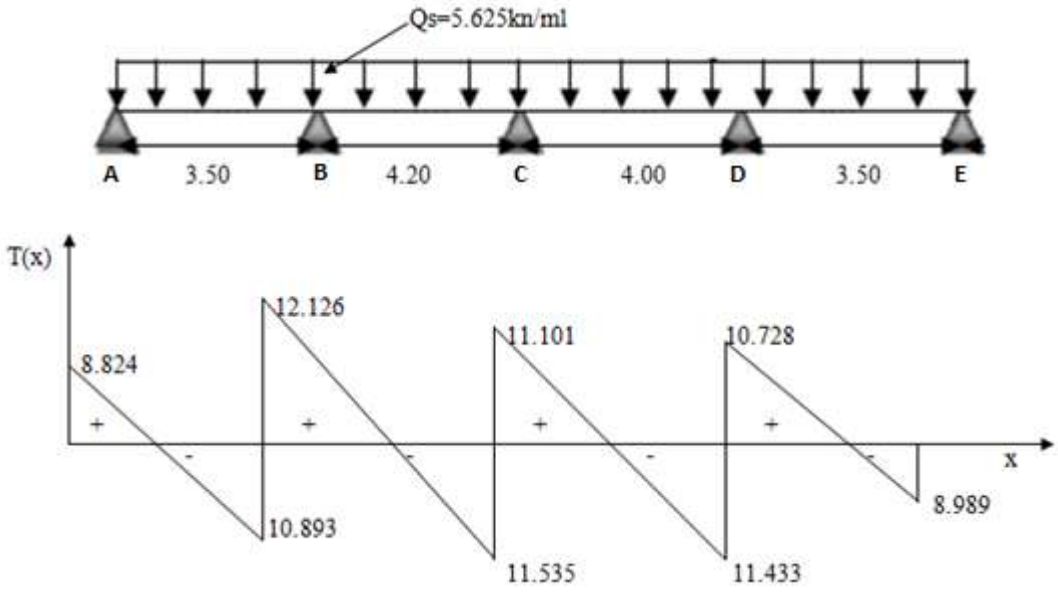


Figure III.1.8 : Diagramme des Efforts tranchants a l'ELS

III.1.7 Vérification L'E L S

- **Etat limite de résistance de béton en compression**
  - **En travée**

M_T^{MAX} = 8.328 kN.m A_{ST} = 2.35cm²

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{ST}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 17} = 1.15$$

De l'abaque en tire les valeurs de : β_1= **0.8534** et **K_1=19.12**

Contrainte dans le béton

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15$ MPa

$$\sigma_{st} = \frac{Mt}{\beta 1 d Ast} = \frac{8.328 \times 10^3}{2.35 \times 17 \times 0.8534} = 244 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{K1} = \frac{244}{19.12} = 12.76 MPa$$

σ_{bc} = 12.76MPa $\leq \overline{\sigma_{bc}}$ = 15 MPa **…….condition vérifiée.**

Contrainte dans les aciers

On doit vérifier : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

σ_{st} = 12.76MPa < $\overline{\sigma_{st}}$ = 348 MPa **……..condition vérifiée.**

- **En appuis**

M_a^{MAX} = 6.208 kN.m A_{st} = 2.26cm²

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{ST}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 17} = 1.10$$

De l'abaque en tire les valeurs de : β_1= **0.8534** et **K_1=19.12**

- **Contrainte dans le béton**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$\sigma_{bc}= 0.6f_{c28} = 0.6\ x\ 25 = 15MPa$

$$\sigma_{st} = \frac{Ma}{\beta 1 dAst} = \frac{6.208\times10^3}{0.8534\times17\times2.26} = 182MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{K1} = \frac{182}{19.12} = 9.52$$

$\sigma_{bc} = 9.52MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$ **……...……..……..……condition vérifiée.**

- **Contrainte dans les aciers**

On doit vérifier : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

σ_{st} = 182 MPa < $\overline{\sigma_{st}}$ = 348MPa **…….……condition vérifiée.**

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

Les éléments sont situés dans des locaux couverts peu nuisibles, dans ce cas, il n'ya pas de vérification à effectuer.

- **Etat limite de déformation :**

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

Les règles de BAEL (Art B.6.5.1) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas exigé de calculer la flèche pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes seront vérifiées L = 420cm

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}\ ; \qquad \frac{A}{b_0\times d} > \frac{3.6}{f_e}\ ; \qquad \frac{h}{l} > \frac{M_t}{15\times M_0}$$

$\frac{h}{l} = \frac{20}{420} = 0.047$; $\frac{1}{16} = 0.0625$ } $\frac{h}{l} < \frac{1}{16}$ **……...……condition non vérifiée.**

Vu que la première condition n'est pas vérifiée, nous devons procéder au calcul de la flèche

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s\times l^4}{E_V\times I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4200}{500} = 8.4mm$$

Avec :

L : la plus grande portée.

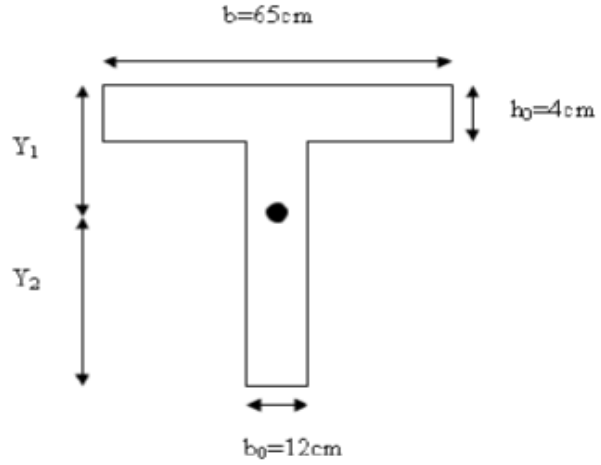
qs = 5.625 kN/ml

Ev : Module de déformation différée : $Ev= 3700\sqrt[3]{f_{c28}}$ =10819MPa

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section.

$\bar{f}$: Flèche admissible.

- **Position de l'axe neutre**



$$Y = \frac{\sum s_i y_i}{\sum s_i}$$

$$y_1 = \frac{\frac{(b\times h_0)h_0}{2} + (h-h_0)\times\left[\frac{(h-h_0)}{2}+h_0\right] + 15Ad}{(b\times h_0)+(h-h_0)b_0+15A}$$

$$y_1 = \frac{\frac{(65\times 20)20}{2} + (20-4)\times\left[\frac{(20-4)}{2}+4\right] + 15\times 2.35\times 17}{(65\times 4)+(20-4)12+15\times 2.35} = 2.83\text{cm}$$

$y_2 = h - y_1 = 17.17\text{cm}$

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

$$I_0 = (y_1^3 + y_2^3)\frac{b_0}{3} + (b-b_0)h_0\left[\frac{h_0^2}{12} + (y_1 - \frac{h_0}{2})^2\right] + 15A(y_2 - c)^2$$

$$I_0 = (2.83^3 + 17.17^3)\frac{12}{3} + (65-12)*4\left[\frac{4^2}{12} + (2.83 - \frac{4}{2})^2\right] + 15\times 2.35(17.17-3)^2$$

$I_0 = 27874.56\ \text{cm}^4$

- **Calcul de la flèche**

$$f = \frac{5}{384}\times\frac{q_s\times l^4}{E_V\times I_0} = \frac{5}{384}\times\frac{5.625\times 4.20^4\times 10^8}{10819\times 27874.56} = 7.5\text{mm}$$

$f = 7.5\text{mm} \leq \bar{f} = 8.4\text{ mm} \Longrightarrow$ **La flèche est admissible.**

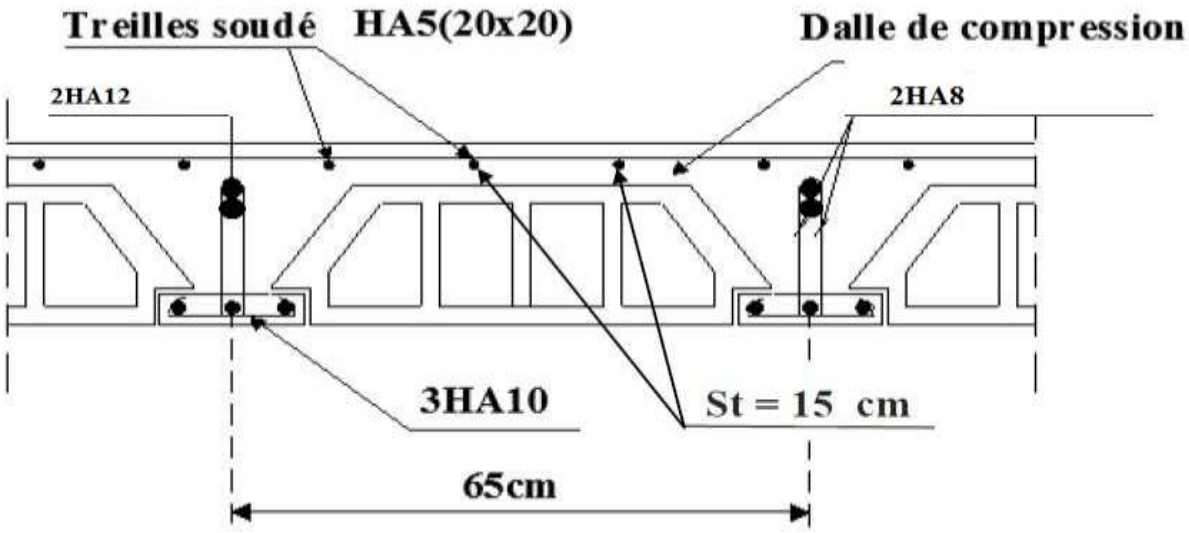


Figure III.1.9 : Plan de ferraillage du plancher

III.2 Etude de l'acrotère

III.2.1 Définition et rôle de l'acrotère

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité au niveau de la terrasse inaccessible. La forme de pente de l'acrotère sert à la protection contre l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère est réalisé en béton armé, il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

Il est soumis à :

- ✓ Un effort G dû à son poids propre.
- ✓ Un effort latéral Q = 1 kN/ml non pondéré dû à l'application de la main courante produisant un moment de renversement M dans la section d'encastrement.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

Figure III.2.1: Acrotère

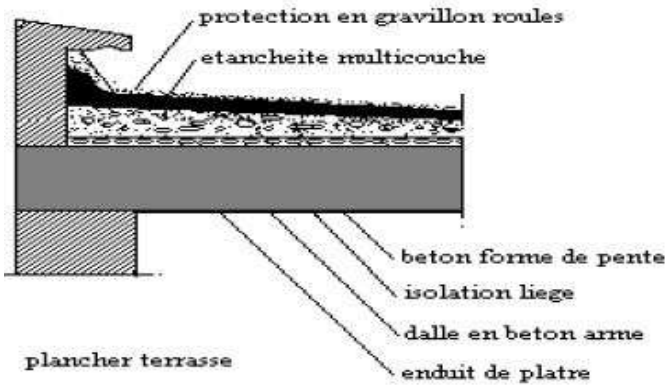


Figure III.2.2: Coupe verticale de l'acrotère

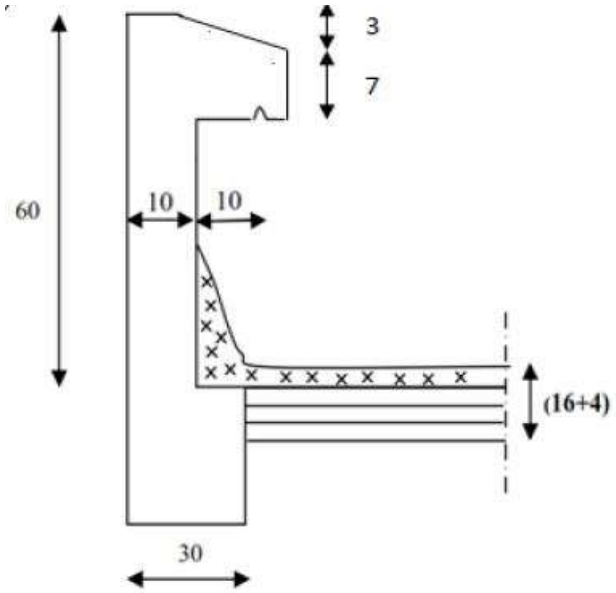
III.2.2 Caractéristiques géométriques de l'acrotère

La hauteur : h = 60 cm.

L'épaisseur : h0 =10 cm.

L'enrobage : c = c'= 3cm.

La surface : S = 0,06 cm².



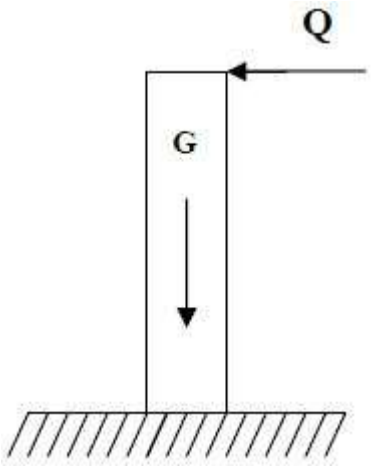


Figure III.2.3 : Coupe transversale de l'acrotère **Figure III.2.4 : Schéma statique**

III.2.3 Calcul des sollicitations

- **Le chargement**

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times s$$

Avec :

h : la hauteur du l'acrotère.

S : surface de l'acrotère.

ρ_b =25 KN/m3 (masse volumique du béton).

$$G = 25 \left[(0.60 \times 0.10) + (0.10 \times 0.10) - (0 .03 \times \frac{0.10}{2})\right] = 1.7125 \text{ kN/ml.}$$

G = 1.7125 kN/ml

- Surcharge d'exploitation horizontale : **Q = 1 kN/ml**

- **Sollicitations**

Efforts normal dû au poids propre G **: N_G = G x 1 = 1.7125 kN/ml**

Effort normal dû à la surcharge Q : **N_Q = 0**

Efforts tranchant : **T = Q x 1 = 1x 1 = 1kN/ml**

Moment de renversement dû à Q : **M_Q = QxHx1 = 1x0.6x1 = 0.6kN.m.**

Moment de renversement dû à G : **M_G = 0**

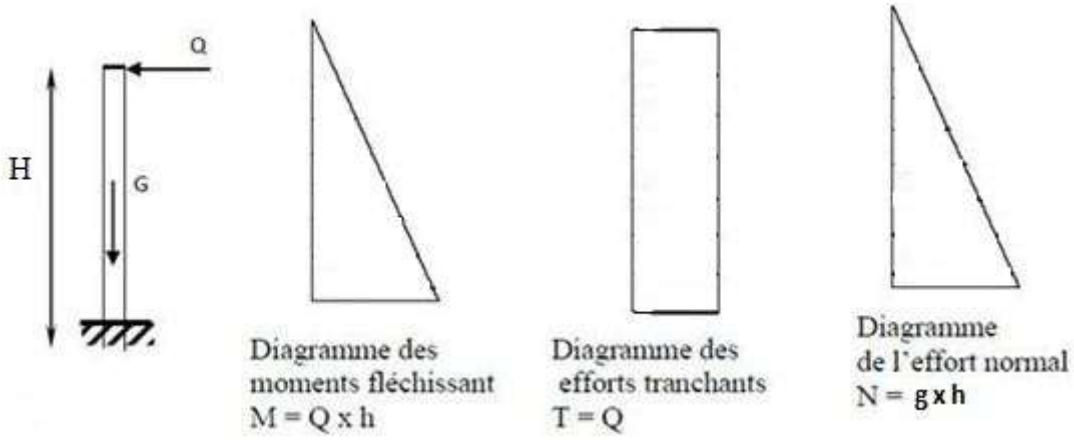


Figure III.2.5: Schéma statique de calcul et diagrammes des efforts

III.2.4 Les combinaisons de charges

✓ **A l'ELU**

- Effort normal de compression : $Nu=1.35N_G+1.5N_Q=1,35\ G$

  $Nu = 1,35 \times 1,7125 = 2.312$ kN
- Moment de flexion : $Mu =1.35M_G+1.5M_Q=1\ ,5M_Q = 1,5x\ 0,60= 0.9$ kN.m
- Effort tranchant : $Tu=1.5\ Q=1.5x1 =1.5$ kN

✓ **A l'ELS**

- Effort normal de compression : $Ns =N_G+N_Q = N_G = 1.7125$ kN.
- Moment de flexion : $Ms = M_G+M_Q = M_Q= 0.60$ kN.m.
- Effort tranchant : $Ts = T_Q= 1 \times 1 =1$ kN

III.2.5 Ferraillage

Le ferraillage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire une bande de 1m de :

- Epaisseur de la section (hauteur): h= 10 cm
- Largeur de la section b=100 cm
- L'enrobage c=c'= 3 cm
- Hauteur utile d= h - c= 7 cm

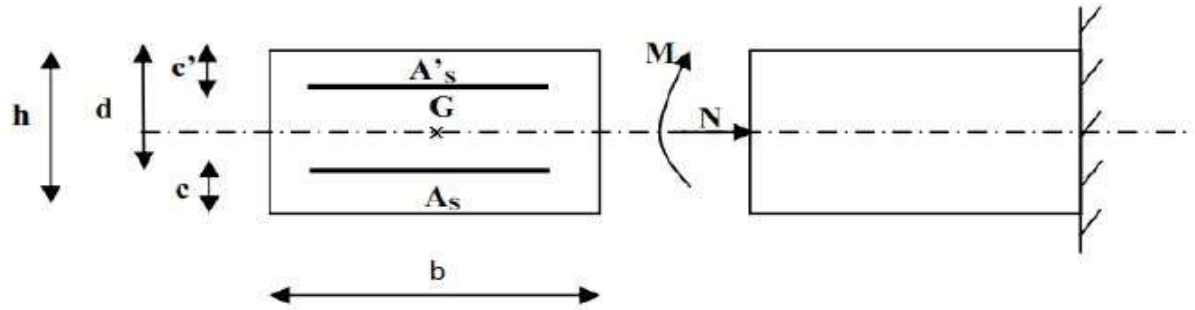


Figure III.2.6: Schéma statique de calcul

a) Position du centre de pression Cp

$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.312} = 0.39m$

$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2\ cm = 0.02m$

$\Longrightarrow e_u > \frac{h}{2} - c \longrightarrow$ Section partiellement comprimée (SPC)

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.

N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimé.

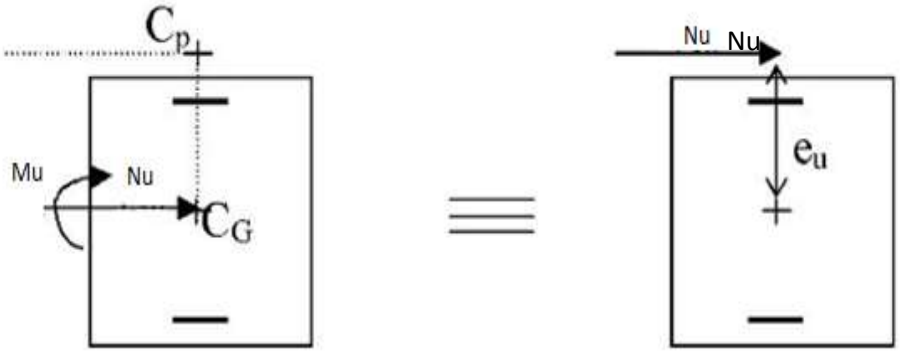


Figure III.2.7: position du centre de pression

Le principe de calcule est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif « Mf » afin de déterminer les armatures fictives « Af » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A ».

b) Calcul de la section des armatures fictives (en flexion simple)

- **Moment fictif (M_f)**

$M_f = N_u \times g$ avec : $g = e_u + \frac{h}{2} - c = 39 + \frac{10}{2} - 3 = 41cm$

$\longrightarrow M_f = N_u x\ g = 2.312 \times 0.41 = 0.948kN.m$

- **Moment réduit (μu)**

$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$ avec : $f_{bc} = \sigma_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$

- f_{c28} = 25MPa
- γ_b = 1.5 cas courant
- σ_b : Contrainte du béton comprimé

$f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5}$ = 14.5MPa

D'où :

$$\mu_u = \frac{0.948 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14.5} = 0.014 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow$$ section simplement armée (SSA)

$\mu_u = 0.014 \longrightarrow$ $\beta = 0.993$ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

- **Armatures fictives A_f**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.948 \times 10^6}{0.993 \times 70 \times 348} = 39.19\ mm^2 = 0.3919\ cm^2$$

Avec :

- σ_{st} = contrainte des aciers tendus

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \approx 348MPa$$

- γ_S = 1 Cas accidentel
- γ_s = 1.15 Cas courant

c) Calcul de la section des armatures réelles(en (flexion composée)

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.32\ cm^2$$

$\mathbf{A_{st} = 0.32 cm^2}$

$\mathbf{A_{sc} = 0} \longrightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

III.2.6 Les vérifications

1) Vérification à l'ELU

❖ **Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2.1/BAEL 91)**

➦ **Armature principales**

Il faut vérifier que : $A_{st} \geq A_{min}$

Avec :

- $A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \quad \frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d}$
- f_e = 400MPa
- f_{c28} = 25MPa
- f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{cj}

f_{t28}= 2.1MPa

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400}\left[\frac{35-0.445 \times 7}{35-0.185 \times 7}\right] = 0.8\ cm^2$$

Donc : $A_{st} = 0.32cm^2 < A_{min} = 0.8cm^2$**…….Condition non vérifiée.**

Conclusion

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc nous adoptons une section : Ast = Amin = 0,80 cm²/ml.

Soit : Ast = 4HA8 = 2.01 cm², avec un espacement St=25 cm

➦ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025\ cm^2$$

On adoptera : A_r = 3HA8= 2.01 cm² avec un espacement de $S_t = \frac{60}{3}$ = 20cm

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.2.1/BAEL 91)**

On doit vérifier : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.0214MPa.$$

Avec :

- Tu : Effort tranchant à l'ELU : Tu=1.5 Q=1.5x1 =1.5 kN
- b: Largeur minimal de la section (b=100cm).
- d : Hauteur utile (d=7cm).

Pour la fissuration préjudiciable nous avons :

$$\overline{\tau_u} = \min\left[\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4MPa\right] = \min[2.5MPa\ ;\ 4MPa] = 2.5MPa$$

$\tau_u = 0.0214MPa < \overline{\tau_u} = 2{,}5\ MPa$ **……...Condition vérifiée.**

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement ⟶ les armatures transversales ne sont pas nécessaires (pas de risque de cisaillement).

❖ **Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 99/ Art A.6.1.1.3)**

Les conditions de résistance d'un élément en béton armé supposent que les armatures ne glissent pas à l'intérieur du béton. C'est le phénomène d'adhérence qui empêche ou limite ces glissements. La liaison entre une armature et le béton est mesurée par la contrainte d'adhérence τ_s.

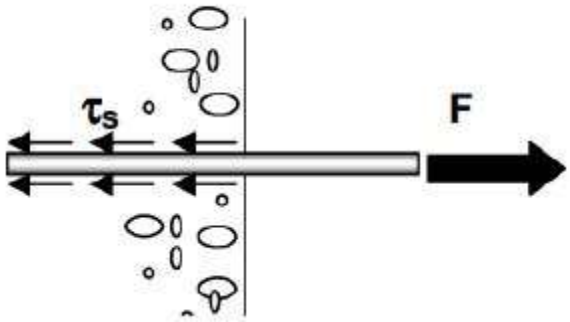


Figure III.2.8: Appliquer à une barre un effort de traction F

❖ **Facteurs influant sur l'adhérence**

L'adhérence est favorisée par :

- l'état de surface des aciers : l'adhérence est améliorée lorsque la barre possède des nervures en saillies ou lorsque sa surface est rugueuse

- la qualité du béton d'enrobage : en particulier le dosage et les conditions de vibration qui influent sur la compacité.

a) La valeur limite ultime réglementaire de la contrainte d'adhérence

Cette contrainte tient compte à la fois des caractéristiques de l'acier avec le coefficient de scellement ψ_s et celles du béton, avec sa résistance à la traction f_{tj} :

- $\overline{\tau_{se}}$ = la contrainte d'adhérence admissible.
- $\overline{\tau_{se}} = \psi_s f_{t28}$ Telle que :
  - $\psi_s = 1.5$ (Acier haute adhérence)
  - $f_{c28} = 25MPa$
  - $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c25} = 2.1MPa$

$\overline{\tau_{se}} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa$

b) La contrainte d'adhérences d'entrainement

Cette contrainte va s'opposer à l'effort de traction dans la barre

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\Sigma Ui} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 100 .48} = 0.24MPa$$

Avec :

T_u = Effort tranchant

ΣUi : Somme des périmètres utiles des barres

n : nombre de barres

$\Sigma Ui = \pi.n.\emptyset = 4 \times 0.8 \times 3.14 = 10.048MPa$

$\tau_{se} = 0.24MPa \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15MPa$**…… Condition vérifiée.**

❖ **Vérification des espacements des barres**

- Armatures principales : St ≤ min {3h, 33 cm} = 30 cm

Nous avons adopté St = 25 cm **…….…….. Condition vérifiée.**

- Armatures de répartition : St ≤ min {4h, 45 cm} = 40 cm

Nous avons adopté St = 20 cm **…….……. Condition vérifiée.**

❖ **Ancrages des barres verticales**

L'ancrage est défini par sa longueur de scellement droit « ls »

$$ls = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.21cm$$

Avec :

$\tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835$ MPa

On adopter : ls = 30cm

2) Vérification à l'ELS

On vérifie que les contraintes maximales du béton et de l'acier sont inférieures aux contraintes limites imposées.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit donc vérifier que

➢ **Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier**

(Art A-4.5.3.2/BAEL 91)

Il consiste à assurer que les armatures sont convenablement disposées dans la section et les contraintes ne dépassent pas la valeur limite

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$

Avec :

- η : Coefficient de fissuration

$$\begin{cases} \eta = 1.3 \text{ pour les HA si : } \emptyset > 6mm \\ \eta = 1.6 \text{ pour les HA si : } \emptyset \geq 6\text{mm} \end{cases}$$

Nous avant adopter $\emptyset = 8$ mm

- $f_e = 400$ MPa
- $f_{tj} = 2.1$ MPa

$$\bar{\tau}_{se} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{226.66 ; 201.63\} = 201.63\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_{st}} = \frac{0.06 \times 10^6}{0.993 \times 2.01 \times 10^2 \times 70} = 42.94 \text{ MPa}$$

Donc on a $\sigma_{st} = 42.94$ MPa $\leq \bar{\sigma}_s = 201.63$MPa **……..…….. Condition vérifiée.**

- **Vérification des contraintes dans le béton (Art A-4.5.2/BAEL 91)**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28} = 15MPa$

$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$ Donc : $\beta = 0.915$ et $K_1 = 43.82$

$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201{,}63}{43.82} = 4.601$ MPa

Donc on a $\sigma_{bc} = 4.56$ MPa $\leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$**…….……... Condition vérifiée.**

$T_u \leq \frac{0.04 f_{t28} 0.9bd}{\gamma_b} = \frac{0.04 \times 25 \times 0.9 \times 1000 \times 70}{1.5} \times 10^{-3} = 420kN$

On a : Tu= 1,5 kN < 420 kN**……..Condition vérifiée.**

- **Vérification au séisme (Art 6.2.3/RPA99)**

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

Avec :

- ✓ A : coefficient d'accélération de zone

Dans notre cas : Zone IIa, Groupe d'usage 2 } A=0.15 (RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1)

- ✓ Cp : Facteur de force horizontal variant entre (0.3et 0.8)

L'acrotère est un élément en console donc (Cp = 0.8)

- ✓ Wp : Poids de l'acrotère = 1.7125 kN/ml

$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.7125 = 0.822kN/ml$

$F_p = 0.822Kn/ml < Q = 1kN/ml$

Remarque

L'acrotère est déjà calculé sous charge de la main courante égale à 1kN/ml supérieure à la charge sismique donc plus défavorable par contre l'action sismique peut survenir dans les deux directions, il faut donc ferrailler en A_s supérieur et inferieur.

Conclusion

Les conditions étant vérifiées, donc le ferraillage adopté est le suivant :

Armature principale : **4HA8 = 2.01cm^2** **S_t = 25cm**

Armature de répartition : **3HA8 = 1.50cm^2** **S_t = 20cm**

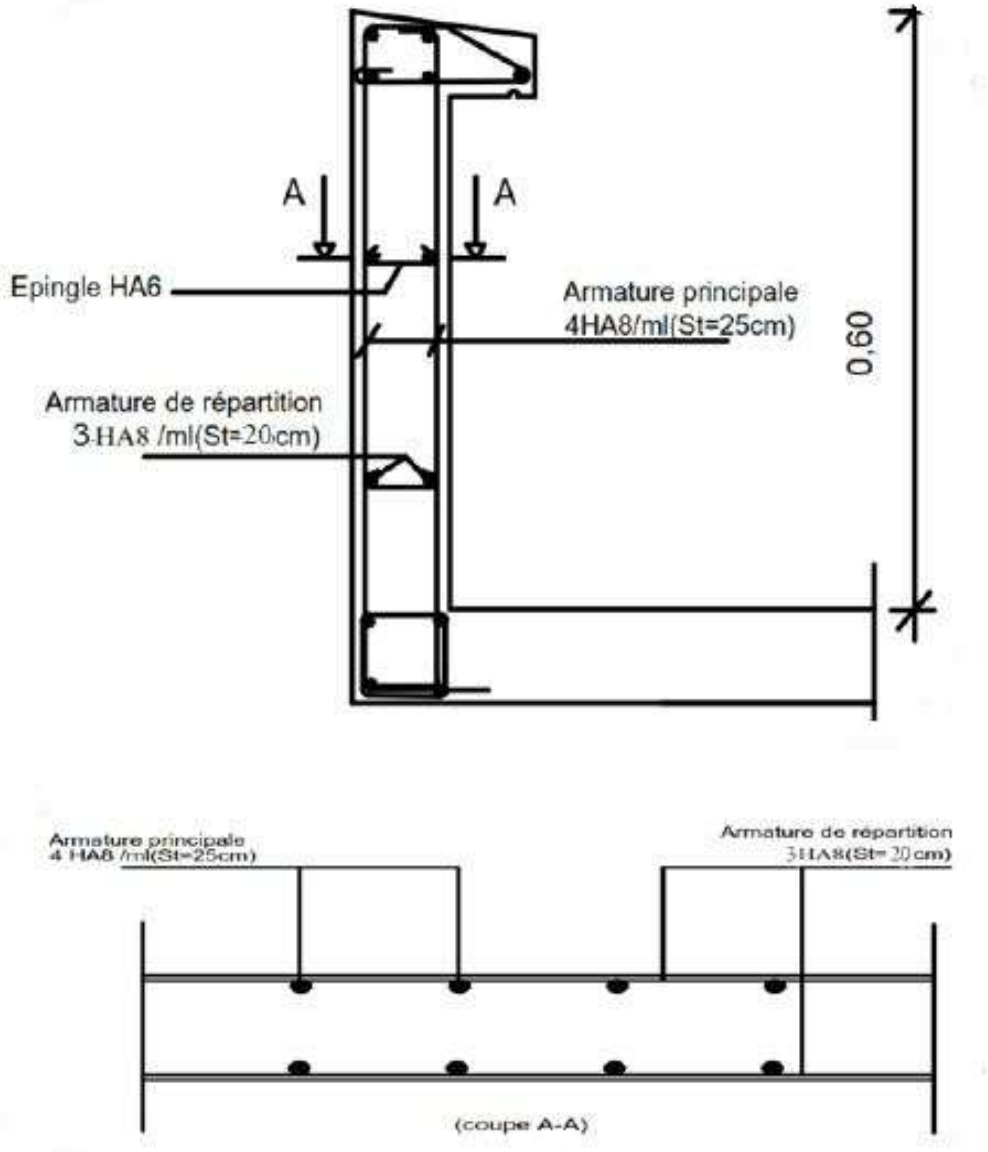


Figure III.2.9 : Schéma de ferraillage de l'acrotère.

III.3 Etude d'un escalier

III.3.1 Définition

Un escalier est une suite de plans disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer à pied d'un niveau à un autre .La montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger. Sur la figure on donne un schéma descriptif d'un escalier

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

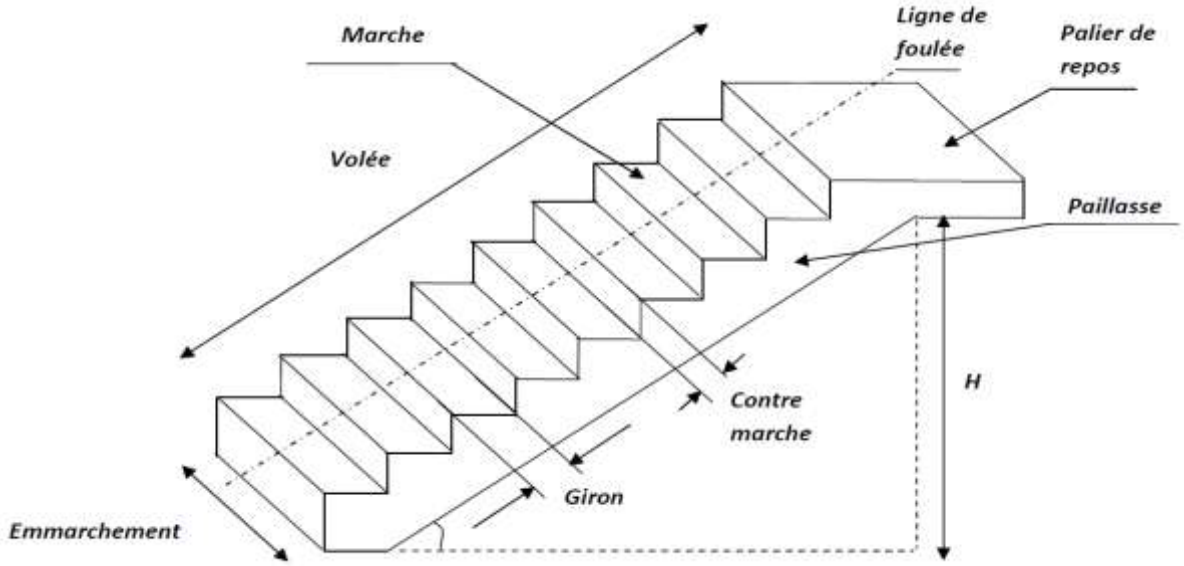


Figure III.3.1 : Principaux termes relatifs à un escalier

Avec :

- **La marche :** est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche « h » :** est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron « g »:** est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
- **La volée:** est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.
- **La paillasse d'épaisseur « ep » :** est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **L'emmarchement:** représente la largeur de la marche.

III.3.2 Pré-dimensionnement

a) Pré-dimensionnement de l'escalier

Les escaliers seront dimensionnés à l'aide de la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur les plans.

60cm < g+2h < 64cm

Pour un bâtiment à usage d'habitation :

14cm < h < 20cm ⟶ on prend **h = 17 cm**

- Le nombre de contre marches (n) est**: n = H/h**
- Le nombre de marche (m) est : **m = n-1**

En habitation collective, l'emmarchement doit être supérieur ou égal à **120cm**. La largeur du palier de repos est :

L_2 > 3g ou L_2 > 110cm

❖ **Nombre de contre marches**

- Étage courant : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17}$ = 9 contres marches.

❖ **Nombre de marches**

- Étage courant : m = n-1 = 9-1 = 8 marches

❖ **Emmarchement**

E = 1.80m ≥ 1.10 m ⇒ **la condition vérifiée**

$g = \frac{L1}{n-1} = \frac{240}{8}$ =30cm

❖ **Vérification de la relation de BLONDEL :**

60cm < g+2h < 66cm

g+2h = 30+2(17) = 64cm ⇒ 60cm < 64cm< 66cm **⇒ la relation est vérifiée.**

b) Pré-dimensionnement de la paillasse et du palier

❖ **La paillasse**

Son pré-dimensionnement se fera de la même manière qu'une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et dont l'épaisseur doit vérifier les conditions suivantes :

Avec :

L_1 =240cm

L_2 =180cm

h =153cm

L = 240 + 180 = 420 cm

$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{l_0}{20}$

$tg_\alpha = \frac{h}{L1} = \frac{153}{240} = 0.6375 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 32.51$

$\leftrightarrow \quad \cos\alpha = 0.843$

$\text{Cos}\ \alpha = \frac{L_1}{L'} \rightarrow\ L' = \frac{L_1}{\cos a} = \frac{240}{0.843} = 285\text{cm}$

✓ **Longueur de la paillasse**

$L_0 = L' + L_2 = 285 + 180 = 465\text{cm}$

✓ **Epaisseur de la paillasse**

$\frac{L0}{30} \leq e \leq \frac{L0}{20} \quad \Rightarrow \quad \frac{465}{30} \leq e \leq \frac{465}{20}$

$15.5 \leq e \leq 23.25$ On prend une épaisseur **e = 20cm**

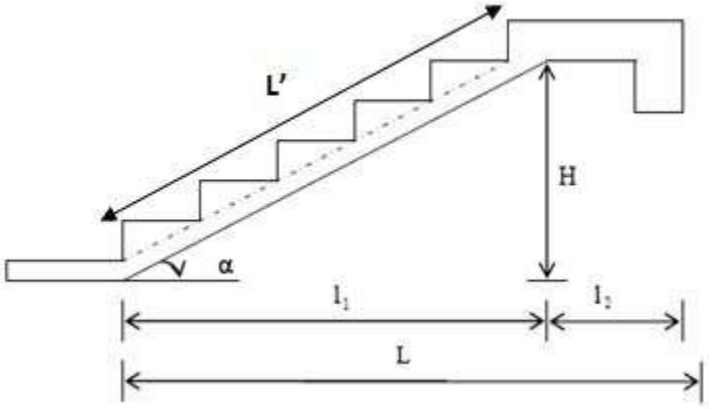


Figure III.3.2 : Coupe verticale de la volée d'étage courant.

III.3.4 Détermination des sollicitations de calcul

Le calcul se fera pour une bande de 1m de projection horizontale et 1 m de largeur en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

A. Charges permanentes

❖ **Volée**

- Poids propre de la paillasse : $\frac{25\times ep}{\cos a} = \frac{25\times 0.20}{\cos(32.51)} \times 1 = 5.93$ kN/ml
- Poids de la marche : $\frac{25\times 0.17}{2} = \frac{25\times 0.17}{2} \times 1 = 2.125$ kN/ml
- Garde corps : 0.2 kN/ml
- Poids des revêtements : - carrelage : 0.02 × 20 = 0.4 kN/ml
  - mortier de pose : 0.02 × 20 = 0.4 kN/ml
  - lit de sable : 18 × 0.02 = 0.36 kN/ml
  - enduit en ciment : 18 × 0.02 = 0.36 kN/m²

Gt = (5.93+2.125+0.2+0.4+0.4+0.36+0.36) = **9.775 kN/ml**

❖ **Palier** :

- Poids propre du palier : 25 × 0. 20 × 1 ……..= 5 kN
- Poids (sable, mortier, carrelage et enduit) :0.36 + 0.4 + 0.4 + 0.36.....…= 1.52 kN/m

Gt=(5+1.52)=**6.52KN/ml**

B. Les surcharges d'exploitation

- volée : Q = 2.5 kN/ml
- Palier : Q = 2.5 kN/ml

C. Combinaison des charges

ELU

- Paillasse : qu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (9.775) + 1.5 (2.5) =16.94 kN/ml
- Palier : qu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (6.52) + 1.5 (2.5) = 12.55 kN/ml

ELS

- Paillasse : qs = G + Q= 9.775 + 2.5 = 12.275 KN/ml
- Palier : qs = G + Q= 6.52+ 2.5 = 9.02 KN/ml

III.3.5 Calcul des efforts internes à l'ELU

a) réaction d'appuis

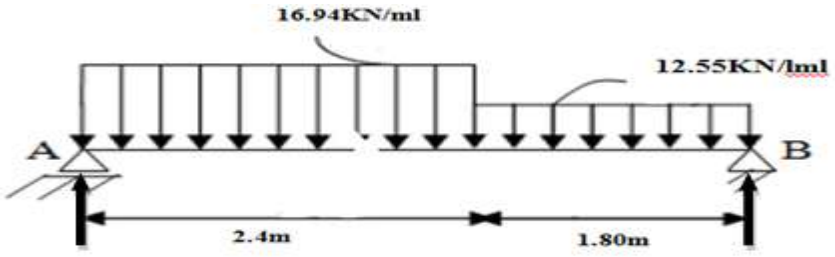


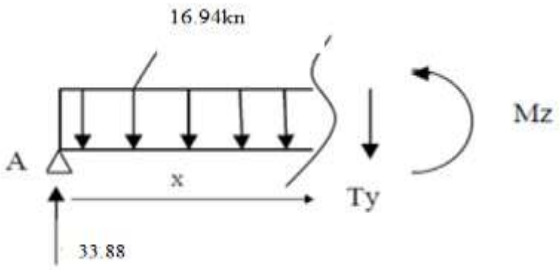
Figure III.3.3 : Schéma statique de l'escalier à deux volées (ELU) d'étage courant.

$$\Sigma Fy = 0 \Longrightarrow \begin{cases} R_A + R_B - q_1(2.4) - q_2(1.8) = 0 \\ R_A + R_B - 16.94\,(2.4) - 12.55\,(1.8) = 0 \\ R_A + R_B = 63.246\ kN \end{cases}$$

$$\Sigma M/B = 0 \Longrightarrow \begin{cases} R_A \times 4.2 - q_1 \times 2.4\left(\frac{2.4}{2} + 1.8\right) - 12.55 \times \frac{1.8^2}{2} = 0 \\ R_A = 33.88\ kN \end{cases}$$

$$\Longrightarrow \begin{cases} R_A = 33.88\ kN \\ R_B = 29.365\ kN \end{cases}$$

b) Calcul des efforts tranchant



Tronçon 1 : $0 < x < 2.4m$

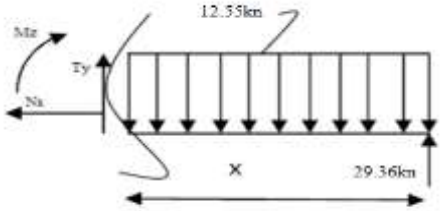
$\Sigma F/yy'=0$ $Ty = -16.94x + 33.88$

$\Sigma M/G=0$ $Mz = 33.88x – 16.94\ x^2/2$

$Mz = 33.88x-8.47\ x^2$

X(m)	T_Y(kN)	M_Z(kN.m)
0	33.88	0
2.4	-6.776	32.52

Tronçon 2: $0 < x < 1.8m$



$\Sigma F/yy'$ $Ty = 12.55x- 29.36$

$\Sigma M/G=0$ $Mz = 29.36x – 12.55\ x^2/2$

$Mz = 29.36x – 6.275\ x^2$

X(m)	T_Y(kn)	M_Z(kn.m)
0	-29.36	0
1.8	-6.776	32.52

Calcul de Mmax

$dMz(x)/dx = -Ty$ donc $Ty=0$ $Mz= Mmax$ $Ty=0$ $Ty = -16.94x + 33.88 = 0$ $x= 2m$

$Mz(2)=33.88\ (2) – 8.47\ (2)^2=33.88$ KN.m

Remarque

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{umax} au niveau des appuis et en travée.

$M_{uap} = (-0.3)\ M_{umax} = (-0.3) \times 33.88 = -10.164$ kN.m

$M_{utr} = (0.85)\ M_{umax} = (0.85) \times 33.88 = 28.798$ kN.m

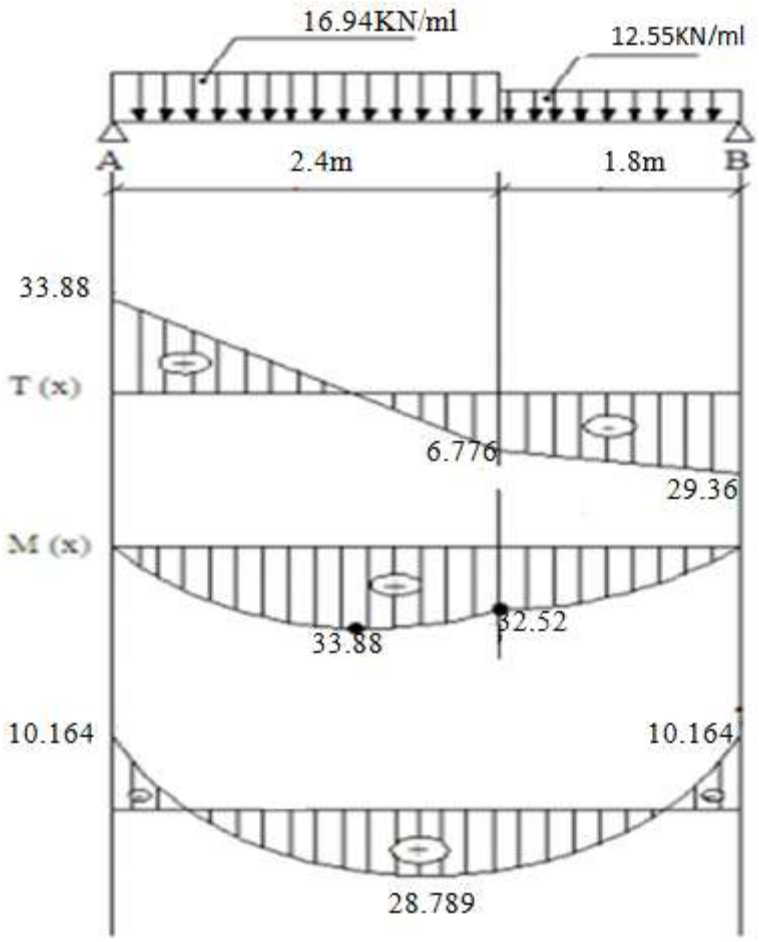


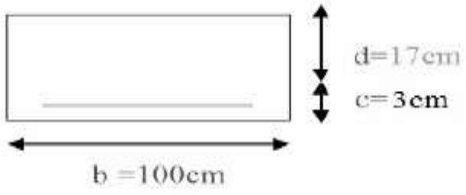
Figure III.3.4 : Diagrammes des efforts internes de l'escalier l'ELU.

III.3.6 Ferraillage

Le calcul des sections d'aciers se fera en flexion simple en utilisant les efforts calculés précédemment.

a) Armatures principales

- **En travée**



d = 17cm; b =100cm; h=20cm; c = 3cm

$u_u = \frac{M_t}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{28.789 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.070$

On $u_u < u_l = 0.392$ La section est simplement armée.

De l'abaque des armatures $u_u = 0.070 \Longrightarrow \beta = 0.964$

$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma s} = \frac{28.789 \times 10^3}{0.964 \times 17 \times 348} = 5.04 cm^2$

On opte pour : **5HA12 = 5.65cm²** **St = 20cm**

- **Aux appuis**

$f_{bu} = \frac{0.85\ fc28}{\theta\ \gamma b} = \frac{0.85\times25}{1\times1.5} = 14.2MPa$

$u_u = \frac{M_a}{b\times d\times f_{bu}} = \frac{10.164\times10^3}{100\times17^2\times14.2} = 0.024$

On $u_u < u_l = 0.392$ La section est simplement armée.

De l'abaque des armatures $u_u = 0.024 \Longrightarrow \beta = 0.988$

$A_{st} = \frac{M_a}{\beta\times d\times \sigma s} = \frac{10.164\times10^3}{0.988\times17\times348} = 1.73cm^2$

On opte pour : **5HA8 = 2.51cm²** **St = 20cm**

b) Armatures de répartition

- **En travée**

$A_{rt} = \frac{Ast}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.4125cm^2$

On opte pour : **4HA8 = 2.01cm²** **St = 25cm**

- **Aux appuis**

$A_{ra} = \frac{Asa}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.627cm^2$

On opte pour : **4HA8 = 2.01cm²** **St = 25cm**

III.3.7 Vérifications à l'ELU

➢ **Condition de non fragilité (Art A.4.2 /BAEL91)**

On doit vérifier la condition suivante : $A_{adopté} \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

✓ **En travée**

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23\times100\times17\times2.1}{400} = 2.05cm^2$

$A_{adopté} = 5.65cm^2 > A_{min} = 2.05cm^2$ **……Condition vérifiée.**

✓ **Aux appuis**

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23\times100\times17\times2.1}{400} = 2.05cm^2$

$A_{adopté} = 2.51cm^2 > A_{min} = 2.05cm^2$ **……..Condition vérifiée.**

➢ **Espacement des armatures**

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

- **Armature principal**

$S_t \leq$ Min (3h; 33cm)

Min (60; 33) cm = 33cm

Aux appuis : St = 25 ≤ 33cm

En travées : St = 25 ≤ 33cm } ……..**Condition vérifiée.**

- **Armatures secondaires**

$S_t \leq$ Min (4h; 45cm)

Min (120; 45) cm = 45cm

Aux appuis : St = 25cm ≤ 45cm

En travées : St = 25cm ≤ 45cm } ……..……**Condition vérifiée.**

➢ **Vérification de l'effort tranchant**

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

$\tau_u = \frac{T_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(\frac{0.2}{\gamma b}$; 5MPa)

$\tau_u = \frac{33.88 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.199$MPa

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

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ = 0.199 < 3.33MPa ……..……**condition vérifiée.**

➢ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres (Art.A.6.1 ,3)**

On doit vérifier $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow \frac{T_u^{max}}{0.9d \sum U_i} \leq \psi s \, f_{t28}$

Avec :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures d'appui.

$\Sigma \, Ui = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84$cm

$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{33.88 \times 10}{0.9 \times 17 \times 18.84} = 1.175$MPa

$\psi s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$MPa

$\tau_{se} = 1.175 \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15$……..……..**condition vérifiée.**

➢ **Influence de l'effort tranchant aux appuis**

- **Influence sur le béton**

On doit vérifier $T_{max}^u < \frac{0.4 \times f_{c28}}{\gamma b} \times 0.9d \times b$

$\frac{0.4 \times f_{c28}}{\gamma b} \times 0.9d \times b = \frac{0.4 \times 28}{1.5} \times 0.9(17) \times 100 \times 10^{-1} = 1020$ kN

$T_{max}^u = 33.88$ kN

$T_{max}^u = 33.88$kN <1020kN ……..**condition vérifiée.**

-Influence sur les aciers :

On doit vérifier : $A_a > \frac{1.15}{f_e}\left(T_u^{max} + \frac{Ma}{0.9d}\right)$

$\frac{1.15}{f_e}\left(T_u^{max} + \frac{Ma}{0.9d}\right) = \frac{1.15}{400\times10^2}\left(33.88 - \frac{10.164}{0.9\times0.17}\right)\times 10^3 = -0.93cm^2$

Aa=2.51cm^2 > -0.93 **……..……..condition vérifiée.**

- **Ancrage des barres aux appuis**

$ls = \frac{\emptyset.fe}{4.\tau su}$ Avec : τ_{su} : contrainte d'adhérence à l'ancrage

$\tau_{su} = 0{,}6\psi^2 f_{t28} = 0\ .6 \text{ x } 1.5^2 \text{ x } 2.1 = 2.832$ MPa

$l_s = \frac{\emptyset fe}{4\tau su} = \frac{1.2 \text{ x } 400}{4 \text{ x } 2.832} = 42.32cm$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet lc est au moins égale à $0.4ls$ pour les aciers H.A **; Donc** : 0.4ls = 16,93 soit : 17cm.

III.3.8 Calcul à l'ELS

a) réaction d'appuis

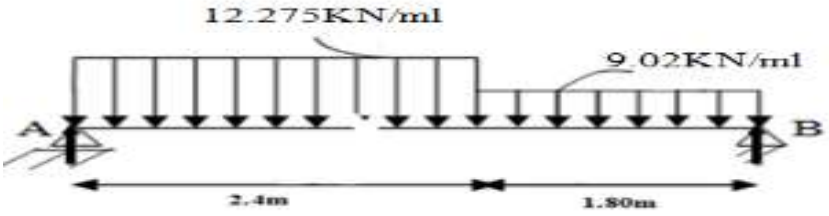


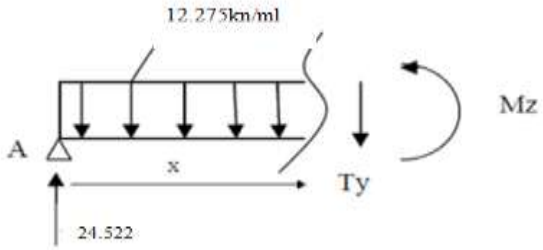
Figure III.3.5 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

$\Sigma Fy = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A+R_B - q_1(2.4) - q_2(1.8) = 0 \\ R_A + R_B - 12.275(2.4) - 9.02(1.8) = 0 \\ R_A + R_B = 45.696kN \end{cases}$

$\Sigma M/B = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A \times 4.2 - 12.275 \times 2.4\left(\frac{2.4}{2} + 1.8\right) - 9.02 \times \frac{1.8^2}{2} = 0 \\ R_A = 24.522\ kN \end{cases}$

$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 24.522kN \\ R_B = 21.174kN \end{cases}$

b) Calcul des efforts tranchant



Tronçon 1 : $0 < x < 2.4m$

$\Sigma F/yy'=0$ $\quad Ty = -12.275x + 24.522$

$\Sigma M/G=0$ $\quad Mz = 24.522x - 12.275\ x^2/2$

$\quad Mz = 24.522x-6.137\ x^2$

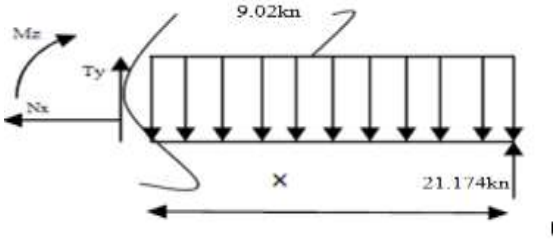
X(m)	T_Y(kn)	M_Z(kn.m)
0	24.522	0
2.4	-4.938	23.50

Tronçon 2: $0 < x < 1.8m$

$\Sigma F/yy'$ $\quad Ty = 9.02x- 21.174$

$\Sigma M/G=0$ $\quad Mz = 21.174x - 9.02\ x^2/2$

$\quad Mz = 21.174x - 4.51\ x^2$



X(m)	T_Y(kn)	M_Z(kn.m)
0	-21.174	0
1.8	-4.938	23.50

- **Calcul de M_{max}**

dMz(x)/dx = -Ty donc Ty=0 Mz= Mmax Ty=0 Ty = -12.275x + 24.522 = 0 x= 2m

Mz(2) = 24.522 (2) – 6.137 $(2)^2$ = 24.5kN.m

Remarque

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{umax} au niveau des appuis et en travée.

M_{uap} = (-0.3) M_{umax} = (-0.3) ×24.5 = -7.35 kN.m

M_{utr} = (0.85) M_{umax} = (0.85) ×24.5 =20.825 kN.m

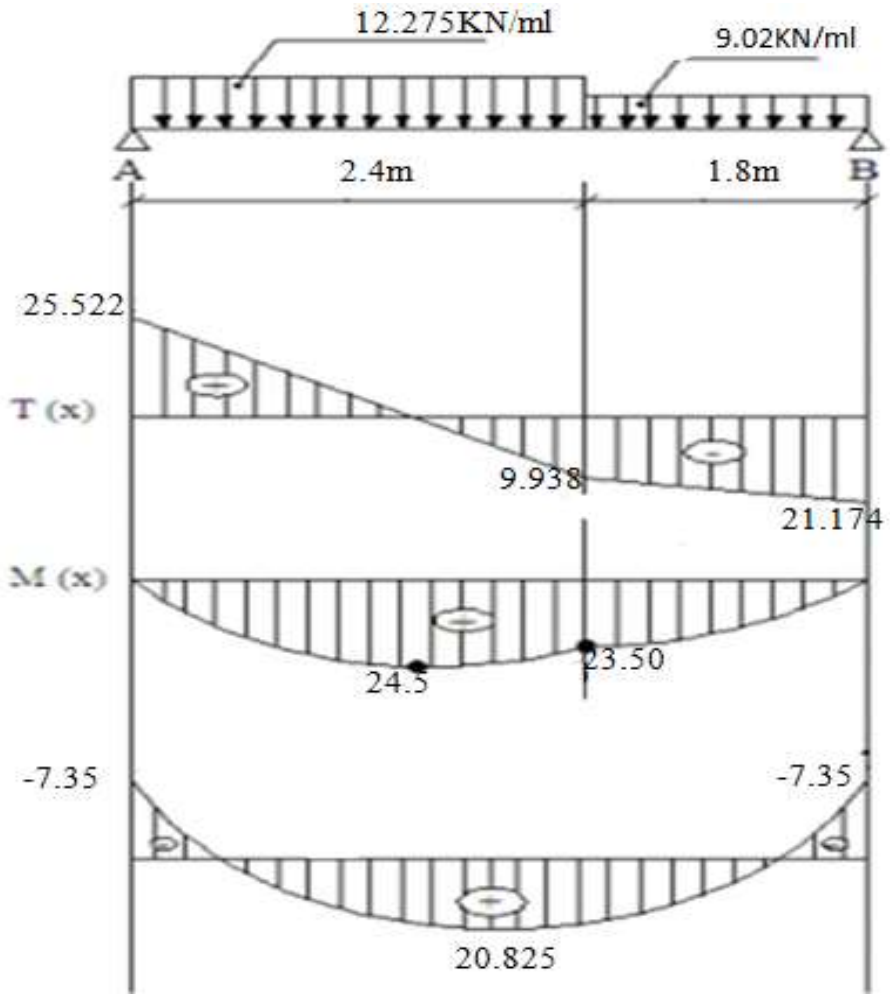


Figure III.3.6 : Diagrammes des efforts internes de l'escalier à l'ELS

III.3.9 Vérifications à l'ELS

- **Etat limite de résistance de béton en compression**

- **En travée**

M_T^{MAX} = 20.825 kN.m A_{ST}=5.65cm^2

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{ST}}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 17} = 0.332$$

De l'abaque en tire les valeurs de : β_1**= 0.9101** et **K_1=40.62**

- **Contrainte dans le béton**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15$MPa

$$\sigma_{st} = \frac{Mt}{\beta 1 d Ast} = \frac{20.825 \times 10^3}{0.9101 \times 17 \times 5.65} = 238.23\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{K1} = \frac{238.23}{40.62} = 5.86\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ → 5.86MPa ≤ 15MPa **……..…… .Condition vérifiée.**

- **Contrainte dans les aciers**

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

σst = 5.86 MPa < σst = 348 MPa **…….……condition vérifiée.**

- **En appuis**

M_a^{MAX} = 7.35 kN.m A_{ST}=2.51cm^2

$\rho_1 = \frac{100 \times A_{ST}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 17}$ = 0.147

De l'abaque en tire les valeurs de : β_1= **0.973** et **K_1=64.37**

- **Contrainte dans le béton**

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

σ_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 x 25 = 15MPa

$\sigma_{st} = \frac{Ma}{\beta 1 d Ast} = \frac{7.35 \times 10^3}{0.973 \times 17 \times 2.51}$ = 177.03

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{K1} = \frac{177.03}{64.37}$ =2.75

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ → 2.75MPa ≤ 15 MPa **……..……condition vérifiée.**

- **Contrainte dans les aciers**

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

σ_{st} = 177.03 MPa < σst = 348 MPa **……..…….condition vérifiée.**

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

Les fissurations dans les éléments situés dans les locaux couverts peu nuisibles, dans ce cas y'a pas de vérification à effectuer, sauf que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

- **Etat limite de déformation**

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

Les règles de BAEL (Art B.6.5.1) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas exigé de calculer la flèche pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes seront vérifiées L=420

$$\frac{A}{b_0 \times d} > \frac{3.6}{f_e} \quad ; \qquad \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad ; \qquad \frac{h}{l} > \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

h : Hauteur de la poutre

L : Longueur libre de la plus grande travée.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

At : Section d'armature en travée.

Mt : Moment max en travée.

M0 : Moment max isostatique.

$\frac{h}{l} = \frac{20}{420} = 0.047$

$\frac{1}{16} = 0.0625$

$\frac{h}{l} < \frac{1}{16}$ **…….condition non vérifiée.**

Vu que la première condition n'est pas vérifiée, nous devons procéder par calcul de la flèche

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times l^4}{E_V \times I_0} \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0.84cm$$

E_V : Module de déformation différée :

$$E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPA}$$

***Ifv* :** Inertie fictive de la section pour les déformations de longue durée.

$\bar{f}$: Flèche admissible pour L étant plus ou égal à 5m.

$Q = \max(q_{paillasse} ; q_{palier}) = 12.275kN/ml$

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15At(V_2 - c)^2$$

$$V_1 = \frac{Sxx}{B_0}$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15At.d}{bh + 15At}$$

$$V_1 = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 17}{100 \times 20 + 15 \times 5.65} = 10.28cm$$

$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.28 = 9.72cm^2$

$$I = \frac{100}{3}(10.28^3 + 9.72^3) + 15 \times 5.65(9.72 - 3)^2$$

$I = 70650.63cm^4$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times l^4}{E_V \times I_0} = \frac{5}{384} \times \frac{12.275 \times 10^3 \times 4.20^4}{10818.86 \times 10^6 \times 70650.63 \times 10^{-8}} = 0.006m = 0.6cm$$

$\bar{f} = 0.85cm < f = 0.6$ cm **……..…condition vérifiée.**

⟹ **La flèche est admissible**.

Conclusion

L'escalier sera ferraillé comme suit :

Aux appuis : - Armatures principales : Ap=**5HA8** **St = 20cm**

- Armatures secondaires : Ar = **4HA8** **St = 25cm**.

En travées : - Armatures principales : Ap = **5HA12** **St = 20cm**

- Armatures secondaires : Ar = **4HA8** **St = 25cm.**

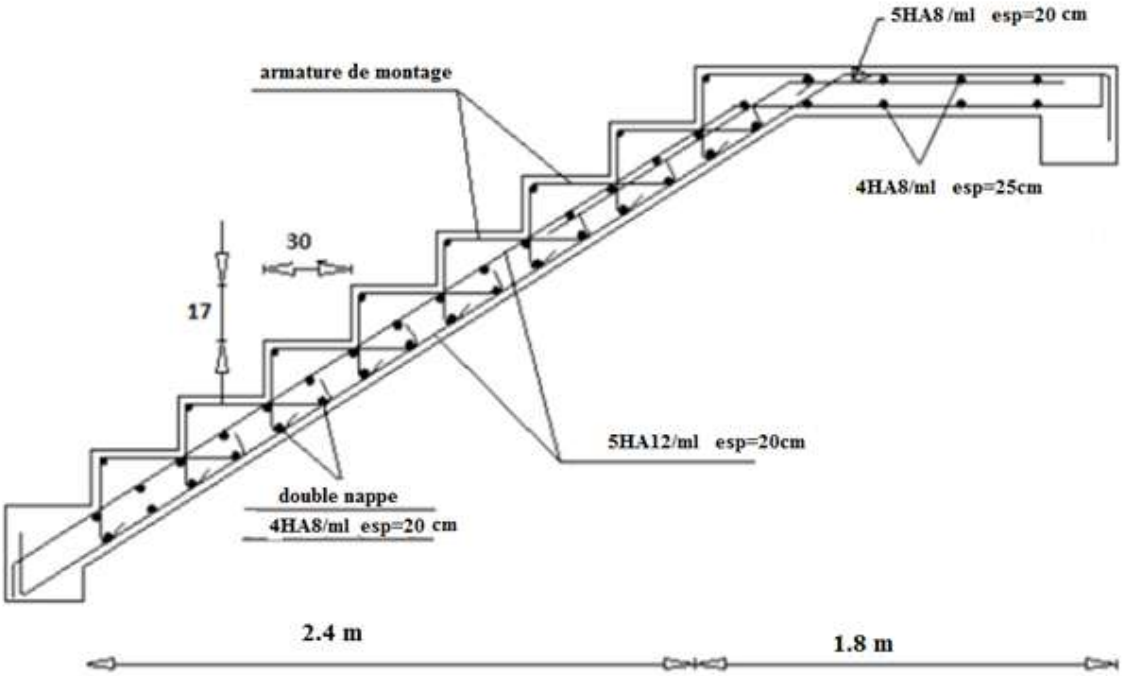


Figure III.3.7 : Schéma de ferraillage des escaliers

III.4 Etude d'une poutre palière

III.4.1 Définition

C'est une poutre de section rectangulaire. Elle supporte son poids propre, la réaction de la paillasse et du palier ainsi que le poids du mur. Cette poutre est considérée comme étant semi-encastrée dans les deux poteaux de la cage d'escalier et sa portée est L=4.20m

III.4.2 pré-dimensionnement

- **La hauteur**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Longrightarrow \frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \Longrightarrow 28cm \leq h \leq 42cm$$

Selon RPA99 version 2003 : $h_t \geq 30cm \Rightarrow$ on opte pour : $\mathbf{h_t = 35cm}$

- **La largeur :**

$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 16cm \leq b \leq 28cm$

Selon le RPA99 version 2003 $\begin{cases} b \geq 20cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Longrightarrow$ **b = 25cm**

Donc le dimensionnement de notre poutre palière est de : **(25×35) cm²**

III.4.3 Détermination des charges et surcharges

- **Poids propre de la poutre**

Palier : G_{pa}= 0.25× 0.35 ×25 = 2.187 kN/ml

- **Poids propre du mur maçonnerie** :

G = 2.36 kN/m^2

. G_2 = 2.36 x (3.06-0.35) = 6.39 kN/ml.

- **Poids total**

G = 2.187 + 6.39 = 8.57kKN/ml

- **Effort tranchant à l'appui**

ELU: R_b = 29.365 kN

ELS: R_b = 21.174 kN

- **Combinaison de charges**

✓ **ELU :** qu = 1.35G + Ra = 1.35(8.577) +29.365 = 40.94 kN/ml

✓ **ELS :** qs = G + Ra = 8.577 + 21.174 = 29.751 kN/ml

III.4.4 Calcul des efforts à l'ELU

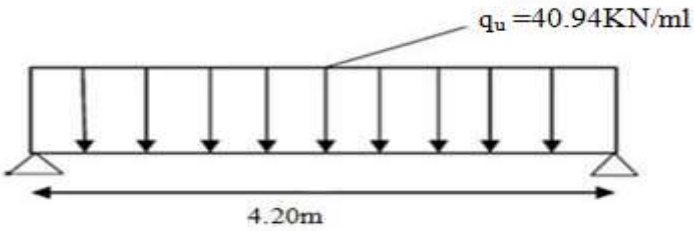


Figure III.4.1 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU

a) Effort tranchant

$$T=\frac{q\times l}{2}=\frac{40.94\times 4.2}{2}=85.974\text{kN}$$

b) Moment isostatique

$$\mathbf{M}_{max}=\frac{ql^2}{8}=\frac{40.94\times 4.2^2}{8}=90.272\text{ kN.m}$$

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{umax} au niveau des appuis et en travée.

M_{uap} = (-0.3) M_{umax} = (-0.3) × 90.272 = - 27.081 kN.m

M_{utr} = (0.85) M_{umax} = (0.85) ×90.272 = 76.731kN.m

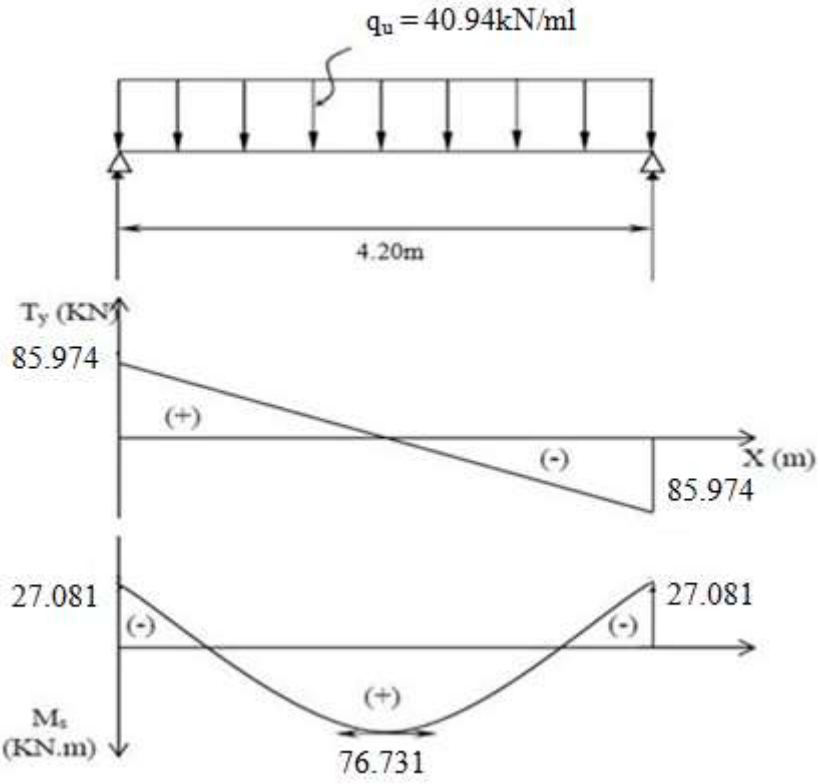
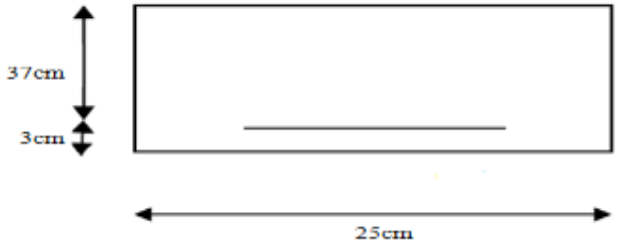


Figure III.4.2 : Diagramme des efforts internes de la poutre palière à l'ELU

III.4.5 Ferraillage

Le calcul des sections d'aciers se fera en flexion simple en utilisant les efforts calculés précédemment.



1. Armatures principales

- **Aux appuis**

d = 32cm; b = 25cm; h = 35cm; c = 3cm

$f_{bu} = \frac{0.85fc28}{\theta\gamma b} = \frac{0.85\times25}{1\times1.5} = 14.2MPa$

$u_u = \frac{M_a}{b\times d\times f_{bu}} = \frac{27.081\times10^3}{25\times32^2\times14.2} = 0.074$

On a : $u_u = 0.074 < u_l = 0.392$ Donc : La section est simplement armée.

De l'abaque des armatures : $u_u = 0.074 \Longrightarrow \beta = 0.962$

$A_{st} = \frac{M_a}{\beta\times d\times\sigma s} = \frac{30.3\times10^3}{0.962\times32\times348} = 2.82cm^2$

On opte pour : **3HA12 = 3.39cm²**

- **En travée**

$u_u = \frac{M_t}{b\times d^2\times f_{bu}} = \frac{76.731\times10^3}{25\times32^2\times14.2} = 0.211$

On a : $u_u = 0.211 < u_l = 0.392$ Donc : La section est simplement armée.

De l'abaque des armatures $u_u = 0.211 \Longrightarrow \beta = 0.879$

$A_{st} = \frac{M_t}{\beta\times d\times\sigma s} = \frac{76.731\times10^3}{0.879\times32\times348} = 7.81cm^2$

On opte pour : **6HA14 = 9.23cm²**

2. Armatures transversales

✓ **Diamètre minimale**

$\emptyset t = \min(\frac{h}{35}; \emptyset l; \frac{b}{10}) = \min(\frac{350}{35}; 12; \frac{250}{10}) = \min(10; 12; 25)$

On prend $\emptyset t = 8mm$

✓ **Calcul des espacements (BAEL91 Art51.22)**

$St \leq \min(0.9d; 40cm) = \min(28.8; 40)$

- **Aux appuis**

$St \leq \min(\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30) = \min(\frac{40}{4}; 12(1.2); 30) \Longrightarrow St = 8cm$

- **En travée**

$St \leq \frac{35}{2} = 17.5 \Longrightarrow St = 17cm$

III.4.6 Vérifications à l'ELU

➢ **Condition de non fragilité (Art A.4.2 /BAEL91)**

On doit vérifier la condition suivante : $A_{adopté} \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

- **En travée**

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 32 \times 2.1}{400} = 0.966 cm^2$

$A_{adopté} = 9.23 cm^2 > A_{min} = 0.966\ cm^2$ **……...……...……Condition vérifiée.**

- **Aux appuis**

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 32 \times 2.1}{400} = 0.966\ cm^2$

$A_{adopté} = 3.39 cm^2 > A_{min} = 0.966 cm^2$ **……...……Condition vérifiée.**

➢ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau_u}$

$\tau_u = \frac{T_U}{b \times d} \leq \bar{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma b}; 5MPa\right)$

$\tau_u = \frac{85.974 \times 10^3}{250 \times 320} = 1.07MPa$

$\bar{\tau_u} = \min(3.33; 5MPa) = 3.33MPa$

$\tau_u = 1.07MPa \leq \bar{\tau_u} = 3.33MPa$ **……condition vérifiée.**

➢ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres (Art.A.6.1 ,3)**

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau_{se}} \rightarrow \frac{T_u^{max}}{0.9d \sum U_i} \leq \psi s f t28$

Avec :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures d'appui.

$\Sigma Ui = n\pi\phi = 4 \times 3.14 \times 1.6 = 20.096cm$

$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{85.974 \times 10}{0.9 \times 32 \times 20.096} = 1.485MPa$

$\psi s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa$

$\tau_{se} = 1.485\ MPa \leq \bar{\tau_{se}} = 3.15MPa$ **……..condition vérifiée.**

➢ **Influence de l'effort tranchant aux appuis**

- **Influence sur le béton**

On doit vérifier que : $T_{max}^u < \frac{0.4 \times f_{c28}}{\gamma b} \times 0.9d \times b$

$\frac{0.4 \times f_{c28}}{\gamma b} \times 0.9d \times b = \frac{0.4 \times 25}{1.5} \times 0.9(32) \times 25 \times 10^{-1} = 480kN$

T^u_{max}= 85.974kN

T^u_{max}= 85.974 kN< 480kN **……..……..condition vérifiée.**

- **Influence sur les aciers**

On doit vérifier que : $A_a > \frac{1.15}{f_e}\left(T_u^{max} + \frac{Ma}{0.9d}\right)$

$\frac{1.15}{f_e}\left(T_u^{max} + \frac{Ma}{0.9d}\right) = \frac{1.15}{400\times10^2}\left(85.974 - \frac{27.081}{0.9\times0.32}\right)\times 10^3 = -0.271 cm^2$

Aa = 3.39cm^2> - 0.271cm² **……..…..condition vérifiée.**

- **Ancrage des barres aux appuis**

$l_s = \frac{\emptyset.fe}{4.\tau su}$ Avec : τ_{su} : contrainte d'adhérence à l'ancrage

$\tau_{su} = 0.6\psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.832$ MPa

$l_s = \frac{\emptyset.fe}{4.\tau su} = \frac{1.6x\ 400}{4\ x\ 2.832} = 56.497cm$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet lc est au moins égale à 0.4ls pour les aciers H.A **; Donc** : lc = 0.4ls = 22.59 soit : lc = 23cm.

III.4.7 Calcul des efforts à l'ELS

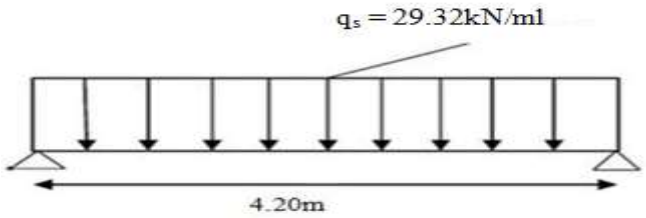


Figure III.4.3 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS

a) Effort tranchant

$T = \frac{q\times l}{2} = \frac{29.751\times4.2}{2} = 62.47$ kN

b) Moment isostatique

$\mathbf{M}_{max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{29.751\times4.2^2}{8} = 65.601$kN.m

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{umax} au niveau des appuis et en travée.

M_{uap} = (-0.3) M_{umax} = (-0.3) ×65.601 = 19.68 KN.m

M_{utr} = (0.85) M_{umax} = (0.85) × 65.601 = 55.761KN.m

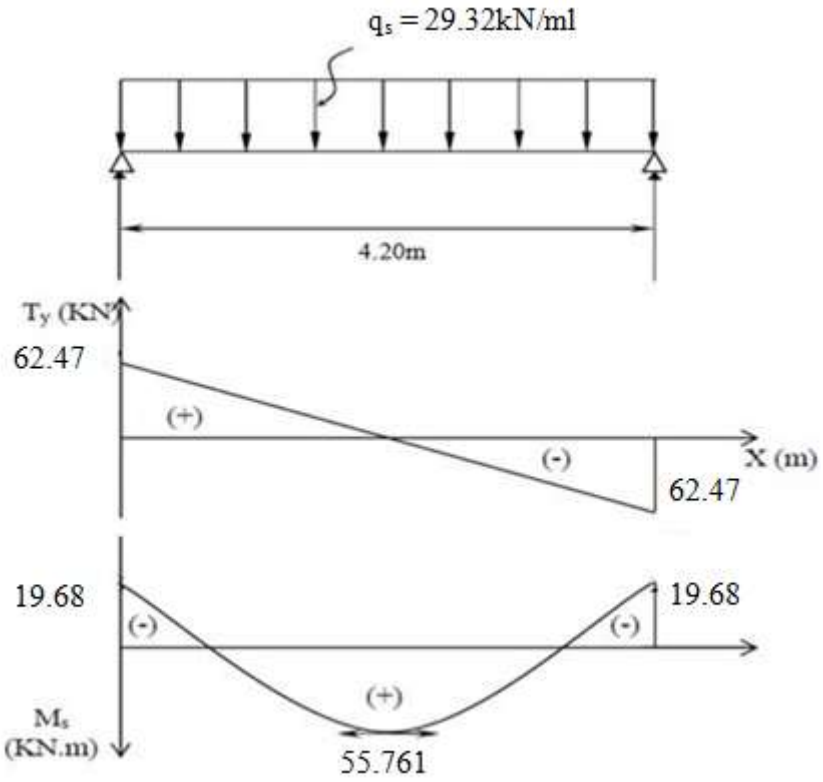


Figure III.4.4 : Diagramme des efforts internes de la poutre palière à l'ELS

III.4.9 Vérifications à l'ELS

- **Etat limite de résistance de béton en compression**

- **En travée**

M_T^{MAX} = 55.761 kN.m A_{ST}=9.23cm^2

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{ST}}{b \times d} = \frac{100 \times 9.23}{25 \times 32} = 1.15$$

De l'abaque en tire les valeurs de : β_1= **0.860** et **K_1=20.71**

- **Contrainte dans le béton**

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

$\bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15 MPa$

$$\sigma_{st} = \frac{Mt}{\beta 1 d Ast} = \frac{55.761 \times 10^3}{0.860 \times 32 \times 9.23} = 219.52 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{K1} = \frac{219.52}{20.71} = 10.6 MPa$$

σ_{bc} = 10.6MPa $\leq \bar{\sigma}_{bc}$ = 15 MPa **……...Condition vérifiée.**

- **Contrainte dans les aciers**

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

σ_{st} = 219.52 MPa < $\bar{\sigma}_{st}$ = 348 MPa **…….condition vérifiée.**

- **En appuis**

M_a^{MAX} = 19.68 kN.m A_{ST}=3.39cm^2

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{ST}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 32} = 0.424$$

De l'abaque en tire les valeurs de : β_1= **0.900** et **K_1=35**

- **Contrainte dans le béton**

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

$$\sigma_{st} = \frac{Ma}{\beta 1 d Ast} = \frac{19.68 \times 10^3}{0.900 \times 32 \times 3.39} = 201.57 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{K1} = \frac{201.57}{35} = 5.76 MPa$$

σ_{bc} = 5.76 MPa ≤ $\bar{\sigma}_{bc}$ = 15MPa **…….condition vérifiée.**

- **Contrainte dans les aciers**

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

σ_{st} = 201.57 MPa ≤ $\bar{\sigma}_{st}$ = 348MPa **……..…….condition vérifiée.**

➢ **Etat limite d'ouverture des fissures**

Les fissurations dans les éléments situés dans les locaux couverts peu nuisibles, dans ce cas y'a pas de vérification à effectuer, sauf que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

➢ **Etat limite de déformation**

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

Les règles de BAEL (Art B.6.5.1) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas exigé de calculer la flèche pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes seront vérifiées L=420

$$\frac{A}{b_0 \times d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \qquad \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad ; \qquad \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

h : Hauteur de la poutre

L : Longueur libre de la plus grande travée.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

At : Section d'armature en travée.

Mt : Moment max en travée.

M0 : Moment max isostatique.

$\frac{h}{l} = \frac{35}{420} = 0.083$; $\frac{1}{16} = 0.0625$ $\Rightarrow \frac{h}{l} > \frac{1}{16}$ **……..……condition vérifiée.**

$\frac{A}{b \times d} = \frac{9.23}{25 \times 37} = 0.001$; $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011$ $\Rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} < \frac{4.2}{f_e}$ **……...……condition vérifiée.**

$\frac{h}{l} = \frac{35}{420} = 0.083$; $\frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{55.761}{10 \times 65.601} = 0.081$ $\Rightarrow \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$ **.....……condition vérifiée.**

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

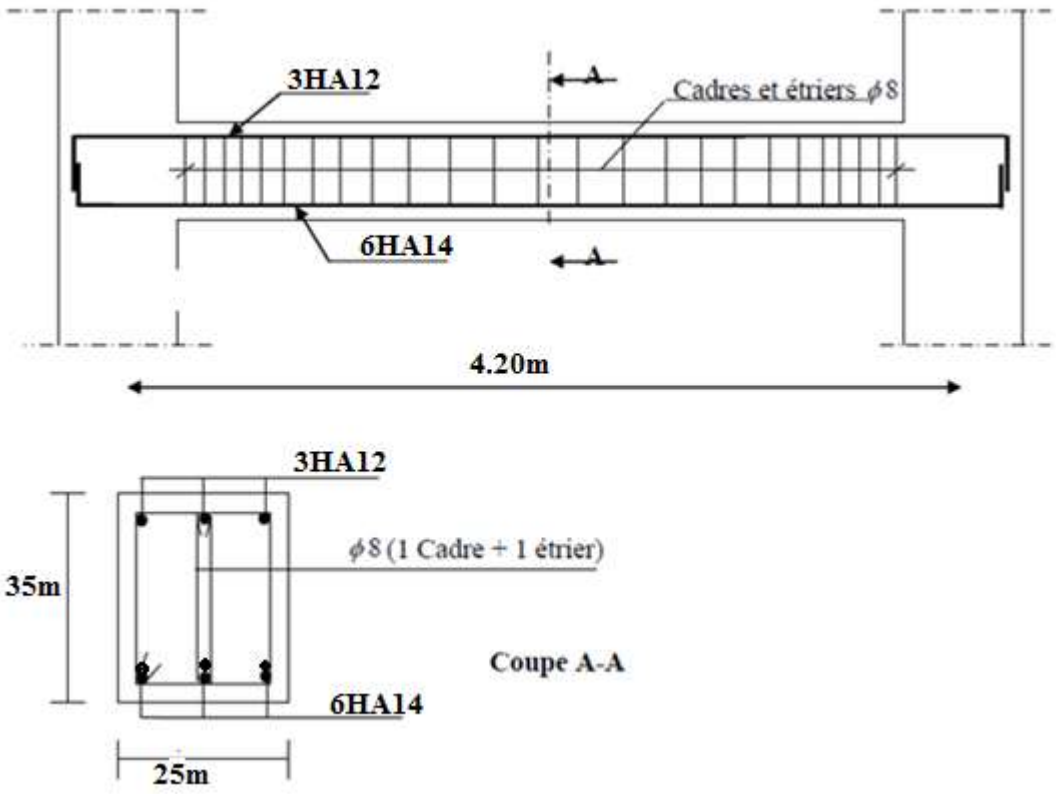


Figure III.4.5 : Schéma de ferraillage de la poutre palière.

III.5 Etude d'une poutre de chainage

Introduction

La poutre de chainage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures. Et pour le ferraillage, nous prenons le cas le plus défavorable dans les deux sens.

III.5.1 Pré-dimensionnement

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- **L'épaisseur**

L : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré

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

$\frac{L}{15} = \frac{400}{15} = 26.67cm \leq h \leq \frac{400}{10} = \frac{400}{10} = 40cm$

Selon RPA99 modifié 2003 : $h_t \geq 30cm \rightarrow$ on opte pour **h = 35 cm.**

- **La largeur**

$0.4h \leq b \leq 0.7h \longrightarrow 0.4h = 0.4 \times 35 = 14cm \leq b \leq 0.7h = 0.7 \times 35 = 24.5$ cm

Selon le RPA99 $\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Longrightarrow$ **b = 25cm**

Donc le dimensionnement de notre poutre de chainage est de (25 ; 35) cm^2

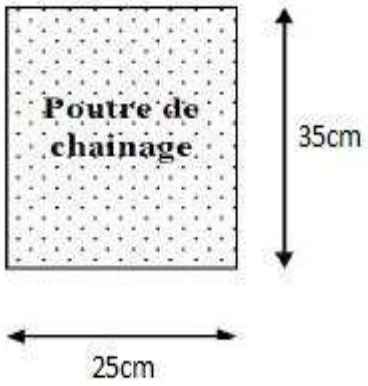


Figure III.5.1 : Coupe transversal de la poutre de chainage

III.5.2 Détermination des charges et surcharges

- **Les charges permanentes**

- **Poids propre de la poutre**

G = 0.25 x 0.35 x 25 = 2.187 kN/ml

- **Poids du mur**

Gm = (3.06 – 0.35) x 2.36 = 6.4 kN/ml

- **Poids du plancher**

G = 5.16 x 0.65/2 =1.677 N/ml

- **Poids total**

G = 2.187 + 6.4 + 1.677 = 10.264 kN/ml

- **Surcharges d'exploitation**

Q = 1.5 x 0.65/2 = 0.487 kN/ml

- **Combinaison de charges**

✓ **A l'ELU :** qu= 1.35G + 1.5Q = 1.35 x 10.264 + 1.5 x 0.487 = 14.587kN/ml.

✓ **A l'ELS :** qs= G + Q = 10.264 + 0.487 = 10.751 kN/ml.

III.5.3 Etude de la poutre à l'ELU

a) Calcul des efforts

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyé sur deux appuis

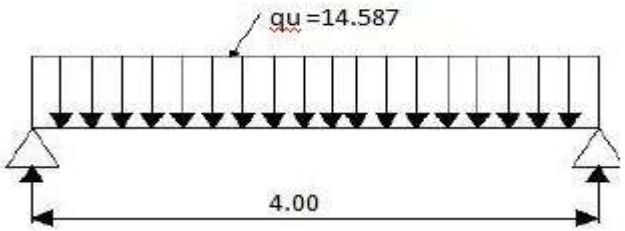


Figure III.5.2 : Schéma statique de la poutre de chainage à l'ELU

✓ **Calcul des réactions d'appuis**

$$R_A = R_B = q_u \text{ x } \frac{l}{2} = 14.587 \text{ x } \frac{4}{2} = 29.174\text{kN}$$

$$T_y = 29.174\text{kN}$$

✓ **Calcul des moments**

$$M_{max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{14.587 \text{ x } 4^2}{8} = 29.174\text{kN.m}$$

A fin de tenir compte des semi-encastrements aux appuis, on affectera les moments par des coefficients.

- **En travée**

$$M_t = 0.85\ M_{max} = 0.85 \text{ x } 29.174 = 24.79 \text{ kN.m}$$

- **Aux appuis**

$$M_a = -0.3 M_{max} = -0.3 \text{ x } 29.174 = -8.752 \text{kN. m}$$

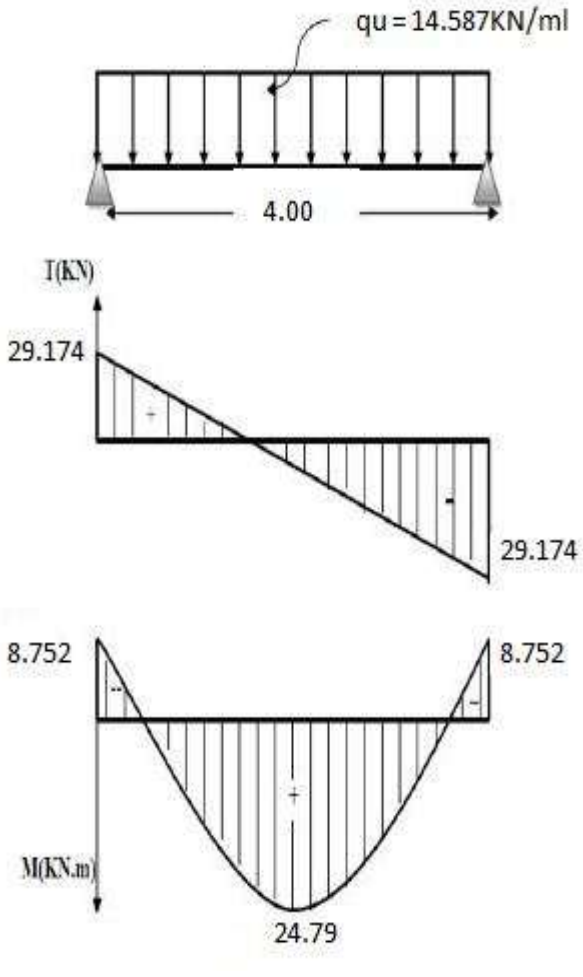


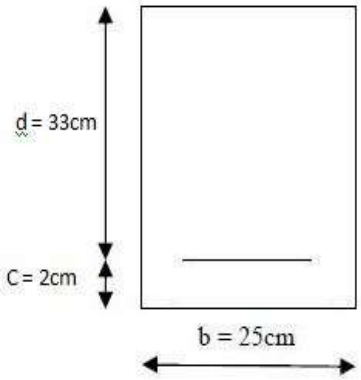
Figure III.5.3 : Diagramme des efforts internes de la poutre de chainage à L'ELU.

III.5.4 Ferraillage

1. **Calcul des armatures longitudinales**

- **En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{b \text{ x } d^2 \text{ x } f_{bc}}$$



Avec :

M_t = 24.79kN.m

b = 25 cm ; c : enrobage = 2 cm

d = h – 2 = 35 – 2 = 33cm

f_{bu} = 14.2MPa

$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15}$ = 348MPa

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{24.79 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.064$$

$\mu = 0.064 < \mu_l = 0.392$ ⟶ La section est simplement armée (SSA).

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante

$\mu = 0.064$ ⟶ β = 0.967 (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple).

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma s} = \frac{24.79 \times 10^3}{0.967 \times 33 \times 348} = 2.23 cm^2$$

On opte pour : **3HA12 = 3.39cm²**

- **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :

M_a = 8.752kN.m

b = 25 cm

d = h – 2 = 35 – 2 = 33cm

c: enrobage = 2 cm

f_{bu} = 14.2MPa

$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15}$ = 348MPa

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.752 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.022$$

$\mu = 0.022 < \mu_l = 0.392$ ⟶ La section est simplement armée (SSA).

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante

$\mu = 0.022$ ⟶ β = 0.989

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma s} = \frac{8.752 \times 10^3}{0.989 \times 33 \times 348} = 0.770 cm^2$$

On opte pour : **3HA12 = 3.39cm²**

III.5.5 Vérification à ELU (BAEL 91 modifiées 99)

- **Condition de non fragilité :(Art A.4.2.1, BAEL91)**

$A_{min} = = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 33 \times 2.1}{400} = 0.99 cm^2$

Aux appuis : A_{ap} = 3.39cm² > 0.99 cm ²

En travées : A_{tr} = 3.39cm ² > 0.99 cm²

} …….. **Condition vérifiée**

➢ **Vérification à l'effort tranchant : (BAEL 91/ Art A.5.22)**

$\tau u = \frac{T_U}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma b} ; 5MPa\right)$ } (BAEL 91/ Art A.5.2.1, 211)

- $\tau u = \frac{29.17 \times 10^3}{250 \times 330} = 0.353MPa$
- $\bar{\tau}_u = \min(3.33 ; 5MPa) = 3.33MPa$

$\tau u = 0.353MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa$ **……condition vérifiée.**

➢ **Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres (Art A6.1.3, BAEL 91)**

On doit vérifier $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Longrightarrow \frac{T_u^{max}}{0.9d \sum U_i} \leq \psi_s f_{t28}$

Avec :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures d'appui.

$\Sigma Ui = n\pi\phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304$ cm

$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{29.17 \times 10}{0.9 \times 33 \times 11.304} = 0.870MPa$

$\psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPA$

} $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ **…… condition vérifiée.**

➢ **Influence de l'effort tranchant aux appuis**

1) Influence sur le béton (BAEL 91/ Art 5.1.313)

On doit vérifier : $T_{max}^u < \frac{0.4 \times f_{c28}}{\gamma b} \times 0.9d \times b$

$\frac{0.4 \times f_{c28}}{\gamma b} \times 0.9d \times b = \frac{0.4 \times 25}{1.5} \times 0.9(33) \times 25 \times 10^{-1} = 495kN$

$T_{max}^u = 29.17kN$

$T_{max}^u = 29.17Kn < 495kN$ **…….. Condition vérifiée.**

2) Influence sur les aciers (BAEL 91/ Art 5.1.313)

On doit vérifier $A_a > \frac{1.15}{f_e}\left(T_u^{max} + \frac{Ma}{0.9d}\right)$

$\frac{1.15}{f_e}\left(T_u^{max} + \frac{Ma}{0.9d}\right) = \frac{1.15}{400 \times 10^2}\left(29.17 - \frac{8.752}{0.9 \times 3.3}\right) = 0.08cm^2$

$Aa = 3.39cm^2 > 0.08cm^2$ **……..condition vérifiée.**

➢ **Ancrage des barres aux appuis**

$ls = \frac{\emptyset.fe}{4.\tau su}$ Avec : τ_{su} contrainte d'adhérence à l'ancrage

$\tau_{su} = 0.6\psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.832$ MPa

$ls = \frac{\emptyset.fe}{4.\tau su} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.832} = 42.37cm$

Vu que la longueur de scellement est importante, on adoptera un crochet normal dont la largeur est fixée à : 0.4ls = 0.4 x 42.37 = 16.95cm soit : **L = 20cm.**

2. Calcul des armatures transversales (BAEL 91 Art A.7.2.2)

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$\emptyset_l \leq min\ \{\emptyset_l^{max} ; \frac{h_t}{35} ; \frac{b}{10}\}$ = min {1.2 ; 1 ; 2.5} = 1cm

$\emptyset_l$= 8 mm≤ 10 mm

On choisit un diamètre : $\emptyset_l$= 8 mm

On prend un **cadre** en HA8 **; 4HA8 = 2.01 cm²**

Selon le (BAEL91 modifié 99Art A.5.1, 21) L'espacement des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$\emptyset_l \leq$ Min {0.9d ; 40cm} = min {29.7 ; 40} =29.7cm soit St= 20cm

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} > 0.4MPa$$

$\frac{2.01\times400}{25\times20}$ = 1.608MPa $>$ 0.4MPa **……..……Condition vérifiée.**

III.4.6-Exigence du RPA version 2003 (Art7.5.2.2)

- ✓ **En zone nodale (appuis)**

$S_t \leq$ min $\{\frac{h}{4}; 12\emptyset_l\}$ = min {8.78 ; 14.4} = 8.78cm

On prend : S_t = 8cm

- ✓ **En zone courante (travée)**

$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2}$ = 17.5 cm

On prend : S_t = 12cm

Quantité d'armatures transversales minimales (Art-7.5.2.2)

$$A_t \geq A_{min} = 0.003 \times S_t \times b$$

$A_{min} = 0.003 \times 20 \times 25$ = 1.5cm²

$A_t = 2.01cm^2 \geq A_{min} = 1.5cm^2$ **……...……Condition vérifiée.**

III.5.6 Vérification à l'ELS

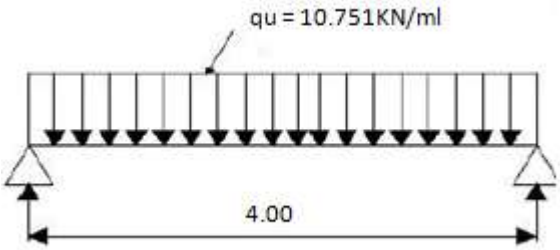


Figure III.5.4: Schéma statique de la poutre de chainage à l'ELS

A. Calcul des efforts

✓ **Calcul des moments**

Afin de tenir compte des semi encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients tel que :

- **En travée**

M_t = 0.85 x 10.751 x (4.00)²/8= 18.28 kN.m

- **Aux appuis**

M_a = -0.3 x 10.751 x (4.00)²/8 = -6.451 kN.m

✓ **Réactions d'appuis**

$R_A = R_B$ = qs x L/ 2 = 10.751 x 4 / 2 = 21.502 kN

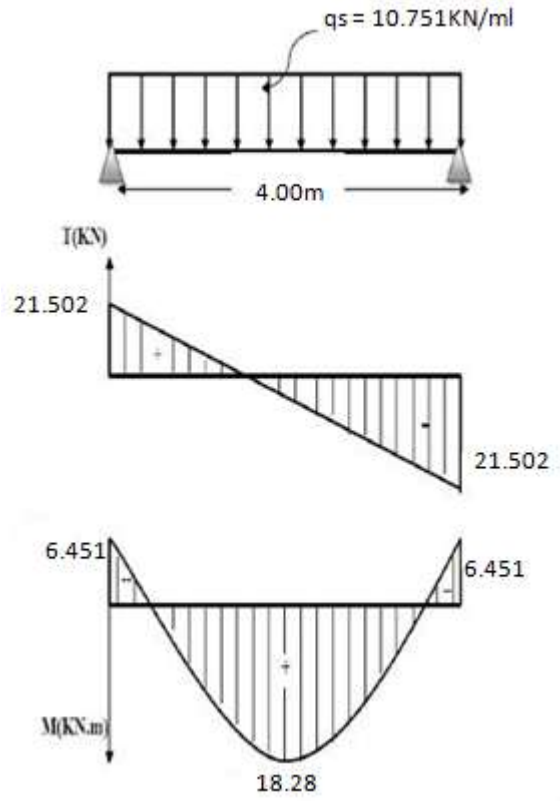


Figure III.5.5 : Diagramme des efforts internes de la poutre de chainage à L'ELS

B. Vérification de la résistance du béton à la compression (BAEL 91 modifiées 99 ArtA.4.5 ,2)

1. En travée

M_t^{max} = 18.28 kN.m A_{st}=3.39cm^2

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 33} = 0.411$$

De l'abaque en tire les valeurs de : β_1= **0.901** et **K_1=35.87**

- **Contrainte dans le béton**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15$MPa

$$\sigma_{st} = \frac{Mt}{\beta 1 d Ast} = \frac{18.28 \times 10^3}{0.901 \times 33 \times 3.39} = 181.36\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{K1} = \frac{181.36}{35.87} = 5.056\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ → 5.056 MPa ≤ 15MPa **……..Condition vérifiée.**

- **Contrainte dans les aciers**

On doit vérifier : $\sigma st \leq \overline{\sigma st}$

σst = 181.36 MPa < σst = 348 MPa **…….condition vérifiée.**

2. En appuis

M_a^{max} = 6.451kN.m A_{st}=3.39cm^2

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 33} = 0.411$$

De l'abaque en tire les valeurs de : β_1= **0.901** et **K_1=35.87**

- **Contrainte dans le béton**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15$MPa

$$\sigma_{st} = \frac{Ma}{\beta_1 d Ast} = \frac{6.451 \times 10^3}{0.901 \times 33 \times 3.39} = 64\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{K1} = \frac{64}{35.87} = 1.784\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$→ 1.784MPa ≤ 15 MPa **……..…….condition vérifiée.**

- **Contrainte dans les aciers**

On doit vérifier : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

σ_{st} = 64 MPa < $\overline{\sigma_{st}}$ = 348 MPa **…….condition vérifiée.**

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

Les fissurations dans les éléments situés dans les locaux couverts peu nuisibles, dans ce cas y'a pas de vérification à effectuer, sauf que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

- **Etat limite de déformation**

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

Les règles de BAEL (Art B.6.5.1) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas exigé de calculer la flèche pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes seront vérifiées pour : L = 420

$$\frac{A}{b_0 \times d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \qquad \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad ; \qquad \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

h : Hauteur de la poutre

L : Longueur libre de la plus grande travée.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

At : Section d'armature en travée.

Mt : Moment max en travée.

M0 : Moment max isostatique.

$\frac{h}{l} = \frac{35}{400} = 0.087$; $\frac{1}{16} = 0.0625$ } $\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$ ……**condition vérifiée.**

$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{25 \times 33} = 0.004$; $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.010$ } $\frac{A}{b_0 \times d} < \frac{4.2}{f_e}$ ……**condition vérifiée.**

$\frac{h}{l} = \frac{35}{400} = 0.087$; $\frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{18.28}{10 \times 21.502} = 0.085$ } $\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$ ……**condition vérifiée.**

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

La poutre de chainage et ferrailler comme suit :

Aux appuis : 3HA12

En travée : 3HA12

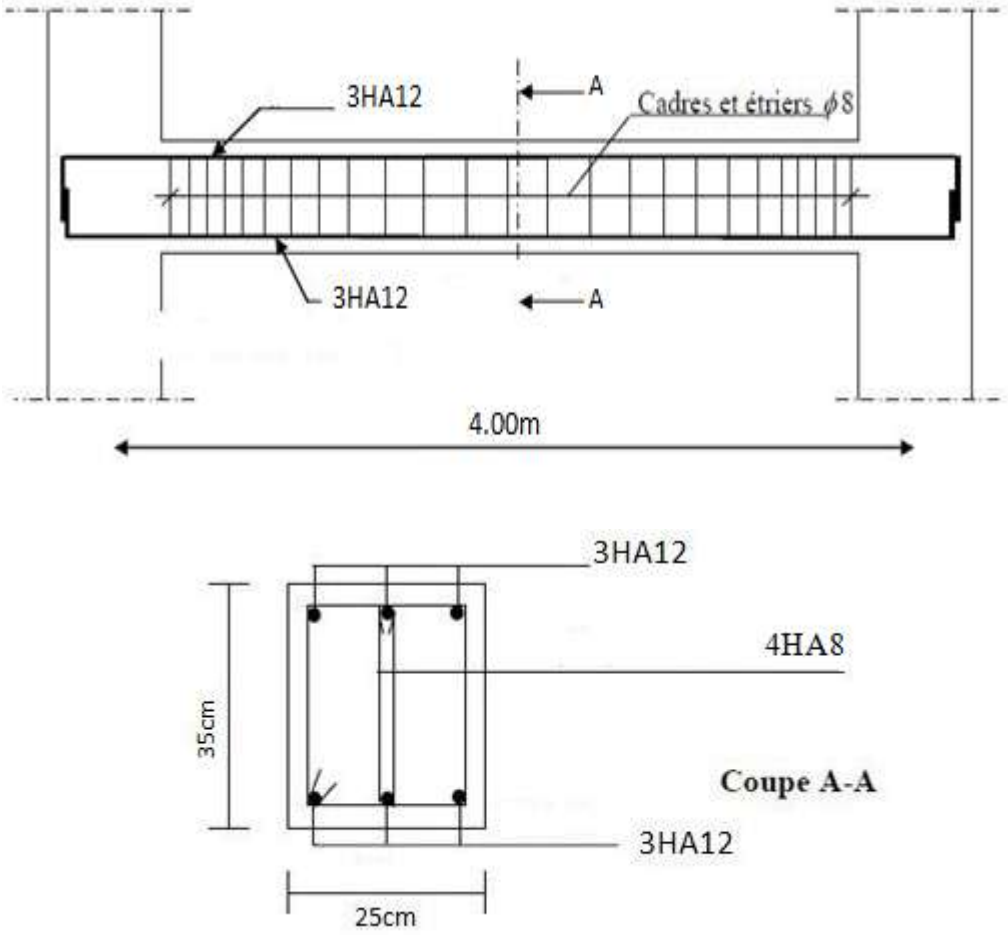


Figure III.5.6 : Schéma de ferraillage de la poutre de chainage

III.6 Etude d'un balcon

Introduction

Les balcons sont des éléments de structure qui vont subir des charges particulières, ils sont également soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des dispositions constructives spéciales. Dans notre cas ces derniers seront réalisés en dalle pleine, ils sont calculés comme des consoles encastrées dans la poutre de rive.

III.6.1 Dimensionnement

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion, par la formule suivante : $e_p \geq \frac{L}{10}$

L : largeur de la console.

$e_p \geq \frac{110}{10} = 11.0$ Cm soit : $e_p = 15$cm

Le balcon à calculer est en dalle pleine, dont les dimensions suivantes :

Largeur =1.10 m

Longueur = 2.70 m

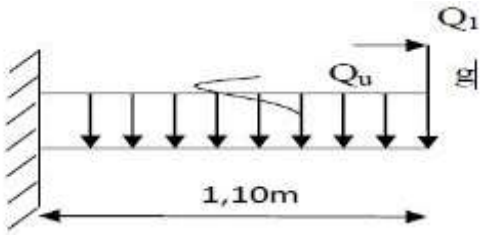


Figure III.6.1 : Schéma statique du Balcon

III.6.2 Détermination des charges et des surcharges

Les charges permanentes sont résumées dans le tableau suivant :

Désignation	**Masse volumique (kN/m^3)**	**Epaisseur (m)**	**Poids (kN/m^2)**
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit de ciment	20	0.02	0.40
			Gt = 5.35

Tableau III.6. 1: Charges sur le balcon

- Charges permanentes : G =5.35 kN/m^2
- Les surcharges d'exploitations de la dalle est donnée par le DTR : Q_u = 3.5kN/m^2
- La charge due à la main courante : F= 1 kN/m
- La charge de concentration due au poids du grand-corps : g =0.9 kN/m

Combinaisons de charges

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

❖ **ELU**

La dalle : q_u= (1.35G +1.5Q) x1 = 12.47 kN/m

Main courante : q_{ul}= 1.5 x 1 = 1.5 kN/m

Garde-corps : g_u= 1.35 x 0.9 = 1.22 kN/m

❖ **ELS**

La dalle : q_s= Q + G = 8.85kN/m

Main courante : q_{ls} =1 kN/m

Garde-corps : g_s= 0.9 kN/m

Calcul des moments

1) ELU

➢ **Moment provoqué par la surcharge qu est**

$M_u = \frac{q_{ul^2}}{2} = \frac{12.47x1.1^2}{2}$ = 7.544 kN/ml

➢ **Moment provoqué par la main courante**

$M_q = q_{ul}$ x1m = 1.5 x1 = 1.5 kN/ml

➢ **Moment provoqué par la surcharge gu**

$M_{gu} = g_u$ x L = 1.22x1.1 =1.708 kN/ml

Le moment total est **Mu = qu M + q M + gu M = 7.54+1.5+1.22 = 10.26 kN/ml**

2) ELS

✓ **Moment provoqué par la surcharge q_s est**

$M_s = \frac{q_{ul^2}}{2} = \frac{8.85 \text{ x } 1.1^2}{2}$ = 5.354 kN/ml

✓ **Moment provoqué par la main courante**

$M_q = q_{sl}$ x1m = 1 x1 = 1 kN/ml

✓ **Moment provoqué par la surcharge gs**

$M_{gu} = g_u$ x L = 0.9x1.1 =0.99 kN/ml

Le moment total est **Ms = qs M + q M + gsM = 5.354+1+0.99 = 7.344 kN/ml**

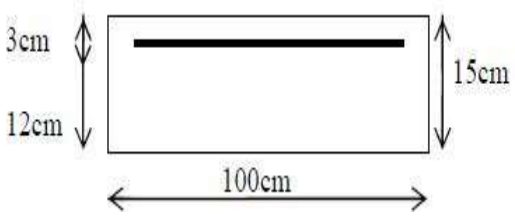
III.6.3 Ferraillage

Le ferraillage des balcons est déterminé en flexion simple, en considérant une section rectangulaire de hauteur «h = 15cm» et de largeur «b = 100cm», soumise à un moment de renversement «M».

Le calcul se fera a L'ELU puis vérifie a L'ELS.

A) Armatures principales

$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.26 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.05 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ Section simple



Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire

De l'abaque des armatures: $\beta = 0.974$

D'où : $A_{st} = \frac{M_u}{ßd\sigma_{st}} = \frac{10.26 \times 10^3}{0.974 \times 12 \times 384} = 2.28\ cm^2$

On adopte 4HA12= 4.52 cm^2 Avec : St = 25cm

B) Les armatures de répartition

$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785\ cm^2$ On adopte 4HA8 = 2.01 cm2 Avec : St = 25 cm

III.6.4 Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité (ART.A.4.2.1…BAEL91)**

$$A_{min} < A_{adopté}$$

$A_{min} = 0.23x\ b\ x\ d\ x\ \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45\ cm^2$

$A_{min} = 1.45\ cm^2 < A_{adopté} = 4.52\ cm^2$ **…… Condition vérifiée.**

- **Espacement des barres (B.A.E.L. 91/Art.5.1.42)**

Armatures principales : St ≤ min {3h ; 33cm} = 33cm > St = 25cm

Armatures de répartition : St ≤ min {4h ; 45cm} = 45cm > St = 25cm

=> **Condition vérifiée.**

- **Vérification de l'ancrage (B.A.E.L. 91/Art.6.1.253)**

La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$Ls = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$

$\tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835$ MPa

$Ls = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32\ cm > e = 30\ cm$

On prévoit des crochets.

Lr = 0.4 x Ls = 0.4 x 42.32 = 16.9 cm

- **Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art6.13/BAEL 91)**

Vu = q_u + g_u = 7.544 + (1.22 x 1.1) = 9.252 kN.

$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma Ui} < \bar{\tau}_{se}$

Avec : $\bar{\tau}se = \psi s f t_{28}$ = 1.5 x 2.1 = 3.15MPa

ΣUi =π.n. ∅ =3.14 x 4 x1.2 =15.07 cm^2

$\tau_{se} = \frac{9.252 \times 10}{0.9 \times 12 \times 15.07}$ = 0.568 MPa

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ …….……..…….. Condition vérifiée.

- **Vérification au cisaillement**

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$

Avec : $\bar{\tau}_u = \min\left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4Mpa \right\}$ = 2.5MPa (fissuration préjudiciable)

$\tau_u = \frac{9.252 \times 10}{100 \times 12}$ = 0.08MPa < $\bar{\tau}_u$ = 2.5 MPa **……..……Condition vérifiée.**

Conclusion

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.6.5 Vérification à l'ELS

$M_s = q_s \frac{l^2}{2} + q_{ls} \times 1 + g_s \times 1.1$

$M_u = 8{,}85 \frac{1.1^2}{2} + 1 \text{ x } 1 + 0.9 \text{ x } 1.1 = 7.344$ KN.m

- **Ferraillage**

$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.34 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.036$

μ= 0.036 => μ_l =0.392 Le ferraillage adopté à l'ELU est vérifié.

- **Vérifications des contraintes**

a) La contrainte dans l'acier

M_S = 7.344 kN/ml et A_t = 4.5 cm

On doit vérifier $\sigma s \leq \bar{\sigma s}$

$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_1} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15}$ = 348 MPa

$\rho 1 = \frac{100\ A_t}{bd} = \frac{100 \text{ x } 4.52}{100 \text{ x } 12}$ = 0.376

De l'abaque $\begin{cases} \beta 1 = 0.905 \\ K_1 = 37.63 \end{cases}$

$\sigma_s = \frac{7.344 \times 10^3}{0.905 \times 12 \times 4.52} = 149.61$ MPa $< \bar{\sigma_s} = 348$MPa => **……Condition vérifiée.**

b) La contrainte dans le béton

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma_{bc}} = 0.6 \times fc28 = 15$ MPa.

$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$ => $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{149.61}{37.63} = 3.97$ MPa

$\sigma_{bc} = 3.97$ MPa $\leq \bar{\sigma_{bc}} = 15$ MPa => Condition vérifiée.

- **Vérification de la flèche**

Pour se dispenser du calcul de la flèche on vérifié les conditions suivantes :

$$\frac{L}{h} \geq \frac{1}{10} \quad ; \quad \frac{L}{h} \geq \frac{M_S}{10M_0} \quad ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$\frac{L}{h} = \frac{15}{110} = 0.14 \geq \frac{1}{10} = 0.1$ **…….. Condition vérifiée.**

$\frac{L}{h} = \frac{15}{110} = 0.14 \geq \frac{M_S}{10M_0} = \frac{7.344}{10 \times 7.344} = 0.1$ **……. Condition vérifiée.**

$\frac{A}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 12} = 0.0037 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01$ **……... Condition vérifiée.**

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Le balcon se ferrailler comme suit :

As = 4HA12 St = 25cm

Ar = 4HA8 St = 25 cm

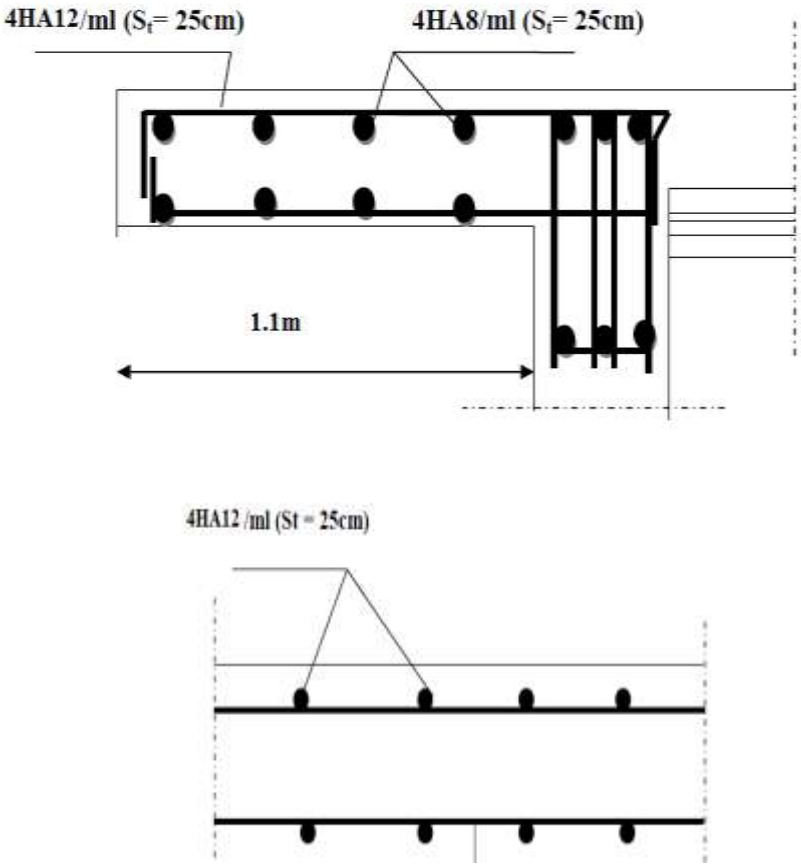


Figure III.6.2 : schéma de ferraillage du balcon

III.7 Etude d'un porte à faux

Introduction :

Les portes à faux sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive. Ils sont soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des distributions constructives spéciales.

Ils sont constitués d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher.

Le calcul du ferraillage se fera pour une bande de 1m de largeur dont la section est soumise à la flexion simple sous les sollicitations suivantes :

- ✓ G : charge permanent uniformément repartie due au poids propre de la dalle pleine.
- ✓ Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au porte à faux.
- ✓ g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du mur extérieur en brique creuse double cloison.

III.7.1 Dimensionnement

Le pré dimensionnement des dalles pleines se fait selon deux critères suivants :

a) Résistance à la flexion

L'épaisseur de la dalle des portes à faux est donnée par la formule suivante : ep $\geq \frac{L_0}{10}$

Avec L_0 : portée libre L_0=1.35 m

Dans notre cas : ep $\geq \frac{135}{10}$ = 13.5 cm

On prend e= 20 cm

Figure:7.1. Schéma statique du chargement des portes à faux

III.7.2 Détermination des charges est surcharges

a. Charges permanente

- ➢ Charge permanent : G =5.27 KN/m^2

G =5.27 KN/m2……..**Chapitre 2**

- ➢ Charge concentrée (Poids du mur double cloison) : g=2.36 KN/ m^2

b. Surcharge d'exploitation

- Surcharge du porte à faux : Q=3.5KN/m^2

III.7.3. Combinaison de charges

❖ **A L'ELU : 1,35G+1,5Q**

- dalle : qu= 1,35G+1,5Q= (1,35 x 5.27+1,5 x 3.5) =12.365 kN /ml
- Mur maçonnerie : gu= 1,35g= (1,35 x 2.36) 2.76 = 8.793kN

❖ **A L'ELS : G+Q**

- dalle : qs= G+Q= (5.27 + 3.5) 1= 8.77 kN /ml
- Mur maçonnerie : gs= g =2.36x2.76 =6.514kN/ml

III.7.4 Calcule des moments (A L'ELU)

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement, le moment est égale à

- Moment d'encastrement provoqué par une charge uniformément repartie

$$M_{qu} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{12.365 \text{x} 1.35^2}{2} = 11.267 \text{KN/m}$$

- Moment provoqué par la charge concentrée

$$M_{gu} = g_u \text{ x } b = 8.793 \text{x} 1.35 = 11.87 \text{KN.m}$$

- Moment total $M_u = M_{qu} + M_{gu}$

$$M_u = 11.267 + 11.87 = 22.354 \text{KN.m}$$

III.7.5 Calcul de l'effort tranchant

- L'effort tranchant provoqué par la charge q_{u1}

$T_{qu} = q_u \, l = 12.365 \text{ x } 1.35 = 16.69$ kN

- L'effort tranchant provoqué par la charge q_{u2}

$T_{gu} = g_u = 8.793$ kN

- L'effort tranchant total

$T_u = T_{qu} + T_{gu} = 16.69 + 8.793 = 25.483$ kN

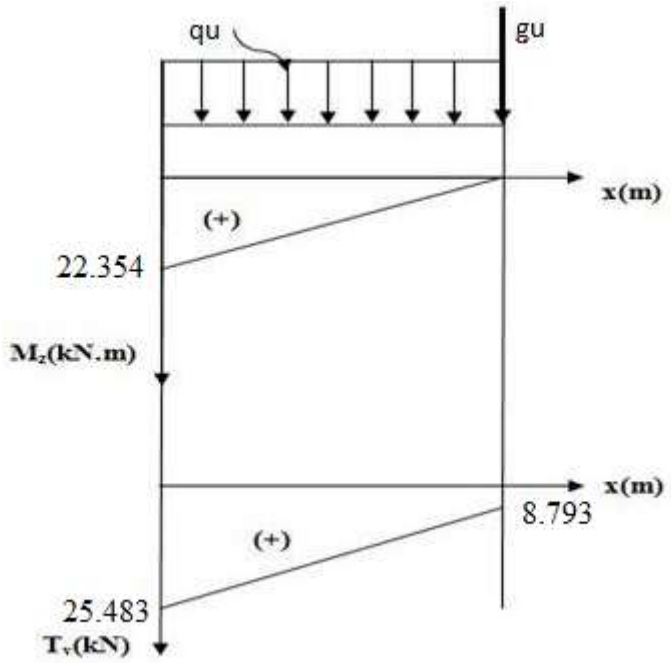


Figure III.7.2 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU.

III.7.6 Ferraillage

Le ferraillage consiste à l'étude d'une section en Té soumise à la flexion simple dont les caractéristiques géométriques sont :

b = 65cm; b_0=12cm; h = 20cm; d = 18cm; h_0=4cm.

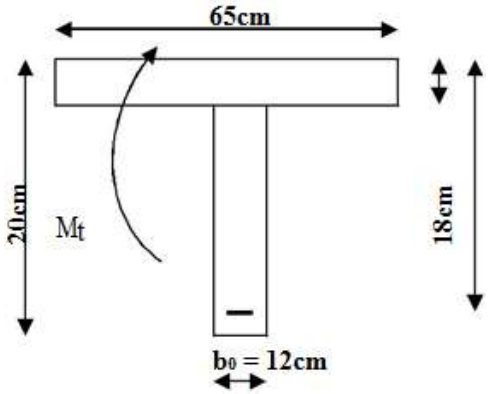


Figure III.7.3 : Schéma statique de calcul

- **Moment équilibré par la table de compression M_0**

Position de l'axe neutre

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

$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times (0.18 - \frac{0.04}{2}) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072$ kN.m

$M_0 >>> M_u$: donc l'axe neutre se situe dans la table de compression.

Conclusion

La section en Té se calcule comme une section rectangulaire de (65×20) cm^2.

$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_u}$ Avec :

$$f_{bu} = \sigma_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$f_{bu} = \sigma_u$= contraire du béton comprimé

$$\mu = \frac{22.354 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.074$$

$\mu = 0.057 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ SSA

$\mu = 0.074 \longrightarrow \beta = 0.962$ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple).

- **Armatures principal**

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{22.354 \times 10^6}{0.962 \times 180 \times 348} = 370.9 mm^2 = 3.70 \text{ cm}^2$$

Avec :

σ_{st} : Contrainte des aciers tendus $\sigma_{st} \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \approx 348$ MPa

Au= 3.70cm^2 On adoptera : 4 HA10 = 4.71 Cm^2 avec st=15cm

- **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

Ar = 1.17 cm^2 On adoptera 4HA8=2.01 cm^2 avec st=15cm

III.7.7 Les vérifications

1. **Vérification à l'ELU**

- **Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2.1/BAEL 91)**

- **Armature principales**

Il faut vérifier que : $A \geq A_{min}$

- $A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$
- $f_e = 400$ MPa
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$ } f_{t28} =2.1 MPa
- $f_{c28} = 25$ MPa }

$A_{min} \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 cm^2$

Donc : $A_u = 4.71 cm^2 > A_{min} = 1.41 cm^2$ ……..….**Condition vérifiée.**

- **Vérification des espacements des barres (Art A.8.2,42/BAEL91modifié99) :**

- Armatures principales : St ≤ min {3h, 33 cm} = 33 cm

Nous avons adopté St = 15cm ……..…**Condition vérifiée.**

- Armatures de répartition : St ≤ min {4h, 45 cm} = 45 cm

Nous avons adopté St = 15cm ……**Condition vérifiée.**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.2.1/BAEL 91) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \overline{\tau_u}$$

Avec :

τ_u : Contrainte tangentielle conventionnelle ultime.

Tu : Effort tranchant a l'ELU

$\overline{\tau_u}$: Contrainte tangentielle admissible

FPP $\tau_u = \min\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$

FTP ou FP $\tau_u = \min\left[\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{25.483 \times 10^3}{650 \times 180} = 0.217MPa$$

FPP : Fissuration peu préjudiciable

FTP : Fissuration très préjudiciable

FP : Fissuration préjudiciable

γ_b= 1.15 situation accidentelle

γ_b = 1.5 autre cas

Pour la fissuration préjudiciable :

$\tau_u = \min\left[\frac{0.15f_c}{\gamma_b}; 4MPa\right] = \min[2.5MPa ; 4MPa] = 2.5MPa$

$\tau_u = 0.217MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa$ **……..Condition vérifiée.**

- **Vérification de l'adhérence des barres (Entrainement) (BAEL 99/ Art A.6.1.1.3) :**

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

1) **La valeur limite ultime réglementaire de la contrainte d'adhérence :**

Cette contrainte tient compte à la fois des **caractéristiques de l'acier** avec le coefficient de scellement ψ_s **et celles du béton**, avec sa résistance à la traction f_{tj} :

- $\overline{\tau_{se}} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa$

  $\psi_s = 1.5$ (Acier haute adhérence)

  $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 2.1MPa$

2) **La contrainte d'adhérences d'entrainement :**

Cette contrainte va s'opposer à l'effort de traction dans la barre

- $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\Sigma Ui} = \frac{25.483 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 125.6} = 1.25$
- T_u : effort tranchant
- ΣUi : n. $\emptyset$.π = 4 x 10x 3.14 = 125.6m

ΣUi : somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre de barres.

$\tau_{se} = 1.25MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15MPa$ **……Condition vérifiée.**

Donc il n'ya pas le risque d'entrainement des barres.

➢ **Calcul de la longueur de scellement:**

L'ancrage est défini par sa longueur de scellement droit « ls »

- $\bar{\tau}_S$: Contrainte d'adhérence
- $\bar{\tau}_S = 0.6\ \psi_s^2\ f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 MPa$
- $\psi_s = 1.5$ (Acier haute adhérence)
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.1 MPa$

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\bar{\tau}_S} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27\ cm$$

On adopter $l_s = 36$ cm

- Les règles de BAEL (Art A.6.1.253/BAEL 91 modifié 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale 0.4ls pour les aciers HA

lr =0.4 x ls=0.4x 36 = 14.4cm

On adopte des crochets de longueur lr = 20cm

➢ **Influence de l'effort tranchant aux appuis sur le béton (BAEL 91 Art 5.1.313)**

$$T_u \leq 0{,}267 \times 0{,}9d \times b \times f_{c28}$$

$T_u = 25.483KN \leq 0.267 \times 0.9 \times 18 \times 65 \times 2.5 = 702.87KN$…….. **Condition vérifiée.**

2. Vérification à l'ELS

✓ **Calcul des moments d'encastrement**

- Moment d'encastrement provoqué par une charge uniformément repartie :

$$M_{qs} = \frac{q_s l^2}{2} = \frac{8.77 \times 1.35^2}{2} = 7.99 kN.m$$

- Moment provoqué par la charge concentrée :

$M_{gs} = g_s \times b = 6.514 \times 1.35 = 8.793\ kN.m$

- Moment total : $M_s = M_{qs} + M_{gs}$

$M_u = 7.99 + 8.793 = 16.789 kN.m$

III.7.8 Calcul de l'effort tranchant

- L'effort tranchant provoqué par la charge q_{s1}

$T_{qs} = q_s\ l = 8.77 \times 1.35 = 11.84\ kN$

- L'effort tranchant provoqué par la charge q_{u2}

$T_{gs} = q_{gs} = 6.514\ kN$

- L'effort tranchant total

$T_s = T_{qs} + T_{gu} = 11.84 + 6.514 = 18.354\ kN$

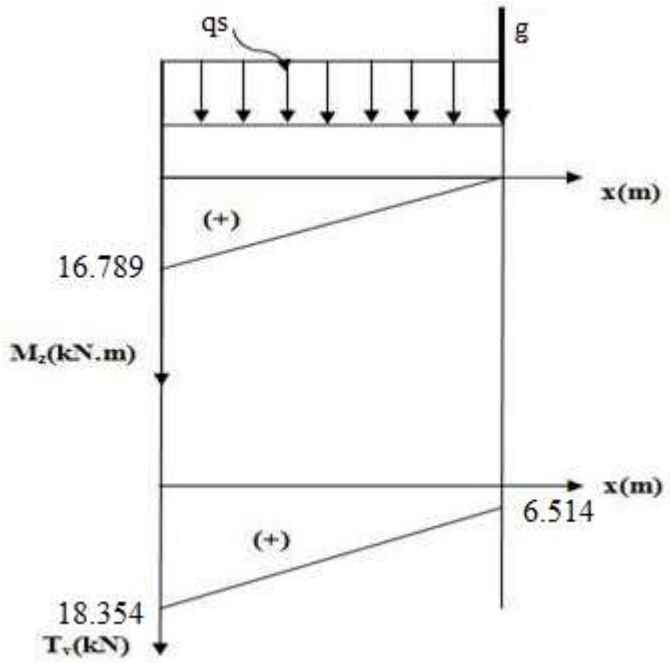


Figure III.7.4 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS.

- **Vérification des contraintes de l'acier (vérification vis-à-vis de l'ouverture de fissure):**

Nous devons s'assurer que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 4.71}{65 \times 18} = 0.403$ Donc : $\beta = 0.902$ et $K_1 = 36.02$

$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_{st}} = \frac{16.789 \times 10^6}{0.902 \times 180 \times 4.71 \times 10^2} = 219.54 MPa$

Donc on a $\sigma_{st} = 219.54$ MPa $\leq \overline{\sigma_s} = 348$MPa **……..... Condition vérifiée.**

- **Vérification des contraintes de compression du béton :**

Il faut vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0{,}6 \times f_{c28} = 15$MPa

- $\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{219.57}{36.02} = 6.1$ MPa

Donc on a $\sigma_b = 6.1$MPa $\leq \bar{\sigma}_b = 15$MPa**……..……... Condition vérifiée.**

La section est vérifie vis avis de la compression

- **Vérification de la flèche:(Art B.6.8.424/BAEL91) :**

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$

$\frac{h}{L} = \frac{20}{135} = 0.148 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ ⟹ **Condition vérifiée**

$\frac{A_s}{bd} = \frac{4.71}{65\times18} = 0.004 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ ⟹ **Condition vérifiée**

$\frac{h}{L} = 0.148 \geq \frac{M_s}{10\ M_0} = \frac{16.789}{10\times16.789} = 0.1$ ⟹ **Condition vérifiée.**

Les trois conditions sont vérifiées donc on se dispense du calcul de la flèche.

Conclusion

Nous en déduisons que les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

Le porte à faux se ferrailler comme suit :

As = 4HA10 St = 15cm

Ar = 4HA8 St = 15 cm

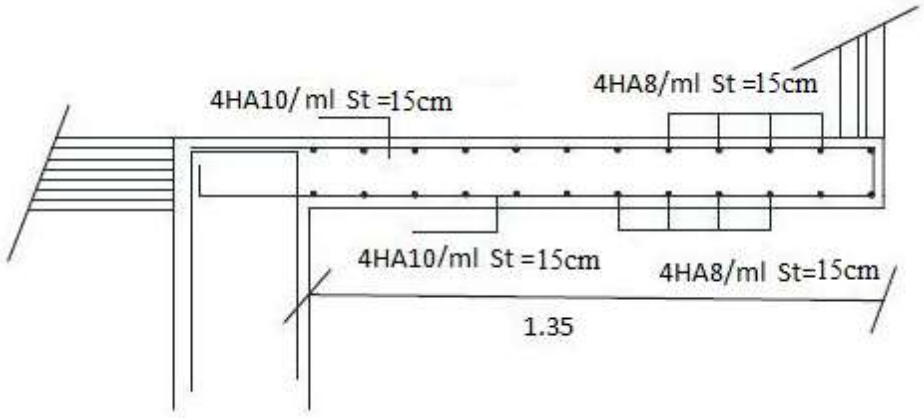


Figure III.7.5 : Ferraillage de porte à faux

Chapitre IV

« Modalisation de la structure »

Introduction

L'informatique est rapidement devenue l'outil de travail indispensable dans de nombreuses professions, qui au préalable n'utilisaient pas de telles techniques et qui ont dû par conséquent s'adapter à ces changements. L'ingénieur en génie civil a aussi dû se confronter au monde de l'informatique par l'apparition de logiciels de calcul. Quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

- **Modélisation en masse concentrée**

Dans ce modèle les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher formant ainsi un pendule multiple, c'est un modèle simple mais qui a des limitations (discontinuités dans le système structural, irrégularités).

- **Modélisation en éléments finis**

Dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaie tout l'élément puis toute la structure.

Le concept de base de la MEF

La MEF est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux, elle considère la structure comme un assemblage direct d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des noeuds situés sur les limites des éléments

Pour chaque type d'éléments une fonction polynomiale détermine la relation entre la déformation et la force nodale, elle peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie potentielle minimale, cette relation est connu sous le nom de la matrice rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque noeud, tout en considérant inconnu les déformations au niveau des noeuds.

La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

Dans notre cas on a choisie **l'ETABS.**

IV.1 Présentation de l'Etabs

Etabs (**E**xtended **T**hree dimension **A**nalysis of **B**uilding **S**tructures) est un logiciel de calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son

utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme.

Il permet aussi :

➡ La modélisation de tous types de structures

➡ La prise en compte des propriétés des matériaux

➡ Le calcul et le dimensionnement des éléments

➡ L'analyse des effets dynamiques est statique

➡ La visualisation des déformées, des efforts internes, des modes de vibration …..Etc.

➡ Le transfert de données avec d'autres logiciels.

Terminologie

Grid line : ligne de grille.	Joints : nœuds.
Frame : portique (cadre).	Shell : voile.
Element : élément.	Restraints : degrés de liberté (DDL).
Loads : charge.	Uniformed loads : point d'application de la charge.
Define : définir.	Material : matériaux.
Concrete : béton.	Steel : acier.
Frame section : coffrage.	Column : poteau.
Beam : poutre.	Response specrum : spectre de réponse.

IV.2 Manuel d'utilisation de l'ETABS

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la Version 9.6.0

IV.3 Etapes de modélisation

1) Première étape : Introduction de la géométrie du modèle (unités, grilles, niveaux)

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

On clique sur l'icône de L'ETABS

1- Choix des unités

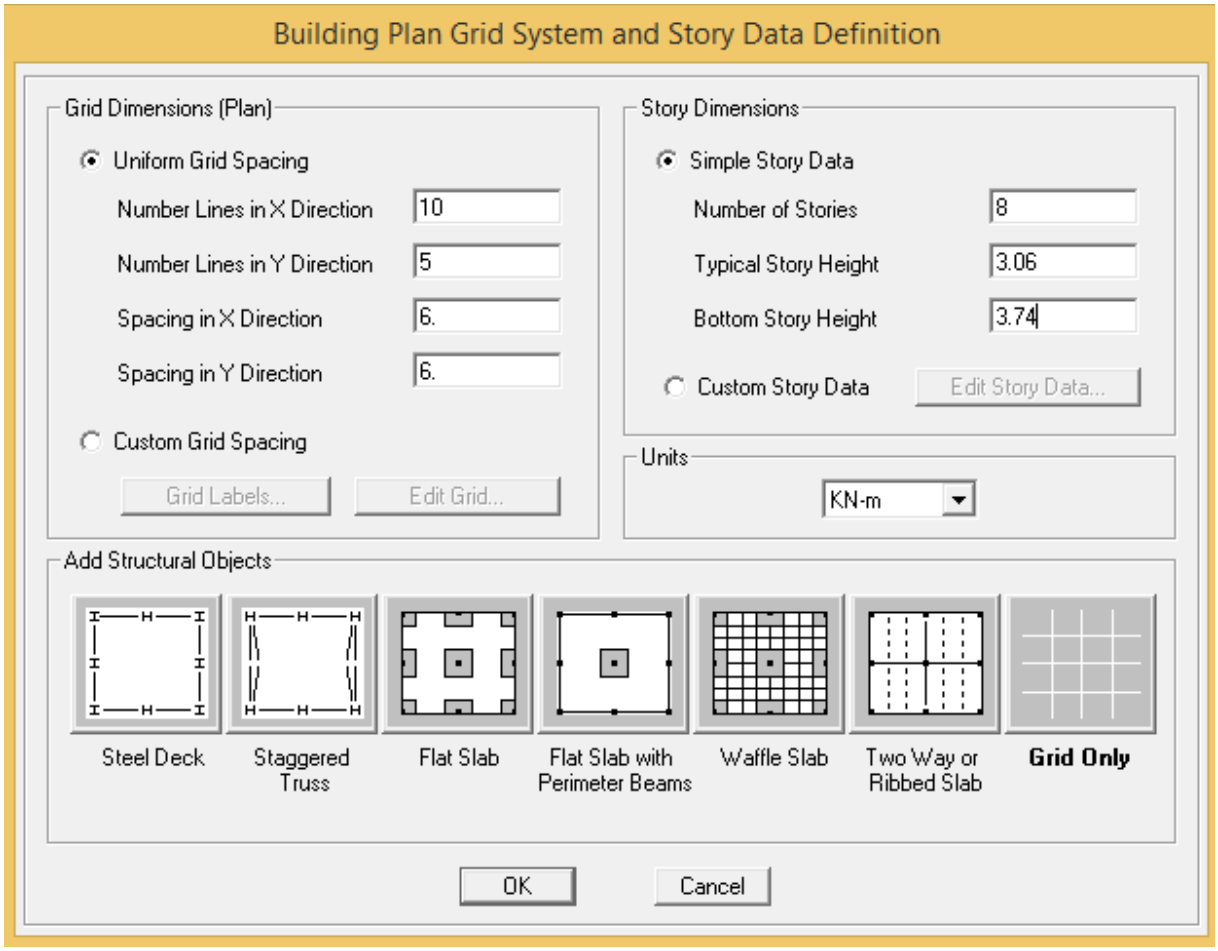
Après le lancement de l'ETABS, la première étape consiste au choix des unités et cela ce fait avec la fenêtre qui se trouve au bas de l'écran on choisi le kN-m comme unités de base pour les forces et déplacements

2- Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model** ou bien **(ctrl+n),** puis on clique sur **Default.edb**.

Cette option permet de créer rapidement un modèle régulier, en utilisant des exemples de structures prédéfinis dans la base de données.

En cliquant sur la case Default .edb, la fenêtre de dialogue s'apparaîtra :

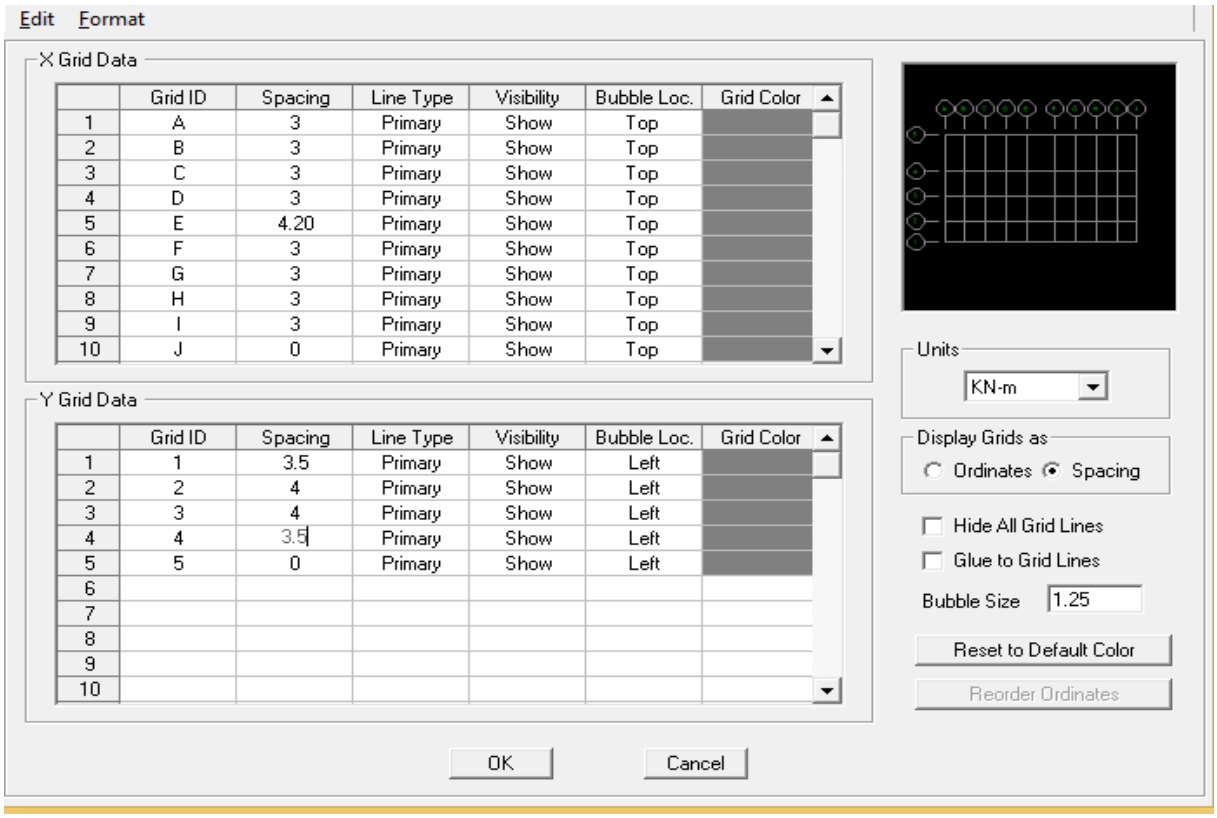


Cette opération permet d'introduire :

- ✓ Le nombre de ligne suivant les deux direction X et Y
- ✓ Le nombre de travée dans les deux sens X et Y
- ✓ Les hauteurs des différents étages
- ✓ Les longueurs des travées

3- Modification de la géométrie de base

Pour modifier les hauteurs et les longueurs il faut que pour chaque élément correspond une ligne de grille, pour cela nous traçons une nouvelle grille ; en double cliquant sur n'importe quelle grille ; on aura une boite de dialogue :



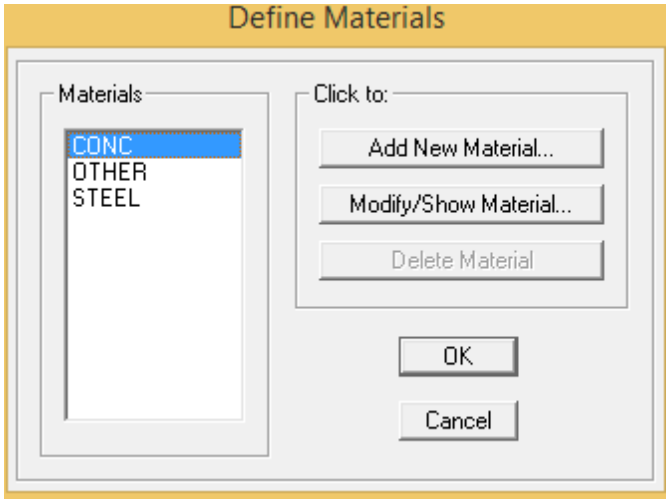
- en coche la case Spacing
- introduire les longueurs de chaque travée dans les deux directions
- on valide avec OK.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentants la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z.**

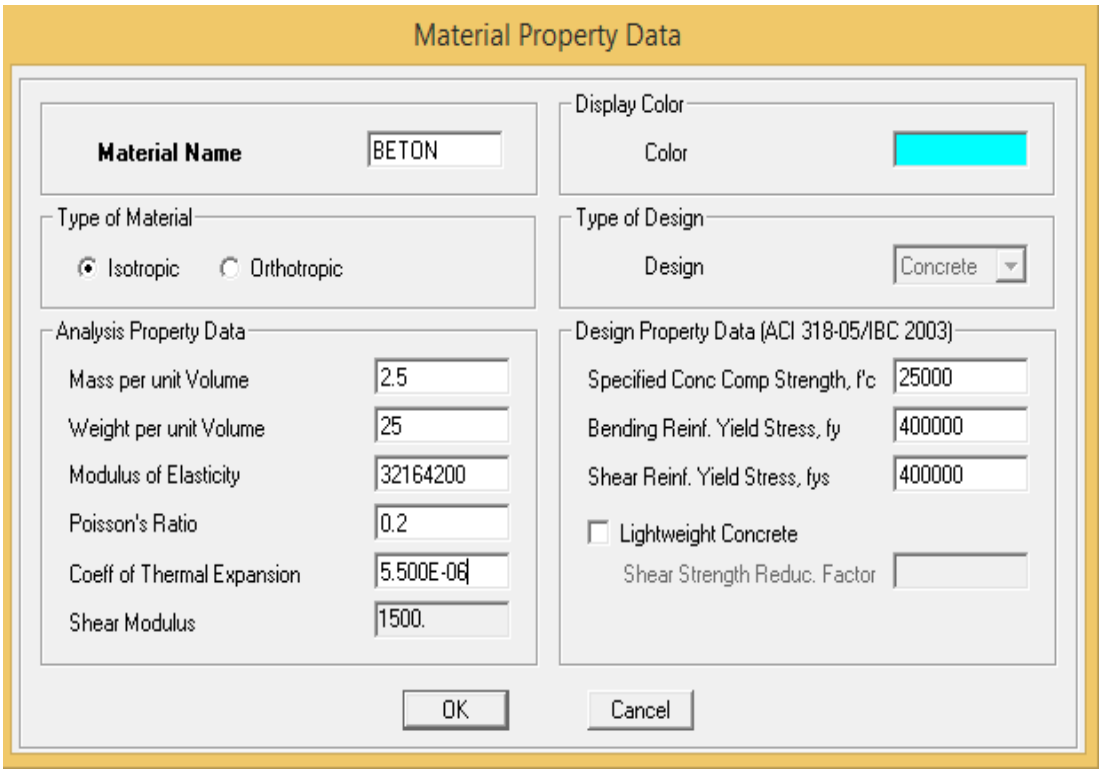
2) Deuxième étape: Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autres), on clique sur :

Define →Material properties →conc→ Modify/Show Material



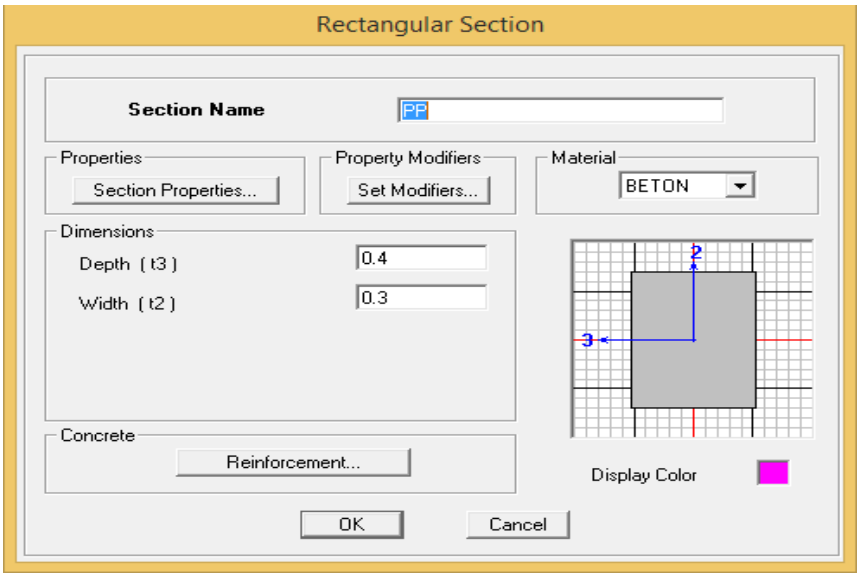
Dans la boite de dialogue qui apparait on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés



3) Troisième étape: Spécification des propriétés géométriques des éléments

La troisième étape consiste à l'affection des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...) .Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP)** et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define puis Frame sections ou** **.**On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



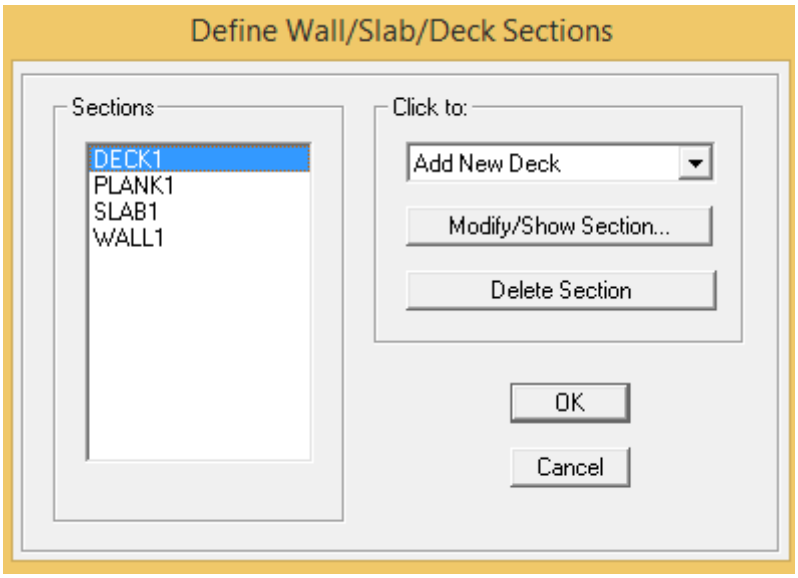
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

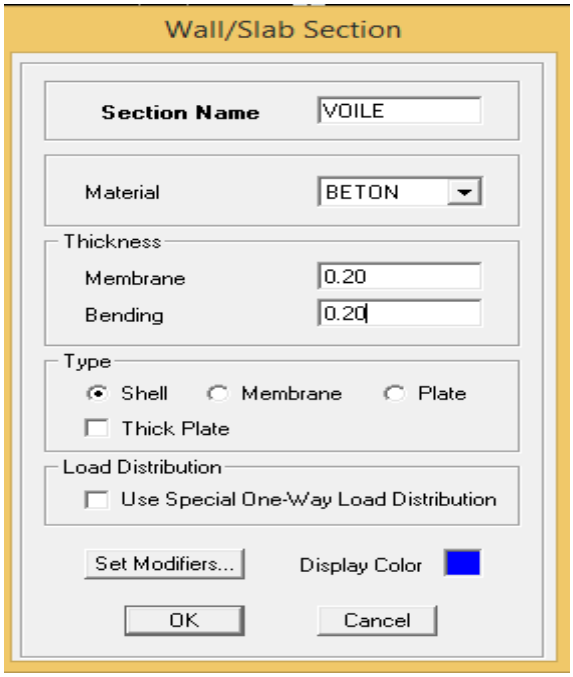
Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

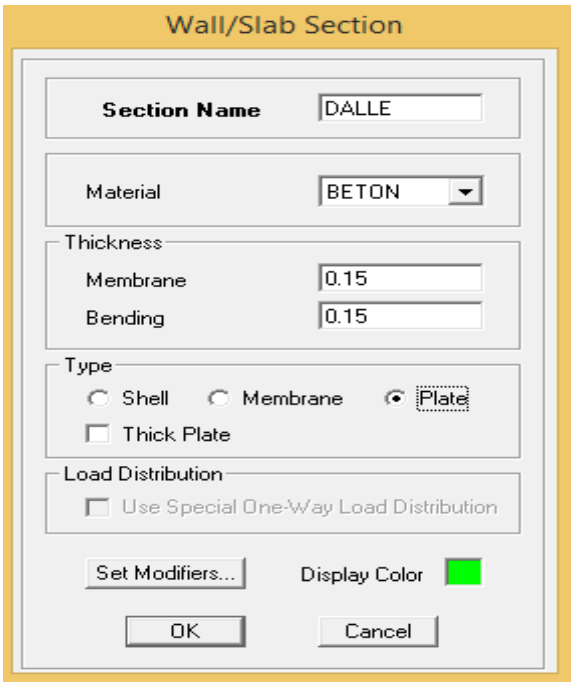
Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments

Après avoir finis de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments plaques : dalle pleines (DP) et voiles, on commence par définir leur caractéristique géométrique.

On choisit le menu **Define** et **Wall/slab,** on clique sur **Add new Wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.







Dessin des éléments de la structure

Pour affecter les sections précédentes aux différents aux éléments on doit suivre les étapes ci après :

- **Pour les poteaux**

✓ on clique sur le bouton

✓ une fenêtre s'affiche **(properties of object) →None →** on choisit le nom de la section (pot30x30) par exemple →on valide

- **Pour les poutres et les voiles**

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton pour les poutres et sur

Apres avoir dessiné la structure on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment, on sélectionne tout et on clique sur le bouton

La fenêtre suivante s'affiche :

On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

- **Masse-Source (masse revenant à chaque plancher)**

La masse des planchers est supposée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notion de **Masse Source**

$\mathbf{W} = \sum_{i=1}^{n} \mathbf{W_i}$ avec : $\mathbf{W_i} = \mathbf{W_{Gi}} + \boldsymbol{\beta}\, \mathbf{W_{Qi}}$ (Formule 4-5 RPA99version 2003)

Avec :

$\mathbf{W}$: Poids dû aux charges permanentes

$\mathbf{W_i}$: Poids de l'étage i

$\mathbf{W_{Gi}}$: Poids dû aux charges permanentes

$\mathbf{W_{Qi}}$: Charges d'exploitation

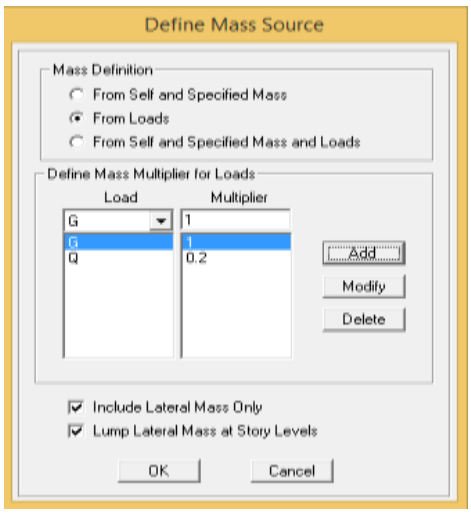
$\boldsymbol{\beta}$: Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	Bâtiment recevant du public temporairement :	
	- salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec place debout.	0.30
	- salles de classes, restaurant, dortoirs, salles de réunions avec places assises.	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Tableau IV.1 : Valeurs du coefficient de pondération $\boldsymbol{\beta}$

Dans notre cas l'ouvrage est a usage d'habitation donc : $\boldsymbol{\beta}$ **=0.2**

- pour créer ces masses on passe **par difine masse source** une fenêtre sera apparaître
- on donne la valeur 1 pour la charge permanente.
- on donne la valeur 0.2pour la charge d'exploitation.



Remarque

Le modèle va prendre les charges permanentes et d'exploitation comme des charges réparties

On couchant la case **from load.**

Diaphragmes (constraints)

Comme les planchers sont supposés infiniment rigide ; on doit relier tous les nœuds d'un même plancher a son nœud maître de sorte qu'ils forment un Diaphragme, pour cela :

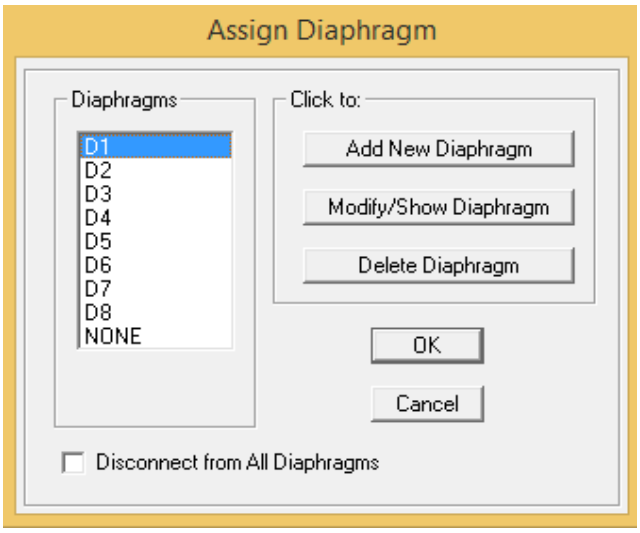
- sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y. dans le menu déroulant :

Assigne/point – rigide diaphragm

- on choisit **Add diaphragm**

- on va appeler ce diaphragme : **D1** pour ETAGE 1

- on refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite pour touts les autres plancher



Il est possible d'afficher différente information (numéros de nœuds d'éléments. etc.) sur le modèle sélectionner la fenêtre 3D du modèle en cliquer sur l'icône **Set elements**

4) Quatrième étape : Définition des charges statiques (G, Q)

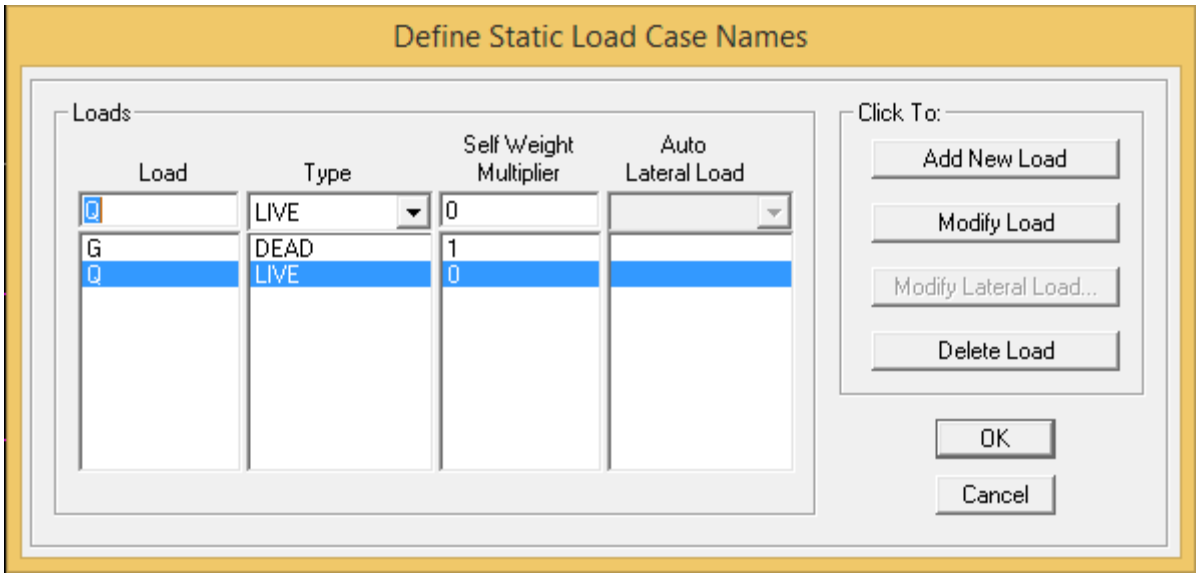
La quatrième étape consiste a définir les chargeas appliquées sur la structure à modéliser.

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitation (Q) pour les définir on clique sur , au bien **Define→ Static Load Casesb**

-Pour les charges permanentes : entrer **G** comme nom **(Load) et DEAD** comme type et 1 comme multiplication interne (Self weigth multiplier) et cliquer sur **add new Load.**

- Pour les surcharges **: Q** comme nom et **live** pour type et **0** comme coefficient interne **(Add new load)**

- OK



5) Cinquième étape : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003

La création du spectre de réponse se fait avec l'utilisation du logiciel de calcul RPA

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône

On introduit les données dans leur case respective

- Zone IIa: zone de moyenne sismicité (T.0)
- Groupe d'usage 2: importance moyenne (à usage d'habitation) dans la hauteur ne dépasse pas 48m
- Classification des sites d'implantation S2: site ferme
- Classification des systèmes de contreventement

L'objet de classification des systèmes structuraux se traduit dans les règles et méthodes de calcules par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification d'une valeur numérique du coefficient de comportement R.

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique et le coefficient de comportement correspond est fixé en fonction de la natures des matériaux constitutifs du type de construction des possibilités de redistribution d'effort dans la structure

- Facteur de qualité :Q donné par le RPA99/V2003 par la formule suivante :

$$Q=1+\sum P_q$$

Avec P_q c'est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q. est satisfait ou non sa valeur est donnée dans le tableau si dessous

Critère	q Observé	Pq
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0
2-Redondance en plan	oui	0
3-Régularité en plan	oui	0
4-Régularité en élévation	oui	0
5-Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.10

Tableau IV.2 : les pénalités à retenir selon le critère de qualité q

- **Condition minimale sur les files de contreventement**
- Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moine trois(03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1.5 les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

Suivent x : on a (04) travée ……... CV

Suivent y : on a (04) travée ……..…… CV

- $\frac{l_{max}}{l_{min}} \leq 1.5$

Suivent- x : $\frac{4.20}{3.00} = 1.4 \leq 1.5$ ……..CV

Suivent-y: $\frac{4.00}{3.50} = 1.14 \leq 1.5$ ……...CV

$$\mathbf{p_1^x = 0.00} \qquad \mathbf{p_1^y = 0.00}$$

- **Redondance en plan (surabondance)**
- Chaque étage devra avoir en plan au moins quatre (04) files de portiques et /ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées
- Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5

Suivent- x :

5 files porteuses ……...CV

$\frac{d_{max}}{d_{min}} = \frac{4.20}{3.00}$=1.4 <1.5 ……...CV

$p_2^x = 0.00$

Suivent-y :

5 files porteuses ……...CV

$\frac{d_{max}}{d_{min}} = \frac{4.00}{3.50}$=1.14 <1.5 ……...CV

$p_2^y = 0.00$

- **Régularité en plan**
- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses

Suivent x ……....CV

Suivent y……CV

- **Condition sur les décrochements**

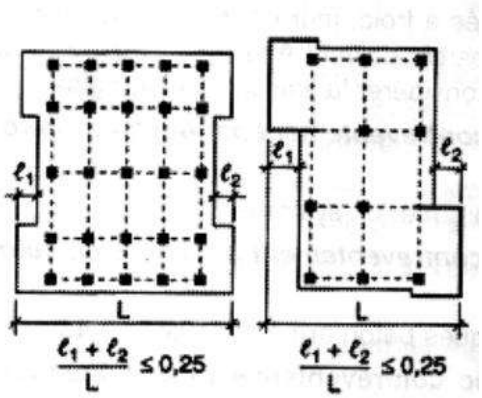
La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieure ou égale à (04)

$\frac{l_x}{l_y} = \frac{28.7}{16} = 1.79 < 4$ …….…….... CV

- La somme des dimensions ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction

Suivent x : $\frac{e_1+e_2}{l_x} = \frac{1.35+1.35}{28.2}$ =0.09 < 0.25……..CV

Suivent y : $\frac{e_1+e_2}{l_y} = \frac{1.10+1.10}{15}$ =0.13 < 0.25……..CV



- **Condition sur les ouvertures**

La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier

$$s_0 < 15\% s_t$$

S0 = 2.7x 2.2 = 5.94 m²

ST = 2(3.5x6.1) + (22.7x15.5) = 395.25m²

15% ST = 0.15 x 395.25 = 59.29

$s_0 = 5.94 < 15\% s_t$ =59.29 CV

$\mathbf{p_3^x = 0.00}$ $\mathbf{p_3^y = 0.00}$

✓ **Régularité en élévation**

➢ **Condition sur le système de contreventement**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu dont la charge ne transmette pas directement à la fondation …….CV

➢ **Condition sur les masses et rigidités**

Aussi bien la raideur que la masse des différents nivaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment……..……CV

➢ **Condition sur les décrochements en élévation**

	Suivent-y	Suivent-x
$\frac{B_I}{B_{i-1}} > 0.8$	$\frac{16.6}{14.4} = 1.15 > 0.8$	$\frac{28.7}{26} = 1.10 > 0.8$
$\frac{B_{min}}{B_{max}} > 0.67$	$\frac{16.6}{14.4} = 1.15 > 0.67$	$\frac{28.7}{26} = 1.10 > 0.67$

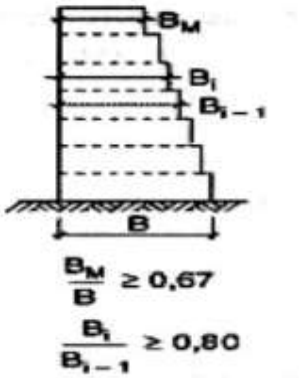


Tableau IV.3 : Condition sur les décrochements en élévation

Les conditions sont vérifiées

$\mathbf{p_4^x = 0.00}$ $\mathbf{p_4^y = 0.00}$

✓ **Contrôle de la qualité des matériaux**

Pas de garantie de suivi de qualité des matériaux sur le chantier donc :

$\mathbf{p_5 = 0.05}$

✓ **Contrôle de la qualité de l'exécution**

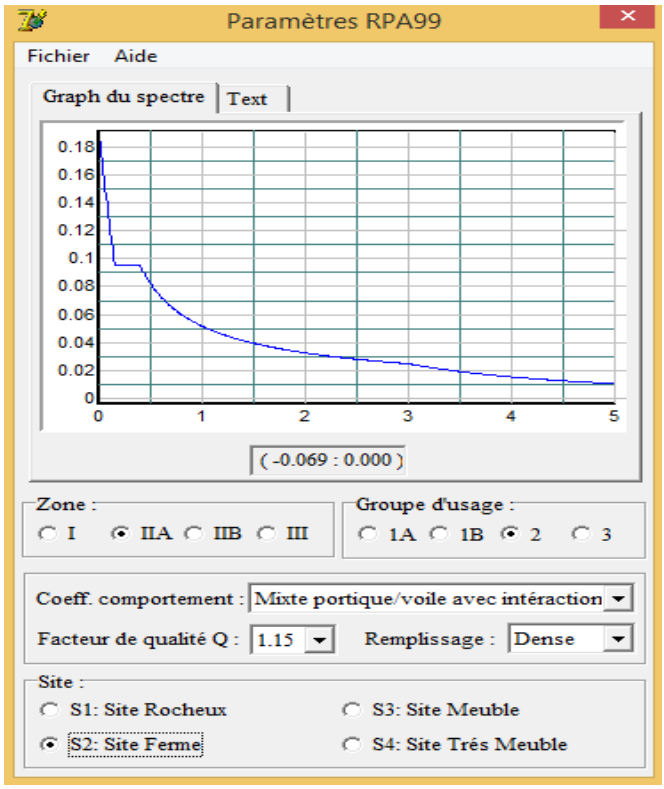
Le suivi est assuré uniquement par le bureau d'étude, pas de suivi de conformité par le CTC , donc :

$\mathbf{p_6 = 0.10}$

Finalement

Qx =1+ (0+0+0+0+0.05+0.10)=1.15

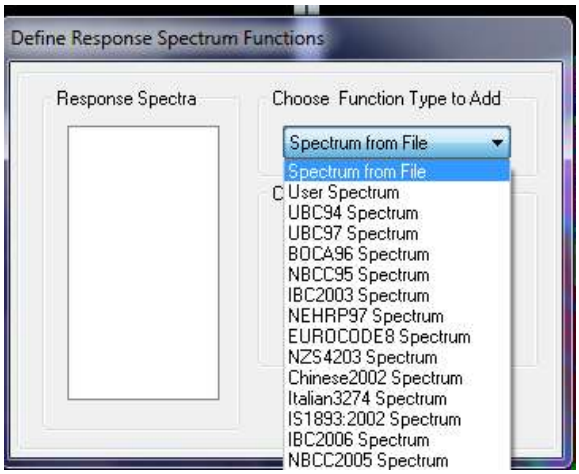
Qy =1+ (0+0+0+0+0.05+0.10)=1.15

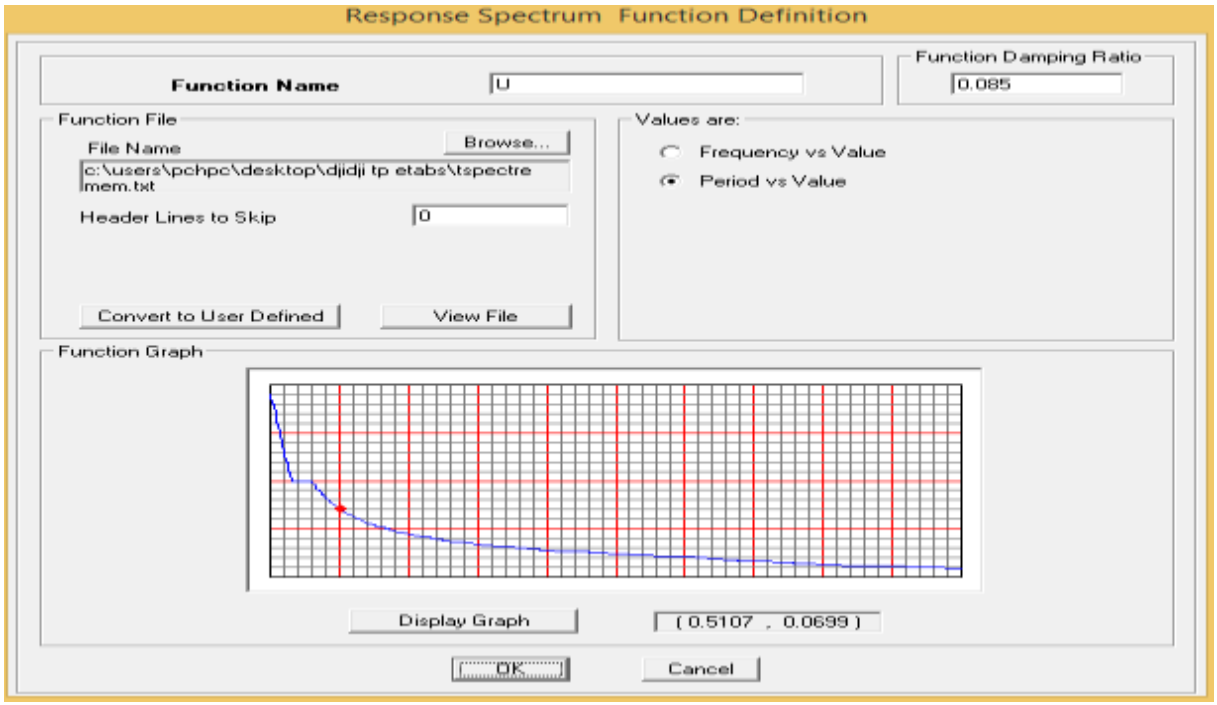


On clique sur Text puis sur Enregistrer et on lui choisit un emplacement de sauvegarde

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS

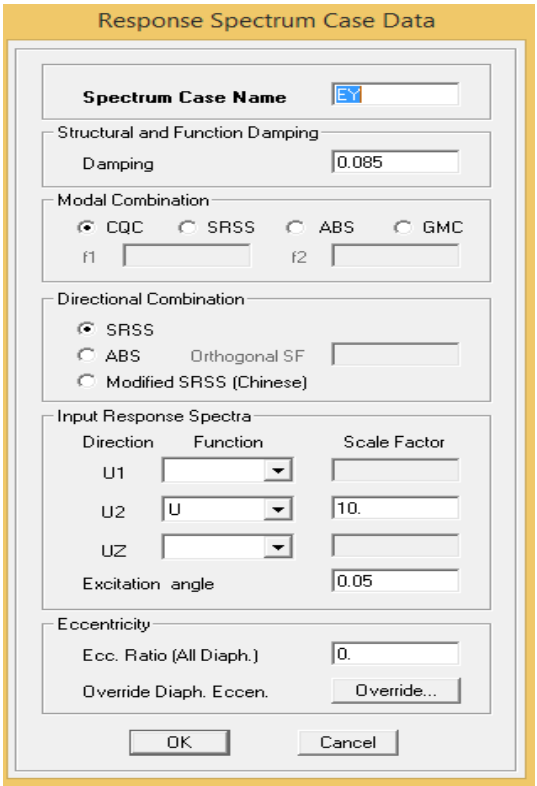
On clique sur : **Define Response Spectrum Functions Spectrum from file.**

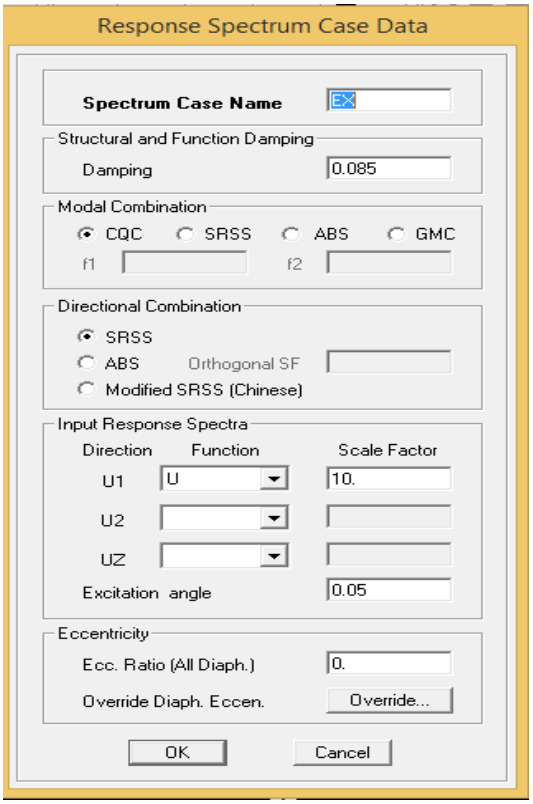




6) Sixième étape : définition du chargement E (séisme)

Une fois le spectre est définir, on valide la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define→ Reponses spectrum cases →Add New Spectrum**





7) Septième étape : Introduction des combinaisons d'action

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformation sont:

- **Combinaison aux états limites** :

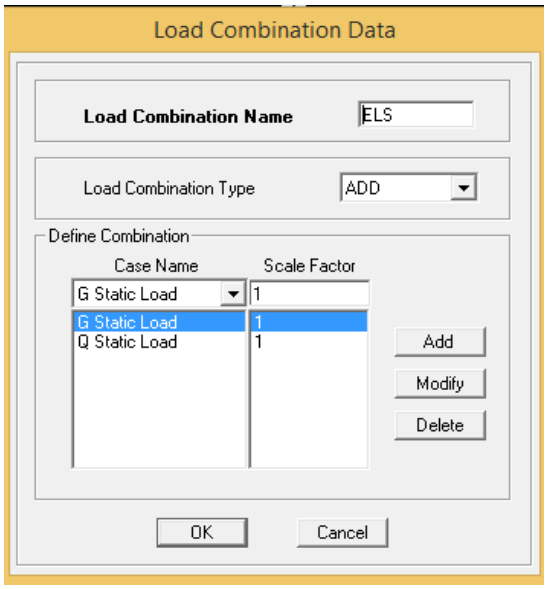
ELU : 1.35G+1 .5Q
ELS : G+Q

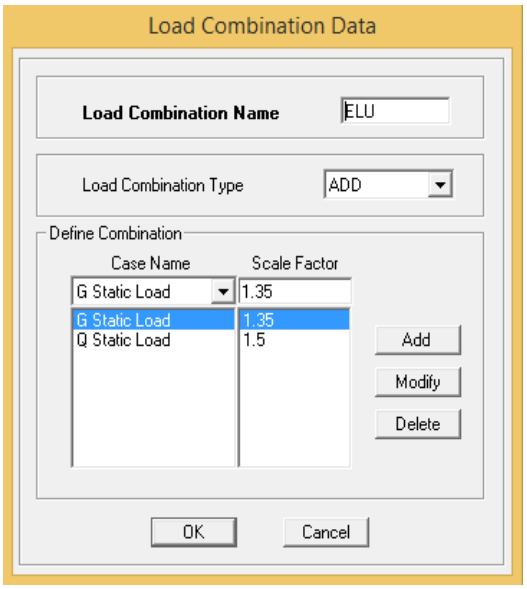
- **Combinaison d'actions accidentelles du RPA :**

G+Q±Ex
G+Q±Ey
0.8G±Ex
0.8G±Ey

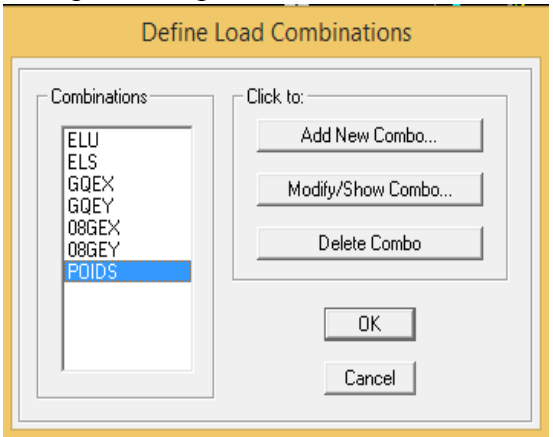
Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define→ load combination →add New combo.





On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions



8) Huitième étape : Chargement des éléments

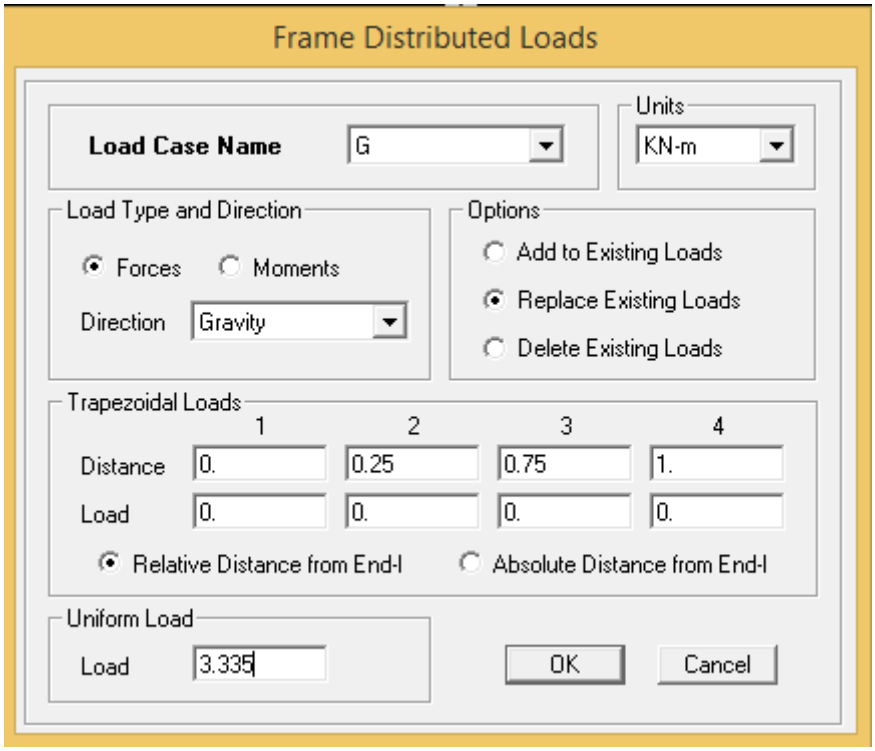
Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire

- **Pour le chargement des poutres secondaires**

On sélection les poutres secondaire puis clique sur :

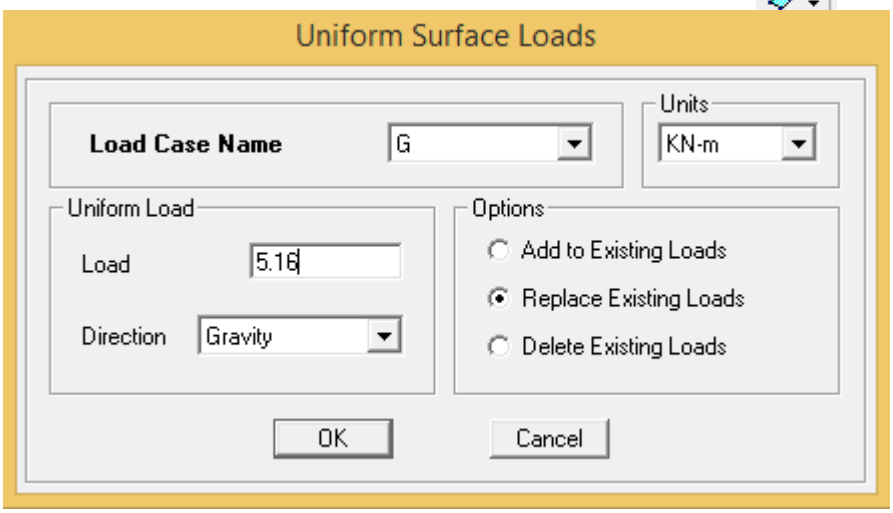
Assign →Frame/line →loads Distributed.

Et on introduit les valeurs des charge et surcharge de **poutre secondaire** avec (DEAD=G) et (LIVE=Q)



- **Pour charger les planchers**

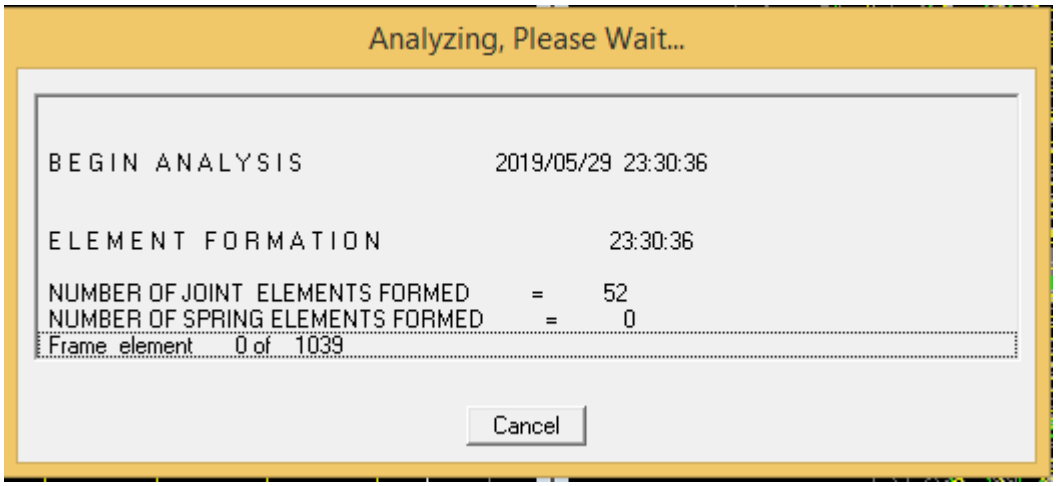
Assign→ Shell/area /loads→ Uniform Ou bien avec l'icône



9) Neuvième étapes : Analyse et visualisation des résultats

❖ **Lancement de l'analyse**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**. Ou bien on clique sur f 5.



❖ **Visualisation des résultats**

- **Déformée de la structure :** on clique sur l'icône : **show Deformed Shape** et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites.
- **Diagramme des efforts internes :** on se positionne sur un plancher, on clique sur **Display** et on sélectionne **Show tables** puis on coche **Displacement**
- **Effort tranchant et moment dues aux charges sismiques à la base :**

Show tables → Base Reactions→ select Cases/comb →E

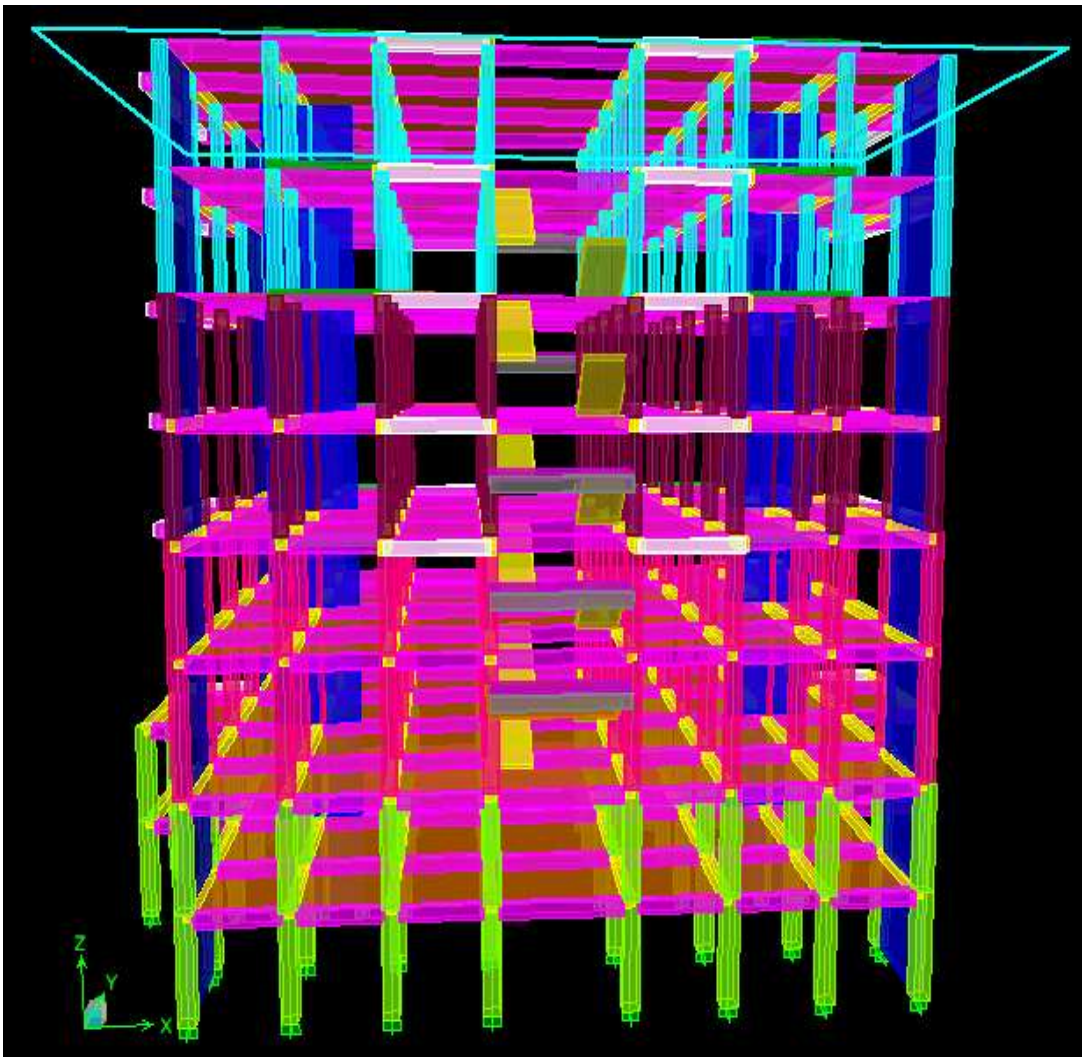


Figure IV.1 : Schéma de la modélisation tridimensionnelle de la structure

Chapitre V

« Vérification des exigences du RPA »

Introduction

Les tremblements de terre ont présenté depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes.

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA99 version 2003 qui sont :

1. Effort normal réduit
2. La période fondamentale de la structure
3. L'excentricité
4. Le pourcentage de participation de masse modale
5. Justification du système de contreventement
6. L'effort tranchant à la base
7. Les déplacements relatifs
8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

V.1 Méthodes de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Le calcul des forces sismique peut-être mené suivant deux méthodes :

– Par la méthode statique équivalente.

– Par la méthode d'analyse modale spectrale.

V.2 Conditions d'application de la méthode statique équivalente

a) Condition sur la hauteur

La méthode s'applique directement pour le calcul des bâtiments dont la hauteur ne dépasse pas :

65m en zone I, IIa, IIb.

30m en zone III.

b) Condition sur la configuration

La méthode s'applique pour le calcul des bâtiments réguliers en plan et en élévation.

c) Condition complémentaire

En zone IIa, IIb.

Les bâtiments du groupe d'usage 2 avec H<23 m

Les bâtiments du groupe d'usage 1B avec H<17 m

Les bâtiments du groupe d'usage 1A avec H<10m

La forme du bâtiment est sensiblement symétrique en géométrie et la distribution des masses et des rigidités et symétrique par rapport aux deux directions orthogonales, avec le rapport :

$\frac{L_x}{L_y} = \frac{28.5}{16} = 1.79 < 4$

- **Cas de cet ouvrage**

La condition complémentaire sur H n'est pas vérifiée H = 25 m > 23 m.

Nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette dernière d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement supposé élastique de la structure, permet le calcul des modes propres.

V.3 Spectre de réponse de calcul

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\,\eta\,\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\,\eta\,(1.25A)\frac{Q}{R} & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\,\eta\,(1.25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 0.3s \\ 2.5\,\eta\,(1.25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \ge 0.3s \end{cases}$$

Avec :

- g : accélération de la pesanteur.
- A : coefficient d'accélération de zone.
- η : Facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$
- R: coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.
- T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- Q : facteur de qualité

1) Effort normal réduit

On entend par l'effort normal réduit, le rapport :

$$V = \frac{N_d}{B_c x\, f_{c28}} \leq 0.3$$

Bc : section du poteau.

N_d : effort normal maximal dans les poteaux sous les combinaisons: **(0.8G+E et G + Q ± E)**

F_{c28} : La résistance caractéristique du béton (f_{c28} = 25 MPa).

- **Pour les poteaux de (40x40) cm.cm :** N_d = 1562.91kN

$$V = \frac{N_d}{0.16x\ 25000} = 0.39 > 0.3$$ ..... **Condition non vérifiée.**

Remarque

Comme notre pré-dimensionnement des poteaux ne satisfait pas les exigences du RPA, il faut donc augmenter les paramètres du dénominateur (B_c et/ou f_c) et dans ce cas on augmente la section des poteaux de 5 cm pour toute la structure et on revérifie de nouveau

- **Pour les poteaux de (45x45) cm.cm :** N_d = 1670.625kN

$$V = \frac{N_d}{0.2025x\ 25000} = 0.33 > 0.3$$ ..... **Condition non vérifiée.**

On augmente encore de 5cm des dimensionne et on aura les nouvelles sections suivantes :

Section du poteau (cm²)	
Section trouvée	Section adoptée
100.52	35x35
201.69	35x35
300.91	40x40
398.18	40x40
493.50	45x45
608.73	45x45
708.60	50x50
805.22	50x50

Tableau V.1 : Résumé des sections des poteaux recommandées par RPA.

Les résultats sur la condition après augmentation des dimensionnes des sections sont dans le tableau suivant :

Section	N_d	V		Condition
50x50	1692.27	0.270	0.3	Vérifiée
45x45	1223.23	0.241	0.3	Vérifiée
40x40	769.55	0.192	0.3	Vérifiée
35x35	385.60	0.125	0.3	Vérifiée

Tableau V.2 : Vérification de l'effort normal réduit

2) Vérification de la période

Estimation de la période fondamentale T de la structure peut être estimée de la formule :

le RPA 2003 donne une formule empirique suivent : $\mathbf{T = C_T\ h_n^{3/4}}$

Avec :

- h_n: Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n). $\mathbf{h_n = 25.16\ m}$
- C_t : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné du tableau 4.6 (RPA99 Version 2003).

Contreventement mixte Ct=0.05

$T = 0.05\ 25.16^{3/4} = 0.561s$

On doit vérifier que **: $\mathbf{T_{empirique}}$ x 1.3 ≥ $\mathbf{T_{ETABS}}$**

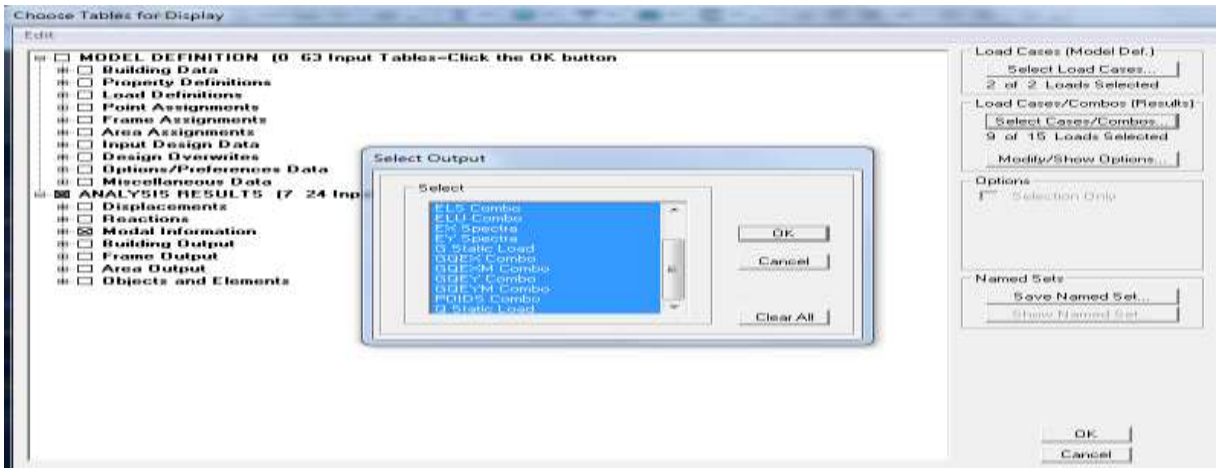
- **Détermination de la période par ETABS**

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

Display ⟶ Show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS ⟶ model information



Puis on définit toutes les combinaisons en clique sur :

Select Cases/Combo ⟶ 2 fois sur **ok**

Un autre tableau s'affiche, on choisit dans la liste déroulant du haut à droite ≪ **modal participation mass rotios**≫

Les résultats s'afficheront comme suite :

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0.686135	73.3901	0.0035	0.0000	73.3901	0.0035	0.0000	0.0051
	2	0.653094	0.0037	68.2616	0.0000	73.3938	68.2652	0.0000	98.4439
	3	0.544815	0.3997	0.0002	0.0000	73.7934	68.2653	0.0000	0.0003
	4	0.210896	12.8963	0.0000	0.0000	86.6898	68.2654	0.0000	0.0000
	5	0.163677	0.0000	17.8419	0.0000	86.6898	86.1073	0.0000	1.2152
	6	0.134024	0.0006	0.0000	0.0000	86.6904	86.1073	0.0000	0.0000
	7	0.103822	6.1735	0.0000	0.0000	92.8638	86.1073	0.0000	0.0000
	8	0.072183	0.0000	7.2384	0.0000	92.8638	93.3457	0.0000	0.2596
	9	0.064972	3.6309	0.0000	0.0000	96.4947	93.3457	0.0000	0.0000
	10	0.059203	0.0190	0.0000	0.0000	96.5137	93.3457	0.0000	0.0000
	11	0.044107	1.0257	0.9366	0.0000	97.5394	94.2823	0.0000	0.0138
	12	0.044083	0.3611	2.6642	0.0000	97.9005	96.9465	0.0000	0.0393

Figure V.1: Résultats de l'analyse dynamique.

En suite, on relève les valeurs des périodes en fonction des modes et, on compare les résultats.

$T_{empirique}$ x 1.3 = 0.73 ≥ T_{ETABS} = 0.686 s ⟶ Condition vérifiée.

3) Condition sur l'excentricité

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale ± 0.05 L, (L étant la dimension du plancher considéré et suivant chaque direction.

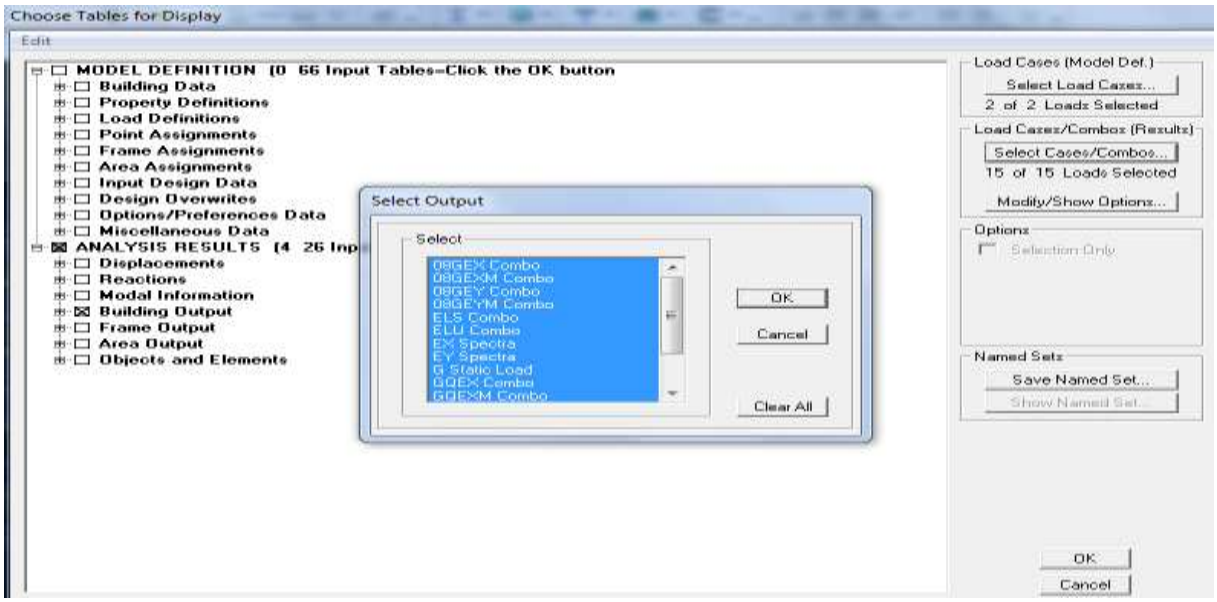
Dans cette étape, on doit vérifie l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Pour cela, on procède de la manière suivante :

Display ⟶ show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS ⟶ building output



Puis on définit toutes les combinaisons en clique sur :

Select cases/combos…⟶ 2 fois sur **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Edit View

Center Mass Rigidity

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
▶	SS1	D1	417.0244	417.0244	14.100	7.751	417.0244	417.0244	14.100
	SS2	D2	436.9046	436.9046	14.088	7.856	436.9046	436.9046	14.088
	RDC	D3	402.3774	402.3774	14.101	7.699	402.3774	402.3774	14.101
	ET1	D4	391.2966	391.2966	14.100	7.405	391.2966	391.2966	14.100
	ET2	D5	385.7136	385.7136	14.100	7.403	385.7136	385.7136	14.100
	ET3	D6	379.8630	379.8630	14.100	7.402	379.8630	379.8630	14.100
	ET4	D7	372.6653	372.6653	14.096	7.438	372.6653	372.6653	14.096
	TERASSE	D8	367.3259	367.3259	14.100	7.468	367.3259	367.3259	14.100

XCR	YCR
14.100	7.601
14.102	7.643
14.107	7.503
14.107	7.326
14.106	7.172
14.106	7.059
14.104	6.992
14.103	6.985

Figure V.2 : Excentricités théoriques à partir de l'ETABS

On relève les valeurs des coordonnés des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

		Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité	
Etage	diaphragme	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	Ey
SS1	D1	14.100	7.751	14.100	7.601	0	0.304
SS2	D2	14.088	7.856	14.102	7.643	-0.014	0.213
RDC	D3	14.101	7.699	14.107	7.503	-0.006	0.196
ET1	D4	14.100	7.405	14.107	7.326	-0.007	0.079
ET2	D5	14.100	7.403	14.106	7.172	-0.006	0.231
ET3	D6	14.100	7.402	14.106	7.059	-0.006	0.343
ET4	D7	14.096	7.438	14.104	6.992	-0.008	0.446
TERASSE	D8	14.100	7.488	14.103	6.985	-0.003	0.503

Tableau V. 3 : Excentricité de chaque étage suivant les deux sens

Avec :

e_x = XCM – XCR

e_y = YCM – YCR

❖ **Comparaison des résultats**

- **Sens longitudinal**

$5\%L_X \geq e_x \leftrightarrow 0.05 \times 28.5 = 1.435 > 0.008$ **…….. Condition vérifiée**

- **Sens transversal**

$5\%L_X \geq e_y \leftrightarrow 0.05 \times 28.5 = 1.435 > 0.503$ **…….Condition vérifiée**

4) Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales. Le nombre de modes à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives par les modes retenus soit égale à 90% au moins de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

Display ⟶ Show Tables ⟶ Modal Information ⟶ Modal participating mass Ration

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.686135	73.3901	0.0035	0.0000	73.3901	0.0035	0.0000
2	0.653094	0.0037	68.2616	0.0000	73.3938	68.2652	0.0000
3	0.544815	0.3997	0.0002	0.0000	73.7934	68.2653	0.0000
4	0.210896	12.8963	0.0000	0.0000	86.6898	68.2654	0.0000
5	0.163677	0.0000	17.8419	0.0000	86.6898	86.1073	0.0000
6	0.134024	0.0006	0.0000	0.0000	86.6904	86.1073	0.0000
7	0.103822	6.1735	0.0000	0.0000	92.8638	86.1073	0.0000
8	0.072183	0.0000	7.2384	0.0000	92.8638	93.3457	0.0000
9	0.064972	3.6309	0.0000	0.0000	96.4947	93.3457	0.0000
10	0.059203	0.0190	0.0000	0.0000	96.5137	93.3457	0.0000
11	0.044107	1.0257	0.9366	0.0000	97.5394	94.2823	0.0000
12	0.044083	0.3611	2.6642	0.0000	97.9005	96.9465	0.0000

Figure V.3 : Les masses modales effectives et leurs périodes à partir d'ETABS

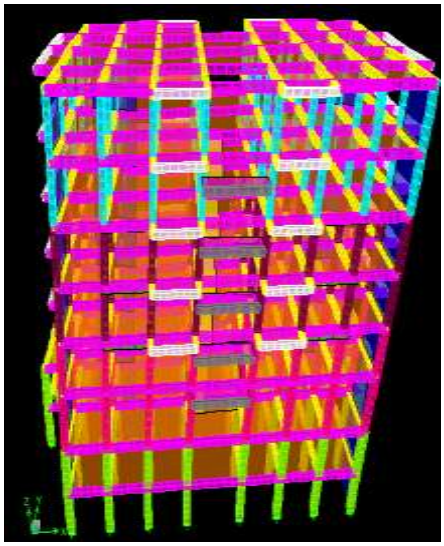
La somme des masses modales dans le 8eme Mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

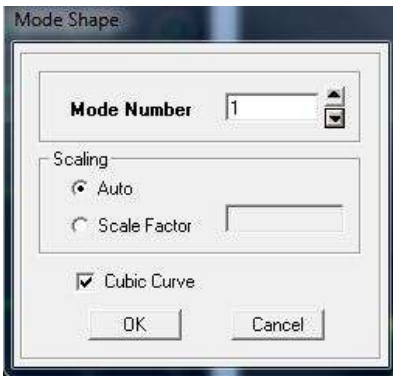
Et on retient donc 8 modes.

Remarque

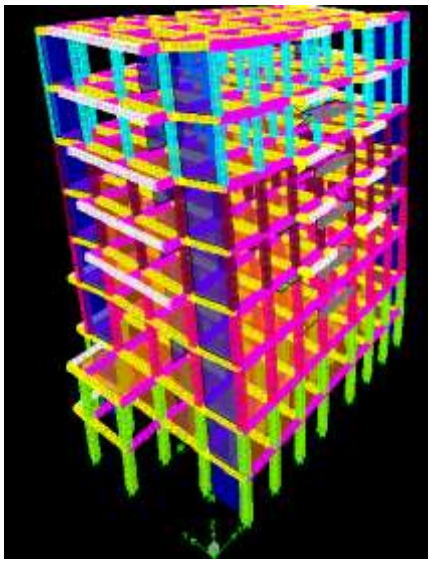
- Le premier mode de vibration est une translation selon x-x, il mobilise plus 73% de la masse.
- Le deuxième mode de vibration est une translation selon y-y, il mobilise plus 68% de la masse.
- Le troisième mode de vibration est une torsion, moins de 50% dans les deux sens.

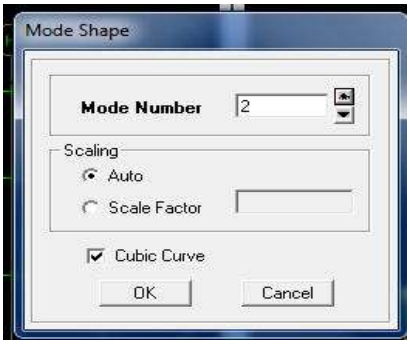
1er mode :



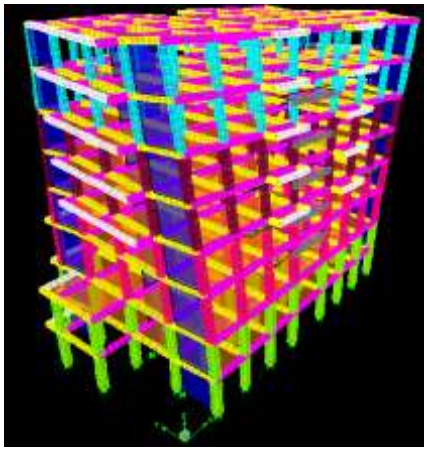


2^{éme} mode :





3^{éme} mode :



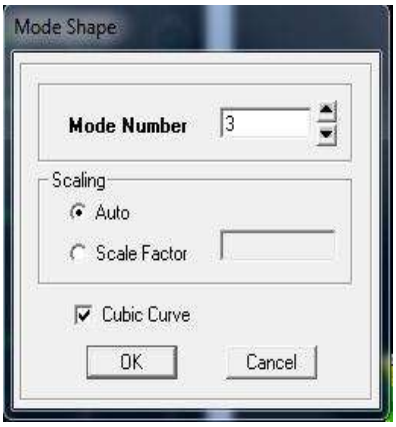


Figure V.4 : Vue en trois dimensions des trois modes de la structure.

5) Justification du système de contreventement

L'objectif dans cet étage est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

- On choisit d'abord la combinaison en cliquant sur :

  Display ⟶ show Deformed shape ⟶ Load: Ex spectra

- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :

  Draw ⟶ Draw Section Cut

- Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante :

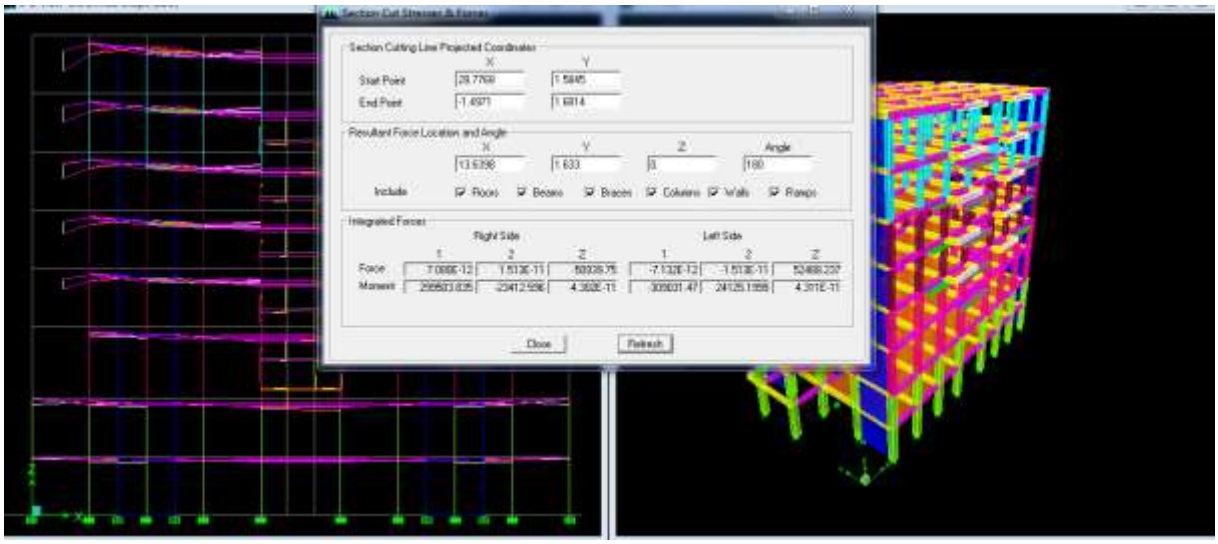


Figure V.5 : Affichage des résultats des efforts

Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case **(Force-1)** : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche la case **columns** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :

- **Charge verticale**

Les charges verticales repris par le système de contreventement sont donnés par L'ETABS sous la combinaison de l'ELU, et les résultats sont comme suit :

1) Charge verticale reprise par toute la structure : 50939.75 kN
2) Charge verticale reprise par les voiles : 9157.497 kN
3) Charge verticale reprise par les portiques : 41782.26 kN

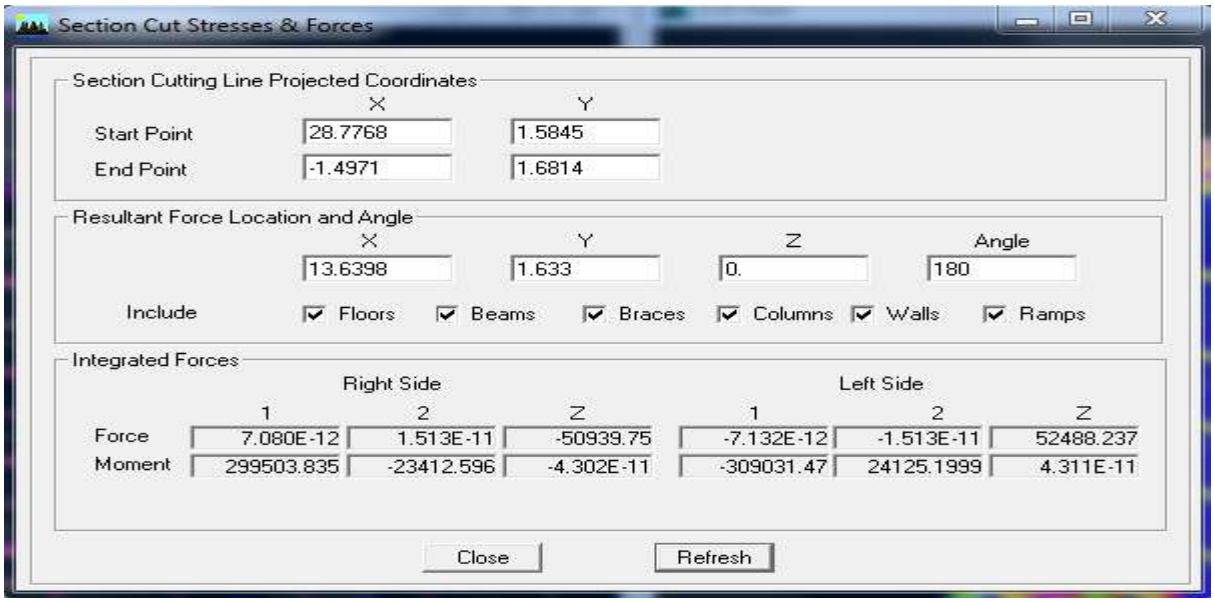


Figure V.6 : Efforts verticaux repris par la structure

- **Charge horizontale**

Sens X-X

Donné par ETABS sous la combinaison EX spectra :

1) Charge horizontale reprise par toute la structure: **2367.3703 kN**
2) Charge sismique reprise par les voiles : **1423.8011 kN**
3) Charge sismique reprise par les portiques : **944.5503 kN**

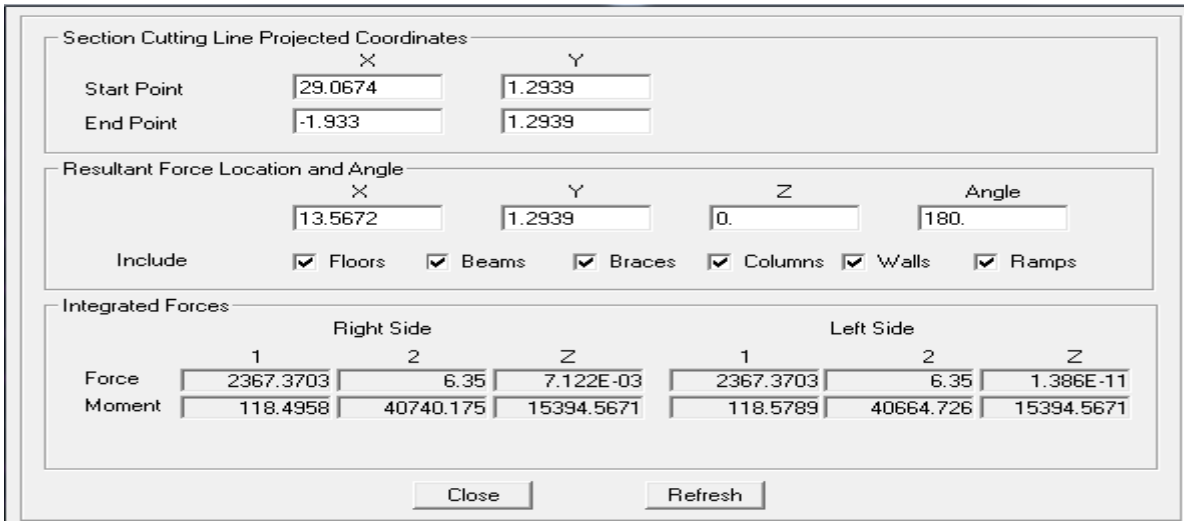


Figure V.7 : Charge horizontale reprise par la structure sens xx

Sens Y-Y

Donné par ETABS sous la combinaison EY spectra :

1) Charge horizontale reprise par toute la structure: **2107.585 kN**
2) Charge sismique reprise par les voiles : **1593.334 kN**
3) Charge sismique reprise par les portiques : **515.9369 kN**

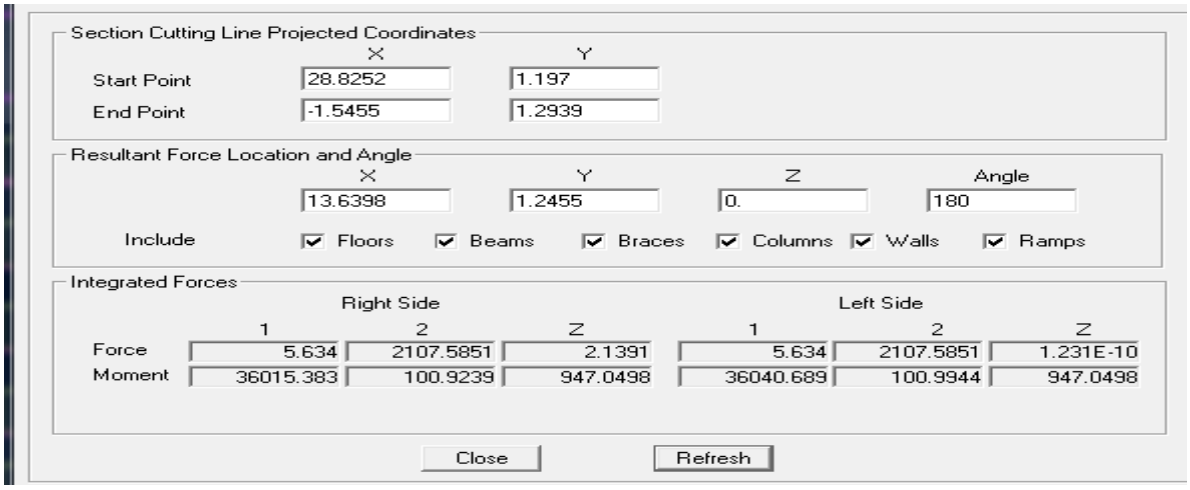


Figure V.8 : charge horizontale reprise par la structure sens yy

- **Récapitulatif des résultats**

	Force reprise par les voiles et portiques		Force reprise par les voiles uniquement		Forces reprise par les portiques uniquement	
Unités	kN	%	kN	%	kN	%
Sens EX	2367.3703	100	1423.801	60.14	944.5503	39.89
Sens EY	2107.5851	100	1593.334	75.60	515.9369	24.48
ELU	50939.75	100	9157.497	17.9	41782.26	82.02

Tableau V.4 : Pourcentages des forces reprises par les portiques et les voile tiré d'ETABS

Remarque

D'après l'article 3.4 du RPA qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure, les voiles de contreventement reprennent 17.9% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultants de leurs interactions à tous les niveaux.

D'après les résultats ci-dessus, (Mixte portiques/voiles avec interaction) :

=> R = 5

6) Vérification l'effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$\mathbf{V = \frac{A \times D \times Q}{R} W_t} \quad \textbf{..... formule (4.1 RPA99)}$$

❖ **Détermination des paramètres A, D, Q, et R**

➢ A: coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1 RPA99)

Groupe 2 } A=0.15
II_a }

➢ D : facteur d'amplification dynamique moyen

Il dépend de la période T du bâtiment, de l'amortissement ξ et de la période T_2 associée au site sa valeur est calculer par l'une des trois(03) équations

$$D = \begin{cases} 2{,}5\,\eta & 0 \le T \le T2 \\ 2{,}5\,\eta\,(T2/T)^{2/3} & T2 \le T \le 3s \\ 2{,}5\,\eta\,(T2/T)^{2/3}\,(3/T)^{5/3} & T \ge 3 \end{cases}$$

Avec :

- η: facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Remarque

Pour notre cas, nous avons une structure mixte, or comme indique le tableau Suivant du RPA 99modifié 2003 qui représente les valeurs de ξ pour chaque structure

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé (maçonnerie)
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V. 5 : Coefficient d'amortissement critique

Il n'existe pas de valeur intermédiaire qui regroupe la valeur ξ pour une structure mixte. Cependant, on a adopté suite aux recommandations du CTC (contrôle technique de construction) la valeur suivante ξ = 8.5% qui est la moyenne entre les deux valeurs ξ = 7 (portique en béton armé) et ξ = 10 (structure en voiles) Ce qui implique que η= 0,82.

- T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version 2003.

Site (S2) : sol ferme ⟶ $T_2 = 0.4s$

- Estimation de la période fondamentale T :

le RPA 2003 donne une formule empirique suivent : $T = C_T h_n^{\frac{3}{4}}$ (4-6 RPA2003)

hn : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

hn = 25.16 m

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau (4.6.RPA99) $C_T = 0.05$

Dans notre cas : $T = 0.05 \times 25.16^{3/4} = 0.562s$

Donc $T_2 = 0.4s < T = 0.562s < 3s$

Donc la valeur de $D = 2{,}5\ \eta\ (T2 / T)^{2/3} = 2.5 \times 0.82\ (0.4 / 0.562)^{2/3} = 1.632$

- R : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4-3). Il est selon le système de contreventement pour le système mixte R= 5
- Q = déjà démontré précédemment (chapitre 4) Q = 1.15
- W_t : le poids de la structure donné par le logiciel ETABS

Display ⟶ **Show Tables** ⟶ **building output** **story shears** **combinaison poids** ⟶ 2 fois **OK**

$W_t = 38086.88$ kN

❖ **Tableau récapitulatif des résultats**

Facteur	Valeur
Coefficient d'accélération de zone A	0.15
Facteur d'amplification dynamique D	1.632
Facteur de qualité Q	1.15
Coefficient de comportement R	5
Le poids total de la structure w_t (KN)	38086.88

Tableau V.6 : Résumé des résultats obtenus

$$\mathbf{V = \frac{A \times D \times Q}{R} W_t} = \frac{0.15 \times 1.632 \times 1.15}{5} 38086.88 = 2144.44 \text{ kN}$$

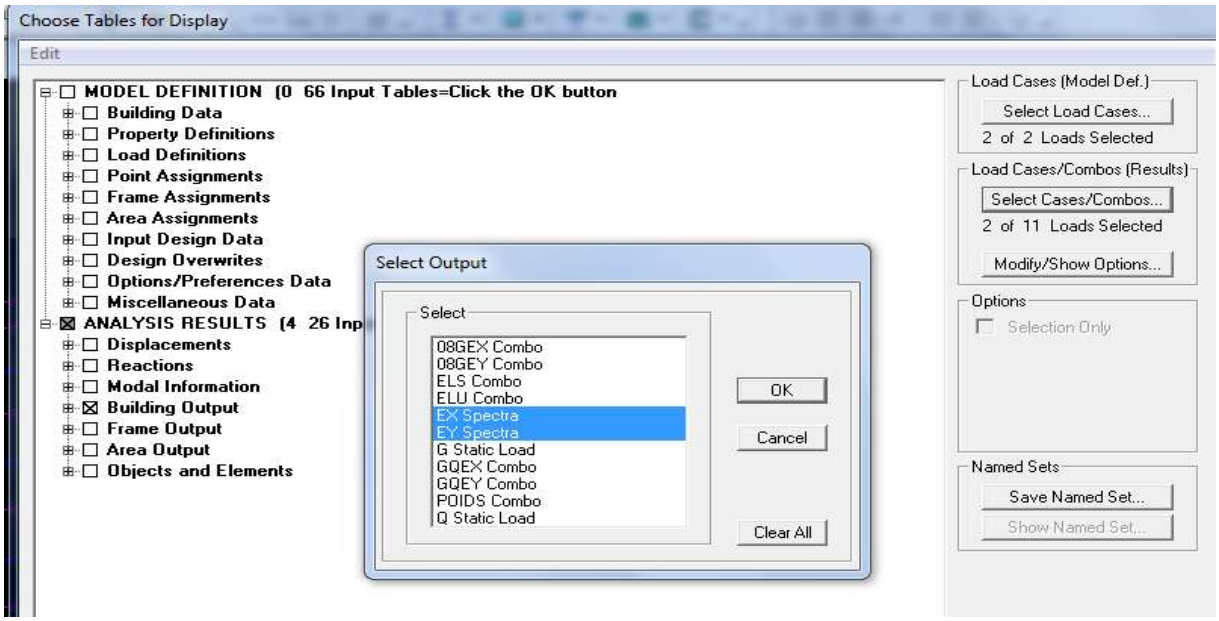
V= 2144.44 kN

$V_x = V_y = 2144.44$ kN

Détermination de l'effort tranchant par ETABS

Pour détermine la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display ⟶ **show tables** ⟶ **ANALYSIS RESULT** ⟶ **Building output** ⟶ **Select Cases/ Combos** ⟶ **E spectra** ⟶ 2 fois **OK**



Les résultats s'afficheront comme suit :

Story Shears

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ET2	EY	Bottom	0.00	4.10	1514.53	21334.284	12739.751	33.17
ET1	EX	Top	0.00	1929.54	5.57	14985.859	40.754	13878.5
ET1	EX	Bottom	0.00	1931.51	5.57	14988.781	57.729	19528.4
ET1	EY	Top	0.00	4.75	1716.56	24179.933	12739.751	33.17
ET1	EY	Bottom	0.00	4.77	1718.17	24202.391	17682.211	47.63
RDC	EX	Top	0.00	2136.85	6.02	16625.707	57.729	19528.4
RDC	EX	Bottom	0.00	2138.60	6.03	16628.649	80.189	27163.9
RDC	EY	Top	0.00	5.26	1881.98	26510.531	17682.211	47.63
RDC	EY	Bottom	0.00	5.27	1883.35	26529.603	24304.441	67.13
SS2	EX	Top	0.00	2279.44	6.26	17760.912	80.189	27163.9
SS2	EX	Bottom	0.00	2279.44	6.26	17760.912	99.266	33797.5
SS2	EY	Top	0.00	5.53	2017.04	28413.963	24304.441	67.13
SS2	EY	Bottom	0.00	5.53	2017.04	28413.963	30051.398	83.91
SS1	EX	Top	0.00	2367.37	6.35	18458.303	99.266	33797.5
SS1	EX	Bottom	0.00	2367.37	6.35	18458.303	118.579	40664.7
SS1	EY	Top	0.00	5.63	2107.59	29691.285	30051.398	83.91
SS1	EY	Bottom	0.00	5.63	2107.59	29691.285	36040.689	100.99

Figure V.9 : Effort tranchant tiré à partir d'ETABS

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$V_{xdyn} = F_1 = 2367.37$ kN

$V_{ydyn} = F_2 = 2107.59$ kN

- **Comparaison des résultats**

Dans cette présentation étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

Il est rappelé que : $V_x = V_y = 2144.44$ kN

- **Sens longitudinal**

V_{xdyn} = 2367.37 kN ≥ 80%V_x = 1715.5 kN **……condition vérifiée.**

- **Sens transversal**

V_{ydyn} = 2107.59 kN ≥ 80%V_y = 1715.5 kN **……condition vérifiée.**

7) Vérification des déplacements relatifs

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du 99, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

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

$$\delta_K = R\,\delta_{eK} \qquad \text{(RPA99 formule 4-19)}$$

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques Fi (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

- **Dans le sens longitudinal**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display ⟶ show tables ⟶ ANALISIS RESULTS ⟶ Diplacement Data ⟶
Table: Diaphragm CM displacement ⟶ Select Cases/ Combos ⟶ EX spectra ⟶
2 fois **OK** et les résultats s'afficheront comme suit :

Diaphragm CM Displacements

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
TERASSE	D8	EX	0.0157	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00014
ET4	D7	EX	0.0140	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00012
ET3	D6	EX	0.0122	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00009
ET2	D5	EX	0.0102	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00007
ET1	D4	EX	0.0079	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00005
RDC	D3	EX	0.0056	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00003
SS2	D2	EX	0.0027	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001
SS1	D1	EX	0.0009	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000

Figure V.10 : déplacement inter-étage tiré à partir d'ETABS

Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant la direction x-x :

Etage	Diaphragme	Load	R	Ux (m)	$R\delta_x$	$R\delta_K - R\delta_{K-1}$	1%h	Condition
Terrasse	D8	EX	5	0.0157	0.0785	0.0085	0.0306	CV
ET4	D7	EX	5	0.0140	0.070	0.009	0.0306	CV
ET3	D6	EX	5	0.0122	0.061	0.01	0.0306	CV
ET2	D5	EX	5	0.0102	0.051	0.011	0.0306	CV
ET1	D4	EX	5	0.0079	0.0395	0.011	0.0306	CV
RDC	D3	EX	5	0.0056	0.0280	0.014	0.0374	CV
SS2	D2	EX	5	0.0027	0.0135	0.009	0.0306	CV
SS1	D1	EX	5	0.0009	0.0045	0.0045	0.0306	CV

Tableau V.7 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens x-x

- **Dans le sens transversal**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur :

Select cases/combos……. ⟶ 2 fois sur **OK**

Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant la direction y-y :

Etage	Diaphragme	Load	R	Uy (m)	$R\delta_y$	$R\delta_y - R\delta_{y-1}$	1%h	Condition
Terrasse	D8	EY	5	0.0137	0.0685	0.01	0.0306	CV
ET4	D7	EY	5	0.0117	0.0585	0.011	0.0306	CV
ET3	D6	EY	5	0.0096	0.048	0.011	0.0306	CV
ET2	D5	EY	5	0.0075	0.0375	0.01	0.0306	CV
ET1	D4	EY	5	0.0055	0.0275	0.0095	0.0306	CV
RDC	D3	EY	5	0.0036	0.018	0.0095	0.0374	CV
SS2	D2	EY	5	0.0017	0.0085	0.0055	0.0306	CV
SS1	D1	EY	5	0.0006	0.003	0.003	0.0306	CV

Tableau V.8 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens Y-Y

Avec :

- δ_{Kx} : Déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.
- δ_K : Déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

- $\Delta K_x = \delta_x - \delta_{xi-1}$: Déplacement horizontal suivant le sens longitudinal relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-i » **(formule 4.20 RPA 99)**
- $\Delta K_y = \delta_{yi} - \delta_{yi-1}$: Déplacement horizontal suivant le sens transversal relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-i » **(formule 4.20 RPA 99)**
- **H_e** : hauteur de l'étage considéré

  Etage courant: he = 3.06 m

  Etage RDC: he = 3.74 m

  Etage de service : he = 3.06 m

Conclusion

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée.

8) Vérification du déplacement maximal de la structure

Dans cette étape on doit détermine le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible f_{ad}

$$f_{ad} = \frac{H_t}{500} = \frac{25.16}{500} = 0.05m \qquad \text{(ART B. 6.5.3/BAEL 91)}$$

Détermination du déplacement maximal avec ETABS

- **Dans le sens longitudinal**

On suit le cheminement suivant : **Display** ⟶ **Show Story Response Plots.** La fenêtre suivante s'affiche et doit être complétée comme indiquée sur l'image :

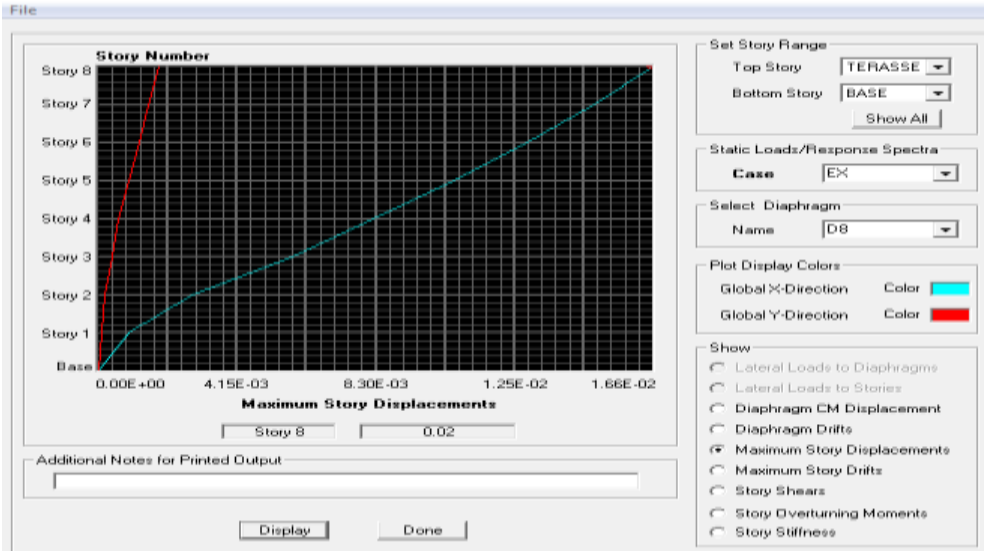


Figure V.11 : Déplacement maximal de la structure tiré à partir d'ETABS selon x

Puis, on clique sur **display**

Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.

- **Dans le sens transversal**

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante :

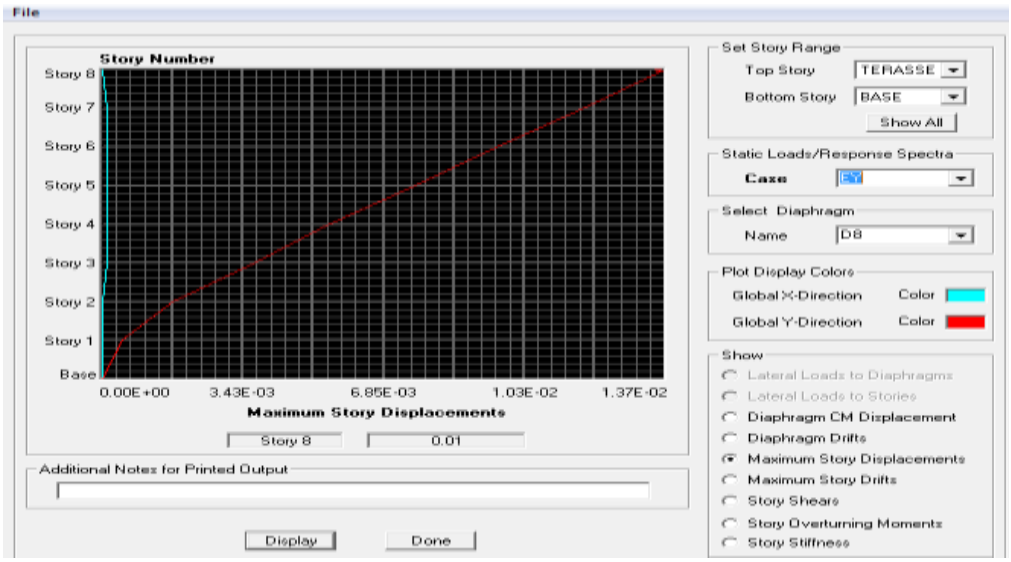


Figure V.12 : Déplacement maximal de la structure tiré à partir d'ETABS selon y

- Résultats trouvés :
- ✓ Déplacement maximal suivant (x-x) : 0.02 m
- ✓ Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.01 m
- ✓ Flèche admissible : 0.05 m

Conclusion

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.

9) Vérification de l'effet P- Δ

L'effet P-Delta ou effet de 2ème ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\boldsymbol{\theta = P_K \, x \, \Delta_K / V_K h_K \leq 0.1}$$

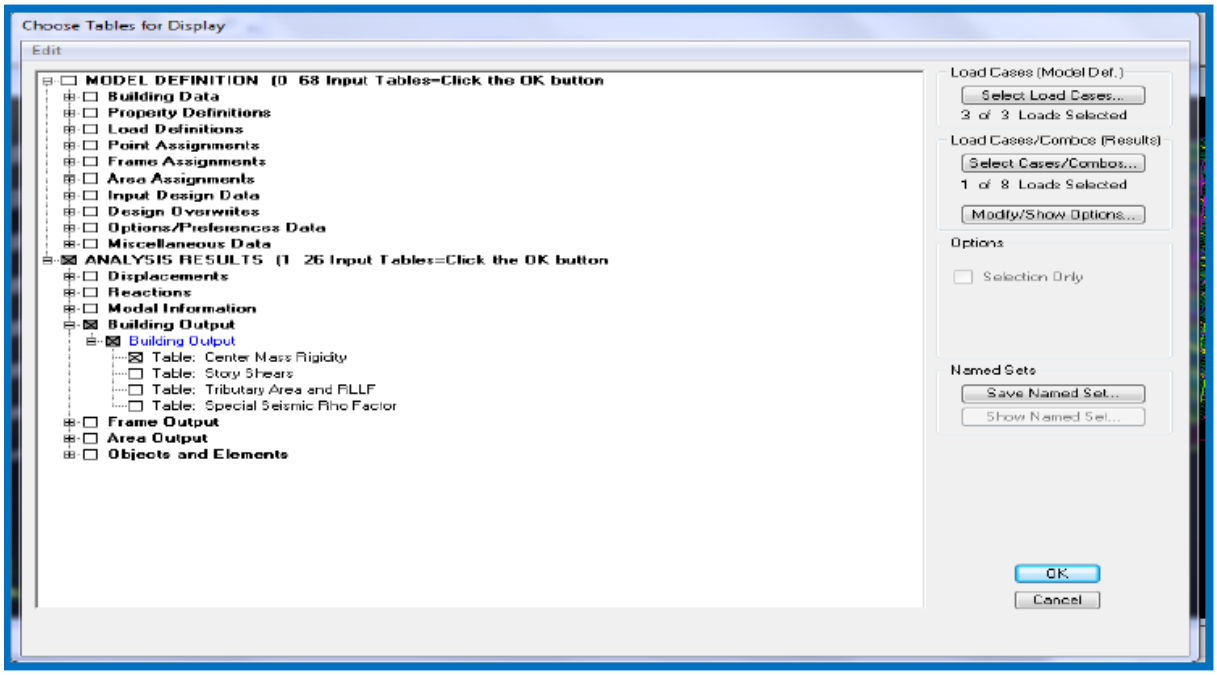
P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau «k »

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau «k »

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

h_K : Hauteur de l'étage «k »

Display ⟶ show tables ⟶ ANALISIS RESULTS ⟶ building output ⟶ table: centre mass rigidity



Les résultats sont affichent comme suit :

Center Mass Rigidity

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
SS1	D1	417.0244	417.0244	14.100	7.751	417.0244	417.0244	14.100
SS2	D2	436.9046	436.9046	14.088	7.856	436.9046	436.9046	14.088
RDC	D3	402.3774	402.3774	14.101	7.699	402.3774	402.3774	14.101
ET1	D4	391.2966	391.2966	14.100	7.405	391.2966	391.2966	14.100
ET2	D5	385.7136	385.7136	14.100	7.403	385.7136	385.7136	14.100
ET3	D6	379.8630	379.8630	14.100	7.402	379.8630	379.8630	14.100
ET4	D7	372.6653	372.6653	14.096	7.438	372.6653	372.6653	14.096
TERASSE	D8	367.3259	367.3259	14.100	7.468	367.3259	367.3259	14.100

			Sens x-x (sous EX)				Sens y-y (sous EY)			
Niveau	p_k	h_k	Δ_k	V_K	$V_K \times h_K$	θ	Δ_k	V_K	$V_K \times h_K$	θ
Terrasse	4495.29	3.06	0.0085	609.91	1866.32	0.020	0.01	598.32	1830.85	0.024
ET4	8884.94	3.06	0.009	1021.12	3124.62	0.025	0.011	962.31	2944.66	0.033
ET3	13389.33	3.06	0.01	1377.42	4214.90	0.031	0.011	1262.25	3862.48	0.038
ET2	17893.73	3.06	0.011	1681.33	5144.86	0.038	0.01	1514.53	4634.46	0.038
ET1	22528.18	3.06	0.011	1931.51	5910.42	0.041	0.0095	1718.17	5257.60	0.041
RDC	27812.12	3.74	0.014	2183.60	8166.66	0.047	0.0095	1883.35	7043.72	0.037
SS2	33076.27	3.06	0.009	2279.44	6975.08	0.042	0.0055	2017.04	6172.14	0.029
SS1	38086.88	3.06	0.0045	2367.37	7244.15	0.023	0.003	2107.59	6449.22	0.017

Tableau V.9 : Résumé de calcul du paramètre θ suivant Les deux sens

Conclusion

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\theta \leq 0.1$

Conclusions

Par suite des résultats obtenus dans cette étude toutes les exigences du RPA sont vérifiées, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différentes sollicitations, tel que le séisme après un ferraillage correcte.

On peut donc passer à l'étape du ferraillage.

Chapitre VI

« Ferraillage des éléments structuraux »

Introduction

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après le séisme grâce à ses éléments structuraux. L'objectif principal de toute notre étude se présente dans ce chapitre qui consiste à déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chacun de ces éléments.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

❖ Numérotation utilisées des éléments

La numérotation et l'abréviation adoptée pour tous les éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) est utilisée par le logiciel de calcul « ETABS », et nous avons ajoutée des numérotations des portiques pour faciliter leur localisation.

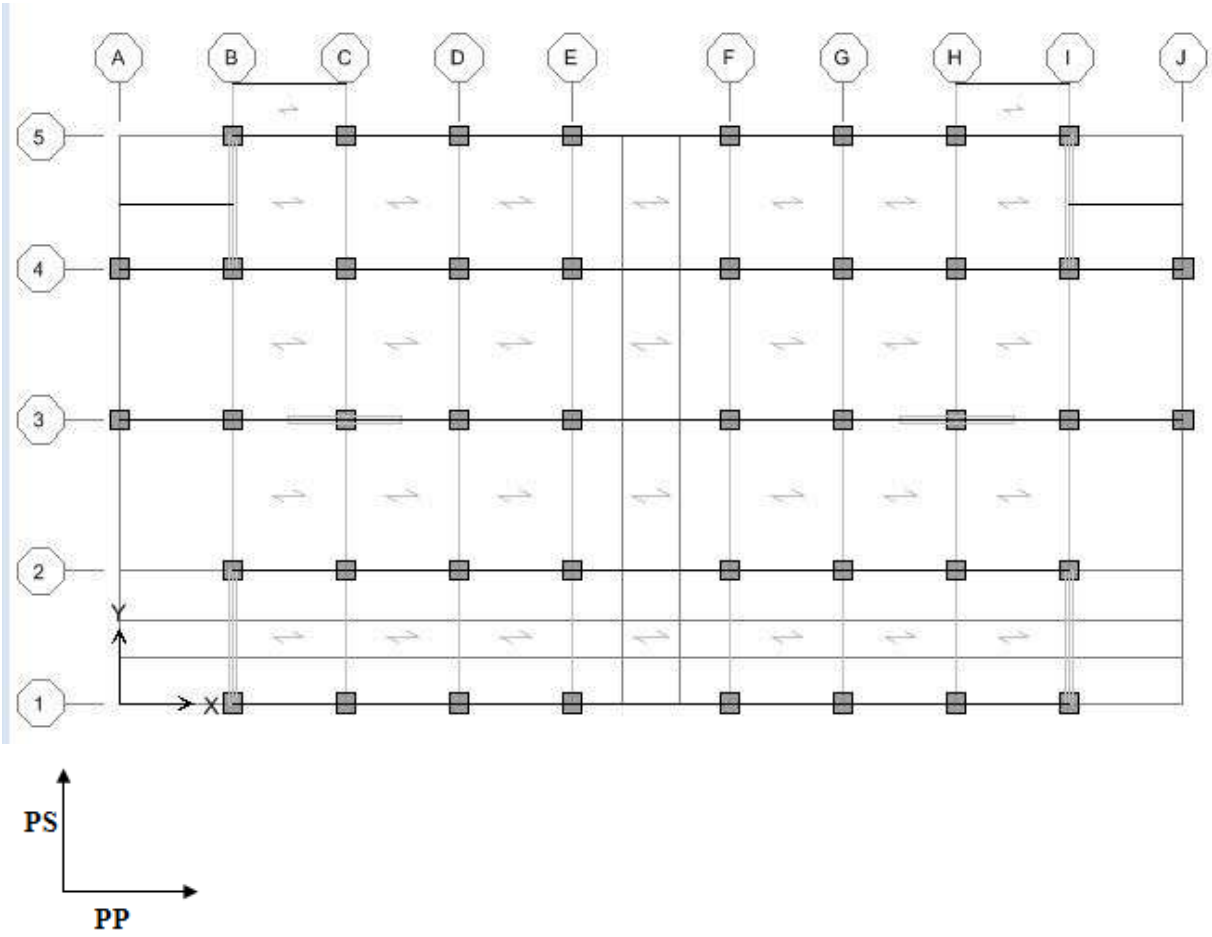


Figure VI.1 : Numérotation des poutres et des portiques.

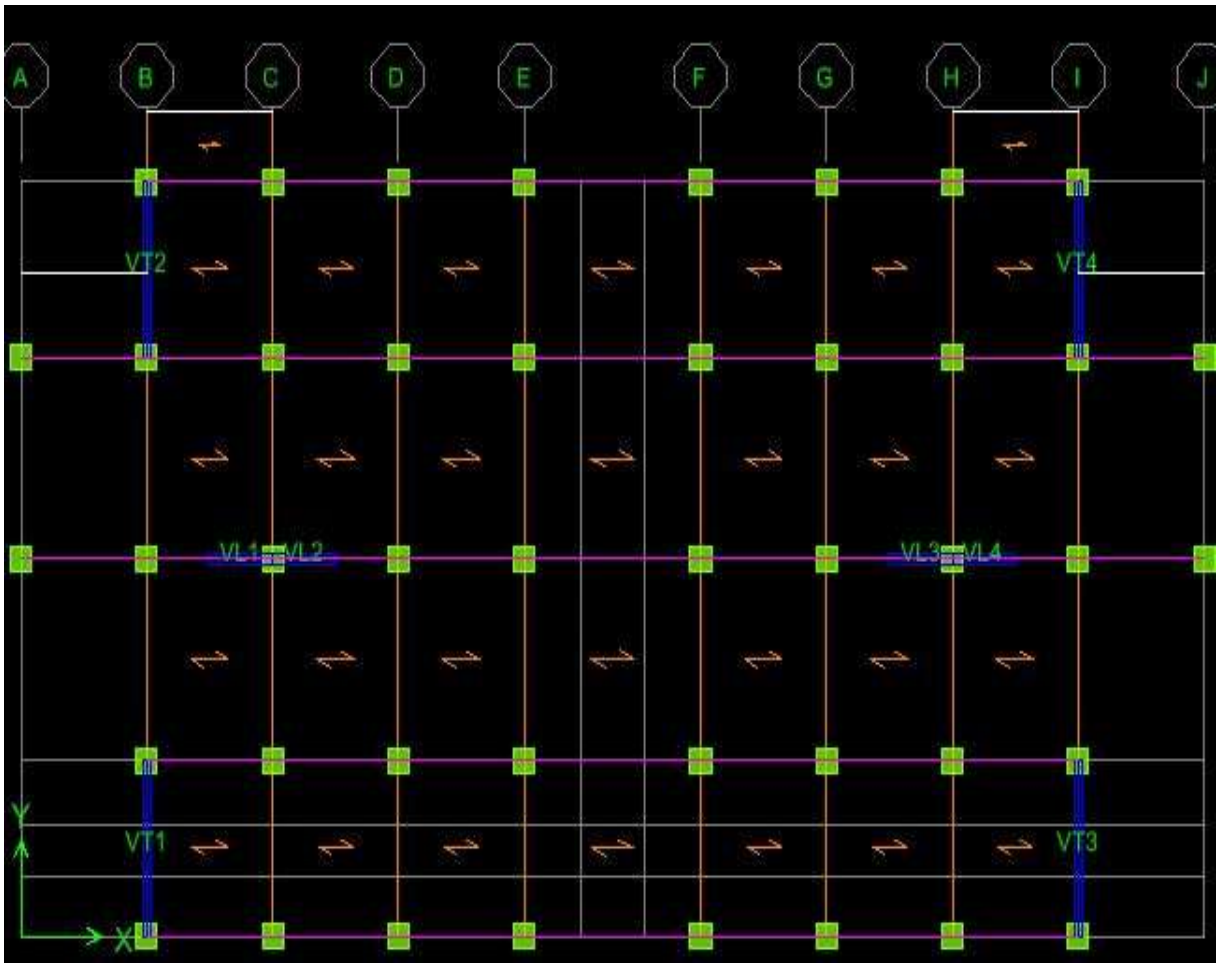


Figure VI.2 : numérotation des voiles

VI.1 Ferraillage des poteaux

Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts de poutres vers les fondations, sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments fléchissant dans les deux sens(longitudinal et transversal) ils sont donc, calculés en flexion composée en tenant compte des combinaisons compte des combinaison considérées ci-dessous, puis on effectuant les vérifications à l'ELS.

Situation	γ_b	γ_s	θ	fc28	f_{bu}	Fe(Mpa)	σs(Mpa)
Situation Durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	400	400

Tableau VI.1.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Sous les combinaisons :

- 1.35G+1.5Q ⟶ à l'ELU
- G+ Q ±E ⟶ RPA99 révisée 2003
- 0,8G ±E ⟶ RPA99 révisée 2003

VI.1.1 Recommandations et exigences du RPA99 révisée 2003

VI.1.1.1 Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures sera 0,8% ×b×h (en zone II)

Poteaux (50x50) : Amin = 0.008×50×50 =20 cm^2

Poteaux (45x45) : Amin = 0.008×45×45 =16.2 cm^2

Poteaux (40x40) : Amin = 0.008×40×40 =12.8 cm^2

Poteaux (35x35) : Amin = 0.008×35×35 =9.8 cm^2

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6%×b×h (en zone II)

Poteaux (50x50) : A max = 0.06×50×50 = 150 cm^2

Poteaux (45x45): A max = 0.06×45×45 = 121.5 cm^2

Poteaux (40x40): A max = 0.06×40×40 = 96 cm^2

Poteaux (35x35): A max = 0.06×35×35 = 73.5 cm^2

- Le pourcentage maximal en zone courante sera 4%×b×h (en zone II)

Poteaux (50x50) : A max = 0.04×50×50 = 100 cm^2

Poteaux (45x45): A max = 0.04×45×45 = 81 cm^2

Poteaux (40x40): A max = 0.04×40×40= 64 cm^2

Poteaux (35x35): A max = 0.04×35×35= 49 cm^2

- Le diamètre minimal est de **12cm**
- La longueur maximale de recouvrement $\mathbf{L_R = 40}$ $\emptyset L^{min}$ en **zone II**
- La distance entre les barres longitudinales, dont une face ne doit pas dépasser **25cm** en **zone IIa.**
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.

❖ **Calcul des armatures longitudinales à l'ELU**

Exposé de la méthode de calcul

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET).

Etapes de calcule en flexion composée à l'ELU

Calcul du centre de pression

$$\mathbf{e_u = \frac{M_U}{N_u}}$$

Deux cas peuvent se présenter :

a) Section partiellement comprimée (SPC)

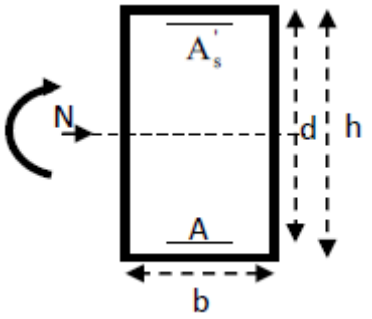
Une Section partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

● Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_U}{N_u} > (\frac{h}{2} - c)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression

$$e_u = \frac{M_U}{N_u} < (\frac{h}{2} - c)$$



- Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante:

$$N_u(d - c) - M_f \leq [0.337 - .081\frac{c'}{h}]\, bh^2 f_{bc}$$

Avec :

Nu : effort de compression.

M_f : moment fictif $M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c\right)$

✓ **Détermination des armatures**

$u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$ Avec : $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta\, \gamma b}$

1er cas

Si $\mu \leq \mu_l = 0.392$ → la section est simplement armée. (A'=0)

- Armatures fictives: $u = \frac{M_f}{\beta . d . \sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

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

- **2ème cas**

Si $\mu \geq \mu_l = 0.392$ → la section est doublement armée. (A'≠0)

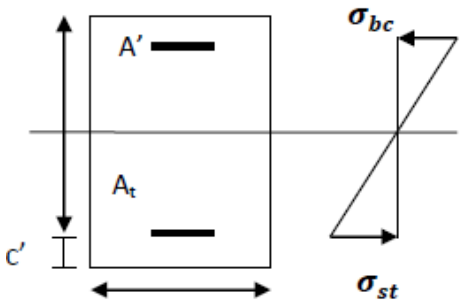
On calcul : $M_r = \mu_1 bd^2 f_{bc}$

$\Delta M = M_f - M_r$

Avec :

Mr : moment ultime pour une section simplement armée

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s} \end{cases}$$



La section réelle d'armature :

$$\begin{cases} As' = A' \\ A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

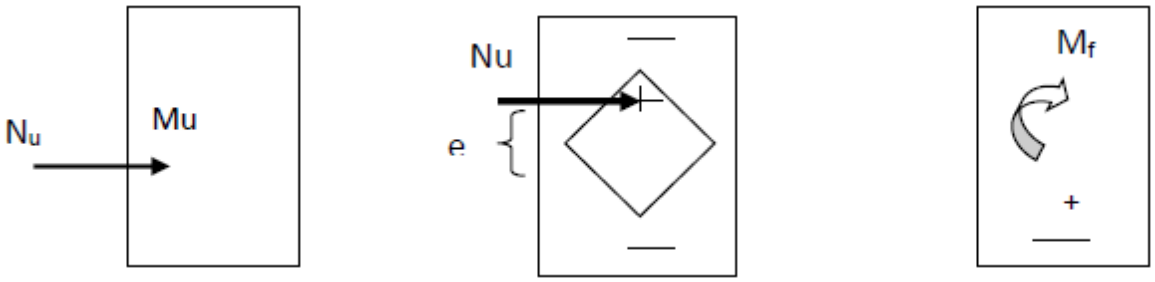
b) Section entièrement comprimée (SEC)

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\mathbf{e_u = \frac{M_U}{N_u} < (\frac{h}{2} - c)}$$

$$N_u(d - c') - M_f \geq [0.337h - .081c]\, bh^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures



Deux cas peuvent se présenter :

- **1er cas**

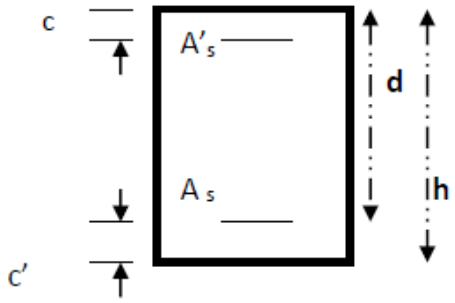
Si $N_U(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c}{h}\right) bh^2 f_{bc}$ ⟶ la section est doublement armée

As >0 et A's >0

La section d'armature

$$\mathbf{A's = \frac{M_f(d-0.5)bhf_{bc}}{(d-c')\sigma_s}}$$

$$\mathbf{As = \frac{N_u - bhf_{bc}}{(d-c')\sigma_s}}$$



- **2eme cas**

Si $N_U(d - \acute{c}) - M_f > (0.5 - \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$ ⟶ la section est simplement armée

As >0 et A's =0

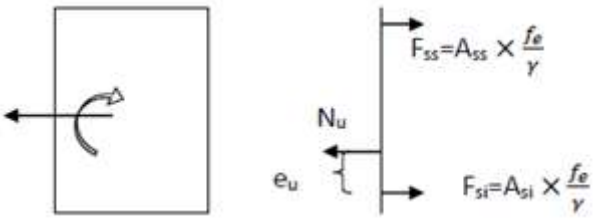
$$A_s = \frac{N - \psi bhf_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Avec } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

c) Section entièrement tendue (SET)

$$\mathbf{e_u = \frac{M_U}{N_u} \leq (\frac{h}{2} - c)}$$

$$\mathbf{A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2}c + eu}{\sigma_{10}(d-c)}}$$

$$\mathbf{A_{ss} = (\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si})}$$



Avec :

$$\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{Mpa}$$

✓ **Poteaux du Sous-sol 1 et Sous-sol 2**

b =50 cm; h = 50cm

d = 47 cm; c = c'= 3cm

✓ **Poteaux du RDC et 1er étage**

b = 45 cm; h = 45cm

d = 42 cm; c = c'= 3 cm

✓ **Poteaux du 2eme et 3eme étage**

b = 40 cm; h = 40 cm

d = 37 cm; c = c'= 3 cm

✓ **Poteaux du 4eme et 5eme étage**

b = 35 cm; h = 35 cm

d = 32 cm; c = c'= 3 cm

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel ETABS et leurs ferraillage se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel SOCOTEC.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :

sens	POT	Comb	N (kn)	M (kn.m)	OBS	A_{sup} (cm²)	A_{inf} Cm²)	Amin	Choix d'arm	A(cm²) (adoptée)
XX	50	ELU	-1692.2	0.47	SEC	0	0	20	4HA20+ 4HA16	20.60
		0.8GEX	-840.85	7.071	SEC	10.91	10.1			
		GEX	-365.17	69.112	SEC	8.49	0.64			
	45	ELU	-1223.23	-0.016	SEC	0	0	16.2	4HA20+ 4HA16	20.60
		0.8GEX	-333.4	20.939	SEC	5.51	2.83			
		GEX	-260.43	100.90	SPC	9.54	0			
	40	ELU	-769.55	0.697	SEC	0	0	12.8	4HA16+ 4HA14	14.20
		0.8GEX	-78.99	0.697	SEC	1.11	0.86			

		GEX	-227.21	87.229	SPC	3.34	0			
	35	ELU	-358.6	0.661	SEC	0	0	9.8	4HA14+ 4HA12	10.68
		0.8GEX	-22.82	0.453	SET	0.32	0.25			
		GEX	-138.09	64.97	SPC	3.61	0			
Y Y	50	ELU	1692.27	1.079	SEC	0	0	20	4HA20+ 4HA16	20.60
		0.8GEX	840.85	3.146	SET	10.69	10.33			
		GEX	-147.82	116.073	SPC	4.48	0			
	45	ELU	-1223.2	3.746	SEC	0	0	16.2	4HA20+ 4HA16	20.60
		0.8GEX	333.4	9.393	SEC	5.51	2.83			
		GEX	-177.52	121.764	SPC	5.35	0			
	40	ELU	-769.55	7.535	SEC	0	0	12.8	4HA16 +4HA14	14.20
		0.8GEX	78.99	8.026	SET	1.58	0.4			
		GEX	-166.04	86.595	SPC	4.04	0			
	35	ELU	-385.6	7.608	SEC	0	0	9.8	4HA14+ 4HA12	10.68
		0.8GEX	22.82	6.113	SPC	0.79	0			
		GEX	-70.17	58.22	SPC	3.85	0			

Tableau VI.1.2: ferraillage des poteaux a l'ELU avec les efforts les plus défavorables dans les deux sens.

VI.1.1.2 Les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, le but consiste essentiellement à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

Sont calculées comme suit :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

Vu : effort tranchant de calcul.

$\mathbf{h_1}$: hauteur totale de la section brute.

fe : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\boldsymbol{\rho_1}$: Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égale à :

$\rho_1 = 2.5$ si l'élancement géométrique : $\lambda g \geq 5$.

$\rho_1 = 3.75$ si l'élancement géométrique : $\lambda g < 5$.

a) Diamètre des armatures transversales BAEL art A8.1.3

D'après les règles du BAEL91/modifié 99, Le diamètre des armatures est ou moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\left.\begin{aligned} \emptyset_t &= \frac{\emptyset_l^{min}}{3} = \frac{12}{3} = 4 \\ \emptyset_t &= \frac{\emptyset_l^{min}}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 \\ \emptyset_t &= \frac{\emptyset_l^{min}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \end{aligned}\right\} \quad \emptyset_t = 8mm$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en HA8

b) Espacement des armatures transversales

- Selon le BAEL 91 (Art A.8.1.3/BAEL91 modifiées 99)

$$S_t \leq \min\left\{ 15\emptyset_l^{min} ; 40cm ; (a+10)\ cm \right\}$$

$$S_t \leq \min\left\{ 15(1.2) ; 40cm ; (35+10)\ cm \right\}$$

$S_t \leq 18$ soit S_t=15cm

- Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)

- **Zone nodale**

$St \leq \min(10\emptyset ; 15cm) = \min(10x1.2; 15) = 12cm$

Soit S_t=15cm

- **Zone de recouvrement**

$S_t \leq 15\ \emptyset_L^{min}$

Soit : $S_t = 10$ cm

$\emptyset$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

c) Vérification de la quantité d'armatures transversales (RPA Version 2003 Art.7.4.2.2)

La quantité des armatures transversales $\frac{A_t}{s_t \times b_1}$ donnée comme suit :

Si : **$\lambda g \geq 5$**……$A_t^{min} = 0{,}3\% \times S_t \times b_1$

Si : $\lambda g \leq 3$ …… $A_t^{min} = 0{,}8\% \times S_t \times b_1$

Si : $3 < \lambda g \leq 5$……..interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

b1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

λg : Elancement géométrique du poteau

$$\lambda g = \frac{L_f}{a}$$

$L_f = 0.7 h_e$

L_f : Longueur de flambement du poteau.

h: hauteur libre du poteau

he : hauteur de l'étage.

✓ **Poteau étage 1 (50x50)**

$$\Lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{50} = 4.28 \longrightarrow 3 < \lambda g \leq 5$$

Par interpolation $\frac{A_t}{s_t \times b_1} = 0.32\%$

<u>En zone nodale (St = 10 cm)</u>

$A_t^{min} = 0.32\% \times b \times St = 0.0032 \times 50 \times 10 = 1.6\ cm^2$

<u>En zone courante (St = 15cm)</u>

$A_t^{min} = 0.3\% \times b \times St = 0.0032 \times 50 \times 15 = 2.4 cm^2$

✓ **Poteau RDC (45x45)**

$$\Lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 \times 374}{45} = 5.81 \longrightarrow \lambda g \geq 5$$

<u>En zone nodale (St = 10 cm)</u>

$A_t^{min} = 0.30\% \times b \times St = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35\ cm^2$

<u>En zone courante (St = 15cm)</u>

$A_t^{min} = 0.3\% \times b \times St = 0.003 \times 45 \times 15 = 2.025\ cm^2$

✓ **Poteau (45x45)**

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 \times 306}{45} = 4.76 \longrightarrow 3 < \lambda g \leq 5$$

Par interpolation $\frac{A_t}{s_t \times b_1}$ =0.44%

En zone nodale (St = 10 cm)

$At^{min} = 0.44\% \times b \times St = 0.0044 \times 45 \times 10 = 1.98\ cm^2$

En zone courante (St = 15cm)

$At^{min} = 0.44\% \times b \times St = 0.0044 \times 45 \times 15 = 2.97 cm^2$

- ✓ **Poteau (40x40)**

$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 \times 306}{40} = 5.36 \longrightarrow \lambda g \geq 5$

En zone nodale (St = 10 cm)

$At^{min} = 0.3\% \times b \times St = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35 cm^2$

En zone courante (St = 15cm)

$At^{min} = 0.3\% \times b \times St = 0.003 \times 45 \times 15 = 2.025\ cm^2$

- ✓ **Poteau (35x35)**

$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 \times 306}{35} = 6.12 \longrightarrow \lambda g \geq 5$

En zone nodale (St = 10 cm)

$At^{min} = 0.3\% \times b \times St = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05 cm^2$

En zone courante (St = 15cm)

$At^{min} = 0.3\% \times b \times St = 0.003 \times 35 \times 15 = 1.57\ cm^2$

Etages	SS1 et SS2	RDC	1er etage	2ème et 3ème	4ème et 5ème
Section cm^2	50×50	45×45	45×45	40×40	35×35
Efforttranchant (KN)	75.41	80.25	80.25	57.80	42.74
Elancement géométrique λg	4.28	5.81	4.76	5.36	6.12
Coefficient correcteur ρ_1	3.75	2.5	3.75	2.5	2.5
A_t^{min} en zone nodale (S_t=10cm) (cm^2)	1.6	1.35	1.98	1.35	1.05
A_t^{min} en zone courante (S_t=15cm) (cm^2)	2.4	2.025	2.97	2.02	1.57
A_t en zone nodale (S_t=10cm) (cm^2)	1.41	1.11	1.67	1.0	0.76
A_t en zone courante (S_t=15cm) cm^2	2.11	1.67	2.51	1.5	1.12
Section adoptée en zone nodale(cm^2)	4ϕ10=3.14	4ϕ10=3.14	4ϕ10=3.14	4ϕ8=2.01	4ϕ8 =2.01
Section adoptée en zone courante (cm^2)	4ϕ10=3.14	4ϕ10=3.14	4ϕ10=3.14	4ϕ8=2.01	4ϕ8=2.01

Tableau VI.1.3 : Sections des armatures transversales.

- **Longueur de recouvrement**

Pour (Ø=20) : $L_R = 40\emptyset_l = 40\ x\ 2.0 = 80cm$

Pour (Ø=16) : $L_R = 40\emptyset_l = 40\ x\ 1.6 = 64cm$

Pour (Ø=14) : $L_R = 40\emptyset_l = 40\ x\ 1.4 = 56cm$

Pour (Ø=12) : $L_R = 40\emptyset_l = 40\ x\ 1.2 = 48cm$

- **Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91Article :A.6.1.221).**

$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$ avec : $\tau_{su} = 0{,}6\Psi^2 s \times f_{t28}$

$\tau_{su} = 0{,}6\Psi^2 s \times f_{t28} = 0.6\ (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$

D'où :

Pour $\phi = 2.0\ cm$, $Ls = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70\ cm$

Pour $\phi = 1.6\ cm$, $Ls = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43cm$

Pour $\phi = 1.4\ cm$, $Ls = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38cm$

Pour $\phi = 1.2\ cm$, $Ls = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32cm$

d) Vérification au cisaillement (RPA Art 7-4-3-2)

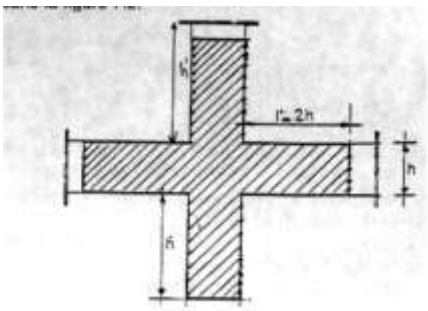
$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho d \times f_{c28}$

$\begin{cases} \rho d = 0{,}075 & \text{Si} \quad \lambda g \geq 5 \\ \rho d = 0{,}04 & \text{Si} \quad \lambda g < 5 \end{cases}$

Section	Vu (KN)	b (cm)	h (cm)	λg	ρd	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Condition
S sol 1/2 (50×50)	75.41	50	50	4.28	0.04	0.32	1	Vérifiée
RDC(45×45)	80.25	45	45	5.81	0.075	0.414	1.875	Vérifiée
ET1 (45×45)	80.25	45	45	4.76	0.04	0.414	1	Vérifiée
ET2/ET3 (40×40)	57.80	40	40	5.36	0.075	0.380	1.875	Vérifiée
ET4/ET5 (35×35)	42.74	35	35	6.12	0.075	0.370	1.875	Vérifiée

Tableau VI.1.4 : Vérification des efforts tranchants dans les poteaux.

- **Délimitation de la zone nodale (Art 7.4.2.1 RPA99/2003)**



h'= max ($\frac{he}{6}$; b_1 ; h_1 ; 60)

Avec :

b_1 et h_1 : dimensions du poteau

he : hauteur entre nu des poteaux

- **Pour SS1 et SS2** : h' = max (306/6 ; 50 ; 50 ; 60 cm)

  h' = max (51 ; 50 ; 50, 60 cm) = 60cm
- **Pour RDC** : h' = max (374/6 ; 45 ; 45 ; 60 cm)

  h' = max (62.33 ; 45 ; 45 ; 60 cm) = 62.33cm
- **Pour 1er étage** : h' = max (306/6 ; 45 ; 45 ; 60 cm)

  h' = max (51 ; 45 ; 45 ; 60 cm) = 60cm
- **Pour 2eme, 3eme étage** : h' = max (306/6 ; 40 ; 40 ; 60 cm)

  h' = max (51 ; 45 ; 45 ; 60 cm) = 60cm
- **Pour 4eme, 5eme étage** : h' = max (306/6 ; 35 ; 35 ; 60 cm)

  h' = max (51 ; 35 ; 35 ; 60 cm) = 60cm

VI.1.3 Vérifications à l'ELS

A. Condition de non fragilité

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \times b \times d \qquad \text{Avec :} \qquad e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

NIV		N	M	es	Amin	A adopté	Condition
XX	50	-1225.28	0.342	-0.0002	6.978	20.60	Vérifiée
		-45.1	13.819	-0.30	6.84		
		-548.63	20.24	-0.03	6.96		
	45	-887.15	0.008	-0.0000009	5.61	20.60	Vérifiée
		-192.16	0.644	-0.003	5.61		
		-536.79	20..689	-0.038	5.59		
	40	-560.25	0.502	-0.0008	4.39	14.20	Vérifiée
		-97.47	-0.513	0.0052	4.39		
		-135.75	23.23	-0.17	4.33		
	35	-281.15	0.475	-0.0016	3.32	10.68	Vérifiée
		-13.75	-0.452	0.032	3.33		
		-59.83	22.374	-0.373	3.20		

NIV		N	M	es	Amin	A adopté	Condition
YY	50	-1225.28	0.79	-0.0006	7.05	20.60	Vérifiée
		-45.1	11.143	-0.24	6.94		
		-45.1	11.143	-0.24	6.94		
	45	-887.15	2.748	-0.0030	5.67	20.60	Vérifiée
		-192.16	4.01	-0.020	5.66		
		-510.52	22.834	-0.0447	5.65		
	40	-560.25	5.472	-0.0097	4.43	14.20	Vérifiée
		-97.47	4.638	-0.047	4.42		
		-135.75	32.783	-0.24	4.35		
	35	-281.15	5.525	-0.019	3.35	10.68	Vérifiée
		-13.75	6.219	-0.452	3.21		
		-124.56	35.346	-0.283	3.27		

Tableau VI.1.5 : Vérifications de la Condition de non fragilité à l'ELS dans les deux sens

B. Vérification d'une section partiellement comprimée

Pour calculer la contrainte du béton on doit tout d'abord déterminer la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec :

y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

l_c : la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3+p.y_2 = 0$

$$I_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3l_c^2 - \frac{90A'_s(l_c - c')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - l_c)$$

$$p = -3l_c^2 - \frac{90A'_s(l_c - c')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - l_c)^2$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

- Si : $\Delta \geq 0$: $t = 0{,}5(\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{27}$

- Si : $\Delta < 0$ l'équation admet trois racines :

$y_2^1 = a.\cos(\frac{a}{3})$; $y_2^2 = a.\cos(\frac{a}{3} + 120)$; $y_2^3 = a.\cos(\frac{a}{3} + 240)$

Avec $a = \arccos(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}})$; a= $\sqrt{\frac{-3}{p}}$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15 \times [A_u(d - y_1)^2] + \overline{Au}(y_1 - d')^2]$$

- **Vérification de contrainte de compression dans le béton**

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15$ MPa

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \times y_1 < \overline{\sigma_{bc}}$$

C. Vérification d'une section entièrement comprimée

On calcul l'aire de la section homogène totale : S = b.h + 15(A1 + A2)

On détermine la position du centre de gravité résistant qui est situé à une distance XG au dessus du CDG géométrique.

$$X_G = \frac{A_1(0.5h - c') - A_2(d - 0.5h)}{bh + 15(A_1 + A_2)}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + b.\,h.\,X_G{}^2 + 15[A_1(0{,}5h - c' - X_G)^2 + A_2(d - 0{,}5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{SUP} = \frac{N_{ser}}{s} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{s} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

Finalement on vérifie : max (σ_{sup}; σ_{inf}) $\leq \overline{\sigma_{bc}}$ =15MPa

sens	Section (cm)	ELS		Amin (cm²)	OBS	σ_b(MPa)		σ_a(MPa)		Condition
		N(kn)	M(kn.m			σ_{SUP}	σ_{inf}	σ_{as}	σ_{ai}	
x.x	50x50	-1225.28	0.342	20.60	SEC	3.92	3.94	58.8	59.1	**CV**
		-45.1	13.819		SPC	0	0.63	-7.09	8.41	
		-548.63	20.24		SEC	1.14	2.38	18.2	34.5	
	45x45	-887.15	0.008	20.60	SEC	3.5	3.5	52.5	52.4	**CV**
		-192.16	0.644		SEC	0.73	0.78	11	11.7	
		-536.79	20.629		SEC	1.25	2.89	20.5	43	
	40x40	-560.25	0.502	14.20	SEC	2.74	2.8	41.1	41.9	**CV**
		-97.47	-0.513		SEC	0.51	0.45	7.61	6.83	
		-135.75	23.23		SPC	0	2.19	-13.8	29	
	35x35	-281.15	0.475	10.68	SEC	1.78	1.86	26.8	27.8	**CV**
		-13.75	-0.452		SEC	0.13	0.05	1.85	0.82	
		-59.83	22.346		SPC	0	2.88	-49.1	34.5	

Tableau VI.1.6: Vérification des contraintes à l'ELS dans le sens x-x

sens	Section (cm)	ELS		Amin (cm²)	OBS	σ_b(MPa)		σ_a(MPa)		Condition
		N (kn)	M(kn.m			σ_{SUP}	σ_{inf}	σ_{as}	σ_{ai}	
YY	50x50	-1225.28	0.79	20.60	SEC	3.91	3.95	58.6	59.3	**CV**
		-45.1	11.143		SPC	0	0.53	-4.42	7.1	
		-45.1	11.143		SPC	0	0.53	-4.42	7.1	
	45x45	-887.15	2.748	20.60	SEC	3.38	3.61	50.9	53.9	**CV**
		-192.16	4.01		SEC	1.05	2.97	17.7	42.6	
		-510.52	22.834		SEC	0.59	0.93	9.17	13.5	
	40x40	-560.25	5.472	14.20	SEC	2.44	3.09	37.3	45.6	**CV**
		-97.47	4.638		SEC	0.21	0.76	3.7	10.7	
		-305.41	32.783		SPC	0	3.49	-3.42	47.8	
	35x35	-281.15	5.525	10.68	SEC	1.32	2.32	21	33.5	**CV**
		-13.75	6.219		SPC	0	0.79	-14.7	9.3	
		-124.56	35.346		SPC	0	4.68	-66.5	57.3	

Tableau VI.1.7 : Vérification des contraintes à l'ELS dans le sens y-y

Conclusion

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton

❖ **Schéma de ferraillage des poteaux**

Poteaux (50×50)

-Les armatures longitudinales : 4HA20 + 4HA16= **20.60cm²**

-Les armatures transversales : 4HA8 = **2.01cm²**

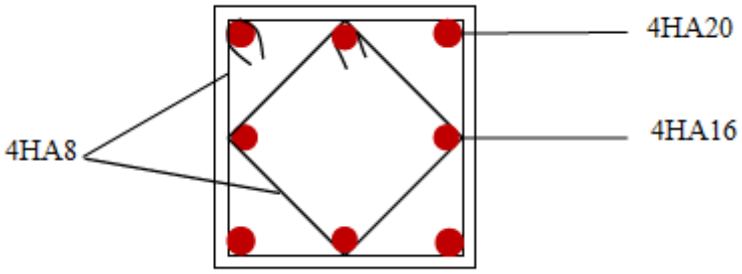


Figure VI.1.1: Ferraillage Poteau (50x50)

Poteaux (45×45)

-Les armatures longitudinales : 4HA20 + 4HA16= **20.60cm²**

-Les armatures transversales : 4HA8 = **2.01cm²**

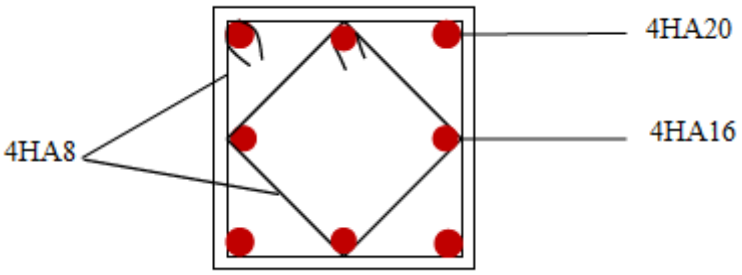


Figure VI.1.2: Ferraillage Poteau (45x45)

Poteaux (40×40) :

-Les armatures longitudinales : 4HA16 + 4HA14 = **14.2cm²**

-Les armatures transversales : 4HA8 = **2.01cm²**

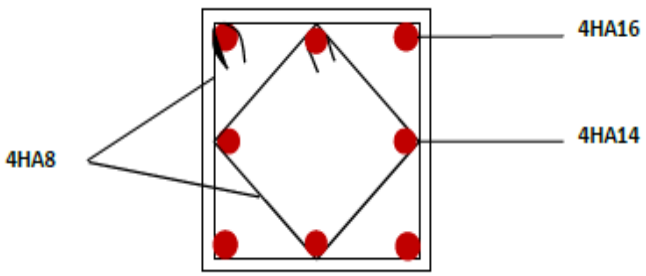


Figure VI.1.3: Ferraillage Poteau (40x40)

Poteaux (35×35)

-Les armatures longitudinales : 4HA14 + 4HA12 = **10.68cm²**

-Les armatures transversales : 4HA8 = **2.01cm2**

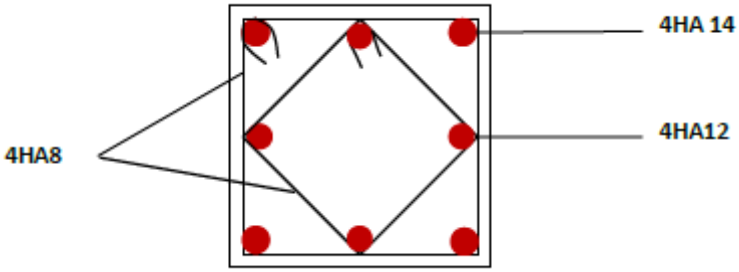


Figure VI.1.4: Ferraillage Poteau (35x35)

VI.2 FERRAILLAGE DES POUTRES

Introduction

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Elles seront ferraillées en flexion simple à l'ELU et vérifiées à l'ELS en tenant compte des efforts donnés par l'ETABS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- **1.35G + 1.5Q : à L'ELU**
- **G + Q : à L'ELS**
- **G + Q ± E : RPA99 révisé 2003.**
- **0.8 G± E : RPA99 révisé 2003.**

VI.2.1 Recommandations et exigences du RPA99 révisé en 2003 et du BAEL 91 pour la zone IIa:

1. **Armature longitudinales (Art 7.5.2.1 /RPA99)**

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de :

$$\mathbf{A_{min} = 0.5\% \ b \ h}$$

- **Poutres principales :** $A_{min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6\ cm^2$
- **Poutres secondaires :** $A_{min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25\ cm^2$
- Le pourcentage maximal est de :

4% en zone courante

6% en zone de recouvrement

- **Poutres principales**

Zone courante : $A_{max} = 0.04 \times 40 \times 30 = 48\ cm^2$

Zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 30 = 72\ cm^2$

- **Poutres secondaires**

Zone courante : $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42\ cm^2$

Zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63\ cm^2$

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Ø en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieur dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

2. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 /RPA99)

Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0.003 \text{ x } S_t \text{x b}$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t = \min(\frac{h}{4} ; 12\emptyset)$ ⟶ En zone nodale.

$S_t = \frac{h}{2}$ ⟶ En zone de recouvrement.

Avec :

$\emptyset$: Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.2 Etapes de calcul à L'ELU

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes suivantes :

✓ Calcul du moment réduit à l'ELU

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec :

- M_u : le moment de flexion supporté par la section
- f_{bu} : $\frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$ = 14.2 MPa
- Le moment réduit limite μ_l est égale à 0.392 pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

Nous comparons les deux moments réduits «μ » et «μ_l » :

- Si $\mu < \mu_l = 0.392$: la section est simplement armée (SSA)

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad \text{et} \quad A_{sc} = 0$$

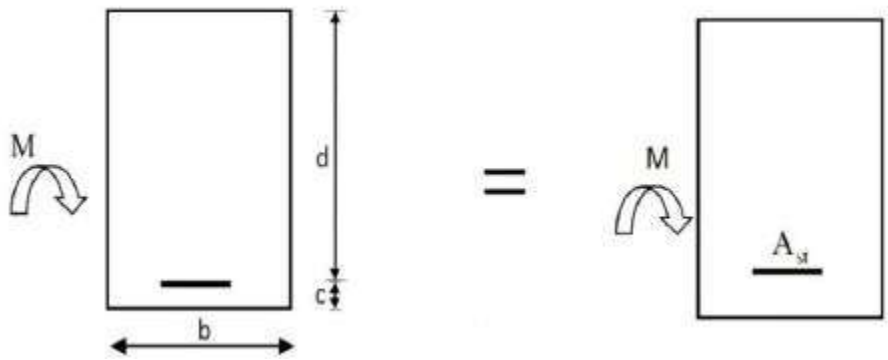


Figure VI.2.1: section rectangulaire simplement armée.

- Si $\mu > \mu_l = 0.392$: la section est doublement armée (SDA)

On calcule le moment limite M_l

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

$$\Delta M = M_u - M_l$$

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_l}{\beta_l \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_s} \quad \text{et} \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$$

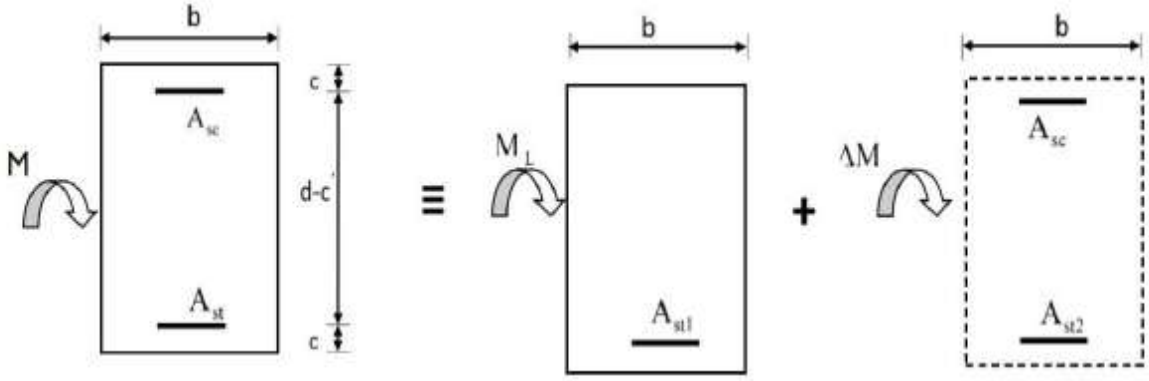


Figure VI.2.2: section rectangulaire doublement armée.

Exemple de calcul

Notre exemple de calcul sera une poutre principale située au plancher du SOUS-SOL1, on a pris cette poutre car elle a les efforts internes maximaux à ce niveau.

✓ **Armatures longitudinales a l'ELU**

b = 0.3m ; h = 0.4m ; d = 0.37m ; σ_{sc} = 348 MPa ; f_{bc} = 14.2 MPa ; f_{c28} = 25MPa

- **En travée**

M_{ut} = 74.49 kN.m

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{74.49 \text{ X } 10^6}{300 \times 370^2 \times 14.2} = 0.128$$

$\mu_u = 0.128 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow$ La section est simplement armée, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Pour :

$\mu_u = 0.128 \longrightarrow \beta = 0.931$

$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{74.49 \times 10^6}{0.931 \times 370 \times 348} = 6.21\ cm^2$

$A_{st} = 6.21\ cm^2$

On choisit : **3HA14 + 2HA12** de section : $6.88 cm^2$

- **En appuis**

$M_{u\,app} = 72.306 kN.m$

$\mu_u = \frac{M_{u\,app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{72.306 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14.2} = 0.124$

$\mu_u = 0.124 < \mu_l = 0.392$

$\Longrightarrow$ La section est de simplement armée, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Pour :

$\mu_u = 0.124 \longrightarrow \beta = 0.934$

$A_{st} = \frac{M_{u\,app}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{72.306 \times 10^6}{0.934 \times 370 \times 348} = 6.01\ cm^2$

$A_{st} = 6.01\ cm^2$

On choisit : **3HA14 + 2HA12** de section : $6.88 cm^2$

VI.2.3 Ferraillage

Le ferraillage des poutres est résumé dans les tableaux suivants :

✓ **Poutres principales :**

Zone	Localisation	Mu (kN .m)	μ	observation	β	Acal (cm^2)	Ferraillage (cm^2)		Aadopté (cm^2)
							filantes	chapeaux	
Zone I	Travée	50.827	0.088	SSA	0.954	4.14	3HA14	3HA12	8.01
	Appui	55.414	0.094	SSA	0.951	4.52	3HA14	3HA12	8.01
Zone II	Travée	74.49	0.128	SSA	0.931	6.21	3HA14	3HA12	8.01
	Appui	72.306	0.124	SSA	0.934	6.01	3HA14	3HA12	8.01
Zone III	Travée	65.974	0.114	SSA	0.939	5.45	3HA14	3HA12	8.01
	Appui	64.483	0.110	SSA	0.942	5.32	3HA14	3HA12	8.01
Zone IV	Travée	47.115	0.080	SSA	0.958	3.82	3HA14	3HA12	8.01
	Appui	42.336	0.072	SSA	0.964	3.41	3HA14	3HA12	8.01

Tableau VI.2.1 : Ferraillage des poutres principales.

✓ **Poutres secondaires :**

b = 0.3m ; h = 0.35m ; d = 0.32m ; σ_{sc} = 348 MPa ; f_{bc} = 14.2 MPa ; f_{c28} = 25MPa

ZONE	Localisation	Mu (kN .m)	μ	observation	β	Acal (cm^2)	Ferraillage (cm^2)		Adopté
							filantes	chapeaux	
Zone I	Travée	32.082	0.072	SSA	0.963	2.99	3AH14	/	4.62
	Appui	51.39	0.112	SSA	0.940	4.91	3AH14	3HA12	8.01
Zone II	Travée	38.598	0.088	SSA	0.954	3.63	3AH14	/	4.62
	Appui	59.9	0.136	SSA	0.927	5.80	3AH14	3HA12	8.01
Zone III	Travée	30.654	0.070	SSA	0.964	2.85	3AH14	/	4.62
	Appui	57.744	0.132	SSA	0.929	5.58	3AH14	3HA12	8.01
Zone IV	Travée	32.339	0.074	SSA	0.962	3.02	3AH14	/	4.62
	Appui	57.581	0.132	SSA	0.929	5.56	3AH14	3HA12	8.01

Tableau VI.2.2: Ferraillage des poutres secondaires.

IV.2.4 Vérification

A. Vérifications des poutres à l'ELU

a) la condition de non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL91 modifiées 99)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{ad} > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

- **Poutres principales**

$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1}{400} = 1.34\ cm^2$

$A_{ad} = 8.01\ cm^2 > A_{min} = 1.34 cm^2$ **……..……condition vérifiée.**

- **Poutres secondaires**

$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 32 \times 2.1}{400} = 1.16\ cm^2$

$A_{ad} = 8.01 cm^2 > A_{min} = 1.16 cm^2$ **……..……condition vérifiée.**

b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant

(Art A.5.1.1 ,11/BAEL91 modifiées 99)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la condition tangente $\tau_u$prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau_u} \quad ; \text{Avec :}$$

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} = 3.33$ MPa

- **Poutres principale**

$\tau_u = \frac{99.66 \times 10^3}{300 \times 370} = 0.897$ MPa $\leq \overline{\tau_u} = 3.33$

- **Poutres secondaires**

$\tau_u = \frac{99.04 \times 10^3}{300 \times 320} = 1.032$ MPa $\leq \overline{\tau_u} = 3.33$

⟹ **Condition vérifiée.**

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton

(Art A.5.1.3 ,13/BAEL91 modifiées 99)

$$T_u \leq \frac{0.8 \times 3.4 \times f_{c28}^{2/3} \times b \times 0.9 \times d}{2\gamma_b}$$

- **Pour les poutres principales**

$\frac{0.8 \times 3.4 \times 25^{2/3} \times 30 \times 0.9 \times 37}{2 \times 1.5} 10^{-1} = 782.76$ kN $\geq T_u = 99.66$ kN **……..…condition vérifiée.**

- **Pour les poutres secondaires**

$\frac{0.8 \times 3.4 \times 25^{2/3} \times 30 \times 0.9 \times 32}{2 \times 1.5} 10^{-1} = 676.98$ kN $\geq T_u = 99.04$ kN **……condition vérifiée.**

d) Influence de l'effort tranchant sur les armatures

(Art A.5.1.3 ,12/BAEL91 modifiées 99)

- **Appuis de rives**

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui et y ancrer une section d'armature longitudinale suffisante pour équilibrer l'effort tranchant T_u

✓ **Poutres principales**

$A_{s\ ancrer} = \frac{T_u}{\sigma_s} = \frac{99.66\times 10^3}{348\times 100} = 2.863cm^2$

$A_{ad} = \mathbf{3HA14 + 3HA12} = 8.01cm^2 > A_{s\ ancrer}$ **……..……condition vérifiée.**

✓ **Poutres secondaires**

$A_{s\ ancrer} = \frac{T_u}{\sigma_s} = \frac{99.04\times 10^3}{348\times 100} = 2.845cm^2$

$A_{ad} = \mathbf{3HA14 + 3HA12} = 8.01\ cm^2 > A_{s\ ancrer}$ **……..……condition vérifiée.**

- **Appuis intermédiaires** (Art A.5.1.3 ,21/BAEL91 modifiées 99)

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime M_u est inférieur à $0.9dV_u$ on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appuis (coté travée) et y ancre une section suffisante pour équilibrer un effort égale à :

$T_{u\ max} + \frac{M_{max}}{0.9d}$

Donc : $A_{st} \geq \left(T_u - \frac{M_{max}}{0.9d} \right) \frac{1}{\sigma_s}$

○ **Poutres principales**

$A_{st} = (99.66 - \frac{72.306}{0.9\times 0.37}) \frac{1}{348} \times 10 = -3.37cm^2 < 0$ **……..……condition vérifiée.**

○ **Poutres secondaires**

$A_{st} = (99.04 - \frac{59.9}{0.9\times 0.32}) \frac{1}{348} \times 10 = -3.13\ cm^2 < 0$ **……..…condition vérifiée.**

e) Entrainement des barres (Art A.5.1.3 ,21/BAEL91 modifiées 99)

Pour qu'il n y est pas entrainement des barres il faut vérifier :

$\boldsymbol{\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\sum \mu} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi f_{t28}}$

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

○ **Poutres principales**

$\sum \mu = n\ \emptyset\pi =$ (3x1.4+2x1.2) x 3.14 = 20.724 cm

$\tau_{se} = \frac{99.66\times 10^3}{0.9\times 370\times 207.08} = 1.323$ MPa

$\tau_{se} = 1.323 \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15$ MPa **……..……condition vérifiée.**

○ **Poutres secondaires**

$\sum \mu = n\ \emptyset\pi =$ (3x1.4 + 2x1.2) x 3.14 = 20.724 cm

$\tau_{se} = \frac{99.04\times 10^3}{0.9\times 320\times 207.24} = 1.659$ MPa

$\tau_{se} = 1.659 \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15$ MPa **……..……condition vérifiée.**

f) Longueur de scellement (Art A.6.1 ,23/BAEL91 modifiées 99)

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835$ MPa

$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33$ cm

Le BAEL limite $L_s = 40\emptyset$ pour FeE400

Pour $\emptyset 12$: $L_s = 42.33$ cm

Pour $\emptyset 14$: $L_s = 49.38$ cm

La longueur hors de crochet L_c est au moins égale à $0.4L_s$

Pour $\emptyset 12$: $L_r = 16.93$ cm

Pour $\emptyset 14$: $L_r = 19.75$ cm

VI.2.5 Calcul des armatures transversales

1. Poutres principales

A. Calcul des espacements

- Zone nodale (appuis) $S_t = \leq \min\left\{\frac{h}{4} ; 12\emptyset_l\right\} = \min\{10 ; 14.4\}$

  Soit : $S_t = 10$ cm.

- Zone courante (travées) $S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20$ cm

  Soit : $S'_t = 15$ cm.

B. Diamètres des armatures

- **Selon le BAEL91 :ArtA.7.2.2**

Le diamètre des armatures transversale d'une poutre doivent être telle que :

$\emptyset_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \emptyset_l ; \frac{b}{10}\right\} = \min\{11 ; 12; 30\} = 8$ mm

Donc $\emptyset_t = 8$ mm

On prend un cadre et un étrier en HA8

A_t = 4HA8 = 2.01cm^2

- **Selon le RPA version 2003 : Art 7.5.22**

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$A_t = 0.003 \times S_t \times 30 = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9$cm²

Conclusion

On adopte : **A_t = 4HA8** = 2.01 cm^2

2. Poutres secondaires

a) Calcul des espacements

- Zone nodale (appuis) $S_t = \leq \min\left\{\frac{h}{4} ; 12\emptyset_l\right\}$ = min {10 ; 16.8} = 10 cm

  Soit : S_t = 10 cm.

- Zone courante (travées) $S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2}$ = 17.5cm

  Soit : S'_t = 15 cm.

b) Diamètres des armatures

- **Selon le BAEL91 :ArtA.7.2.2**

Le diamètre des armatures transversale d'une poutre doivent être telle que :

$\emptyset_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \emptyset_l ; \frac{b}{10}\right\} = \min\{10 ; 12; 30\}$ = 8mm

Donc $\emptyset_t$ = 8 mm

On prend un cadre et un étrier en HA8

A_t = 4HA8 = 2.01 cm^2

- **Selon le RPA version 2003 : Art 7.5.22**

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$A_t = 0.003 \times S_t \times 30 = 0.003 \times 10 \times 30$ = 0.9cm^2

Conclusion

On adopte : $\mathbf{A_t}$ **= 4HA8** = 2.01 cm^2

Délimitation de la zone nodale (RPA99 version 2003 : Art 7.4.2.1)

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre

- **Poutre principale** L' = 2h = 2× 40 = 80cm
- **Poutre secondaire** L' = 2h = 2× 35 = 70cm

VI.2.6 Vérification à L'ELS

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissurations.
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limite de déformation.

a) Etat d'ouverture des fissures (Art. B.6.3 /BAEL91)

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de résistance du béton en compression (Art. A.4.5.2 /BAEL91)

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine la contrainte max du béton « σ_{bc} » afin de la comparer à contrainte admissible « $\overline{\sigma_{bc}}$ »

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

- Contrainte admissible du béton : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$

On calcule : $\rho_1(\%) = \frac{A_t}{b \times d} \times 100$

Puis on déduit les valeurs de β et K_1

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta \times d \times A_t} \text{ et } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Les vérifications à l'ELS sont données dans les tableaux suivants :

Poutres principales

Zone	Localisation	Ms (kN .m)	As (cm^2)	$\rho 1$	$\beta 1$	K1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	condition
Zone I	travée	10.684	8.01	0.721	0.877	25.65	41.10	1.6	15	CV
	appui	11.026	8.01	0.721	0.877	25.65	42.40	1.65	15	CV
Zone II	travée	8.668	8.01	0.721	0.877	25.65	33.35	1.31	15	CV
	appui	8.918	8.01	0.721	0.877	25.65	34.32	1.33	15	CV
Zone III	travée	10.672	8.01	0.721	0.877	25.65	41.1	1.61	15	CV
	appui	9.391	8.01	0.721	0.877	25.65	36.13	1.41	15	CV
Zone IV	travée	10.867	8.01	0.721	0.877	25.65	41.80	1.63	15	CV
	appui	8.087	8.01	0.721	0.877	25.65	31.11	1.31	15	CV

Tableau VI.2.3 : Vérification du ferraillage des poutres principales à l'ELS

Poutres secondaires

Zone	Localisation	Ms (kN .m)	As (cm^2)	ρ1	β1	K1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	condition
Zone I	travée	23.006	4.62	0.481	0.895	32.62	173.870	5.330	15	CV
	appui	31.402	8.01	0.721	0.877	25.65	139.69	5.446	15	CV
Zone II	travée	27.451	4.62	0.481	0.895	32.62	207.464	6.360	15	CV
	appui	37.760	8.01	0.721	0.877	25.65	167.97	6.548	15	CV
Zone III	travée	22.204	4.62	0.481	0.895	32.62	167.809	5.144	15	CV
	appui	30.664	8.01	0.721	0.877	25.65	136.410	5.318	15	CV
Zone IV	travée	23.600	4.62	0.481	0.895	32.62	178.359	5.467	15	CV
	appui	33.303	8.01	0.721	0.877	25.65	148.149	5.775	15	CV

Tableau VI.1.4 : Vérification du ferraillage des poutres secondaires à l'ELS

Conclusion

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes.

c) Etat limite de déformation

La flèche « f » développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible « $\bar{f}$ » pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens.

Calcul de la flèche

1. Poutres principales

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS ⟶ f = 0.001 cm

$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm} > f = 0.001 \text{cm}$$

2. Poutres secondaires

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS ⟶ f =0.067 cm

$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm} > f = 0.067 \text{cm}$$

Conclusion: La flèche est vérifiée.

d) Disposition constructives pour les armatures longitudinales

Pour la détermination de la longueur des chapeaux, il ya lieu d'observé les recommandations suivantes :

La longueur de chapeaux à partir des nœuds d'appuis est au moins égale :

- A $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

- A $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

Conclusion

Les poutres principales et secondaires sont ferraillées comme suit :

- **Poutres principale**

Aux appuis **En travées**

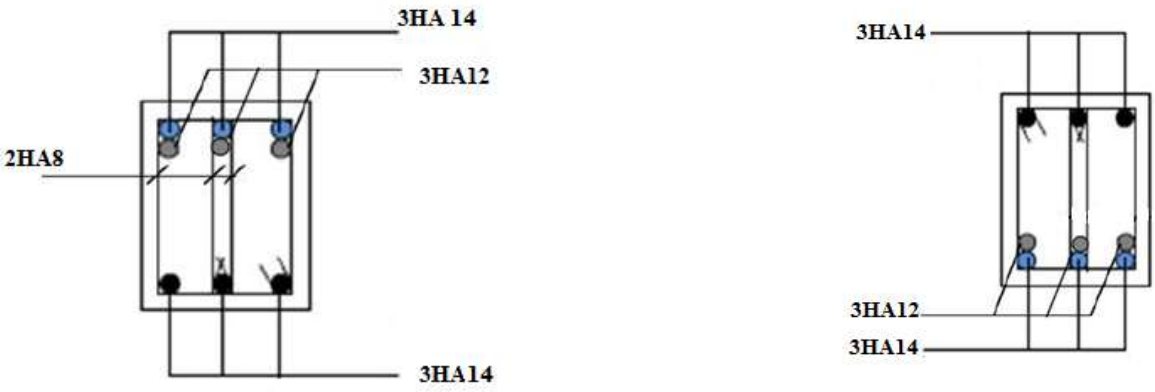


Figure VI.2.3 : schéma de ferraillage des poutres principales aux appuis et en travées

- **Poutres secondaires**

Aux appuis **En travées :**

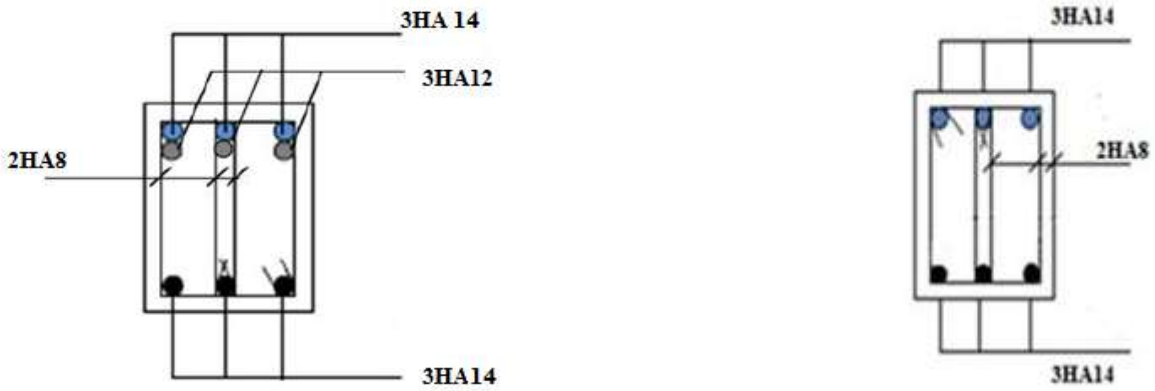


Figure VI.2.4 : schéma de ferraillage des poutres secondaires aux appuis et en travées

VI.3. Ferraillage des voiles

Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- **Armatures verticales**
- **Armatures horizontales**
- **Armatures transversales**

Pour réduire le calcul nous allons ferrailler nos voiles par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau.

Zone I : Sous-sol(1) et Sous-sol(2)

Zone II : RDC et 1er étages

Zone III : 2^{eme} et 3^{eme} étages.

Zone IV : 4^{eme} et 5^{eme} étages

❖ **Combinaisons d'actions**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

BAEL.91/modifié 99 :	**RPA.99/modifié 2003 :**
ELU : 1.35 G +1.5 Q	0.8 G + E
ELS : G + Q	G + Q + E

VI.3.1 Ferraillage des voiles

Le calcule se fera par la méthode des tronçons de la **RDM**, qui se fait pour une bande de largeur (d).**)**

a) Exposé de la méthode de calcul

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables **(N, M)** en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \qquad \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec :

B : section du voile. , B = L×e

I : moment d'inertie du voile considéré.

V=**V'** : bras de levier du voile $V = V' = \frac{L}{2}$

L : longueur du voile dans le sens considéré.

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats ETABS.

- **Découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d):**

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de longueur (d) est donne par la formule suivante, qui reste applicable pour les sections entièrement et partiellement comprimées : $d \leq \min(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c)$ (art.7.7.4. RPA2003)

Avec :

h_e: hauteur entre nus des planchers du voile considéré

$$h_e = H_{etage} - h_{poutre}$$

Lc: la longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max}+\sigma_{min}} L$$

$$L_t = L - L_C$$

Avec : L_t : longueur de la zone tendue.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, **trois** cas peuvent se présenter :

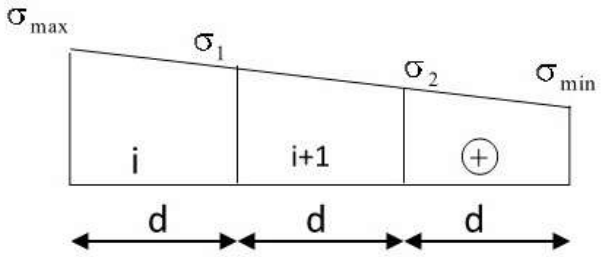
1. Section entièrement tendue (SET).
2. Section partiellement comprime (SPC).
3. section entièrement comprime (SEC).

- **Section entièrement comprimée**

$$N_i = \frac{\sigma_{max}+\sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1+\sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec : e : épaisseur du voile.



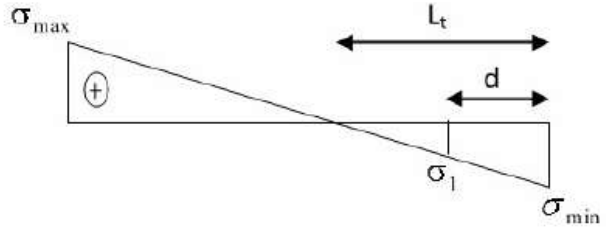
- **Section partiellement comprimée**

$$N_1 = \frac{\sigma_{min}+\sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2}(l_t - d) \times e$$

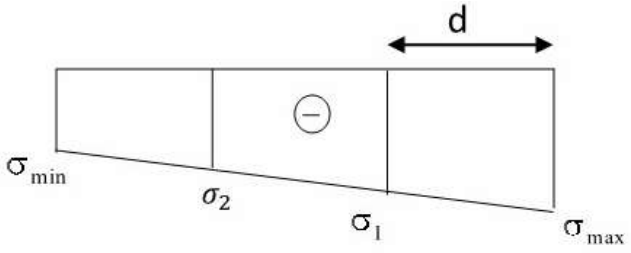
Avec :

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



- **Section entièrement tendue**

$$N_i = \frac{\sigma_{max}+\sigma_1}{2} \times d \times e$$



$N_{i+1} = \frac{\sigma_1+\sigma_2}{2} \times d \times e$

b) Armatures verticales

- **Section entièrement comprimée pour une bande i**

$$A_v = \frac{N_i - Bf_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

Situation accidentelle : σ_s = 400MPa, σ_{bc} = 18.48MPa

Situation courante : σ_s = 348MPa, σ_{bc} = 14.20MPa

- **Section partiellement comprimée ou entièrement tendue pour une bande i :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

- **Armatures verticales totales**

$$A_{vi} = A_i + \frac{A_{vj}}{4}$$

Avec : A_{vj} c'est la section d'armatures de couture

$$A_{vj} = 1.1\frac{\overline{V}}{f_e}$$

c) Armatures minimales

- **Section entièrement comprimée**

Amin ≥4cm²/ml (Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99).

$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$

- **Section partiellement comprimée ou entièrement tendue**

$A_{min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e}$ Condition non fragilité (Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99).

$A_{min} \geq 0.002B$ Section min (Art 7.7.4.1 RPA 99 version2003)

B : section du tronçon considéré

d) Armatures horizontales

- **Exigence du RPA** (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Ø**

- La section des armatures horizontales doit être : AH > 0.15% .B

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

- **Exigence du BAEL** (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées 99)

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

- **Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux :**(Art 7.7.4.3)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile **AV** et **Ah ≥ 0,15% B**

Zone courante : **AV** et **Ah ≥ 0,10% B**

e) Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression. D'après l'article (7.7.4.3 du RPA99 révise 2003) :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **(04)** épingles au mètre carré.

f) Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est **4HA10** ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

g) Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

St < min (1.5e ,30cm)

St < min (37.5cm ,30cm) **St < 30cm**

Avec :

e : épaisseur du voile (e=20)

chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **(1/10)** de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à **15 cm**

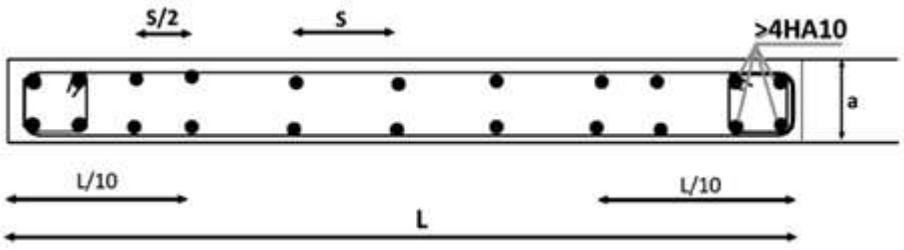


Figure VI.3.1: Disposition des armatures verticales dans les voiles

h) Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

- 40Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

i) **Armatures de coutures** (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$A_{vj} = 1.1\frac{\overline{V}}{f_e}$ Avec : $\overline{V}$ =1.4Vu

Vu : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VI.3.2 Vérification à L'ELS

Pour cet état, on considère :

$$Nser = G+Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15.A} \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

Avec :

Nser : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

- **D'après le RPA99** (Art 7.7.2 /version 2003) **:**

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0.2f_{c28} = 5MPa$$

$$\tau_b = \frac{v}{b_0 d}$$

Avec :

$V=1.4V_{u,\ calculé}$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d=0.9h)

h : Hauteur totale de la section brute

$\overline{\tau_b}$: Contrainte admissible du béton

- **D'après le BAEL** (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99) :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau_u}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement (Art 5.1, 2.11 /BAEL91 modifiées 99)

Avec $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$ et $\bar{\tau_u}$ $\begin{cases} = \min(0.15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa) \text{ Pour une fissuration préjudiciable.} \\ = \min(0.2\frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa) \text{ Pour une fissuration peu préjudiciable.} \end{cases}$

Exemple de calcul

➢ **Pour une section partiellement comprimée (SPC)**

Soit à Ferrailler le voile transversal **VT1:**

- **Caractéristiques géométriques**

L =3m, ep =20 cm

σ_{max} = 991.13Kn/m2

σ_{min} = -1895.41Kn/m2 } Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C)

- **La longueur de la zone comprimée**

$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max}+\sigma_{min}} \times L$

$\Longrightarrow$ $L_c = \frac{991.13}{1895.41+991.13} \times 3$ =1.05m

- **La longueur de la partie tendue**

$L_t = L - L_c$ =3-1.03=1.95

- **le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d_1 et d_2)**

Avec : $d_1 \leq \min(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c)$

$h_e = H_{etage} - h_{poutre}$

Comme le voile VT1 est dans le sens des poutres secondaires alors h_{poutre}=35cm donc :

h_e =3.06-0.40=2.66

$d_1 \leq \min(\frac{2.66}{2}, \frac{2}{3}.1.03)$ =0.7m

d_1=0.7.m $\Longrightarrow$ $d_2=L_t-d_1$=1.95-0.7=1.26m

- **Calcul des contraintes**

$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min}(l_t-d)}{l_t}$ $=\frac{1895.41(1.95-1.26)}{1.95}$=660.753Kn

- **Détermination des efforts normaux**

$N_1 = \frac{\sigma_{min}+\sigma_1}{2} \times d_1 \times e = \frac{1895.41+660.753}{2} \times 0.7 \times 0.2$ = 175.18Kn

$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2}(l_t - d) \times e = \frac{660.753}{2}(1.95 - 0.7) \times 0.2 = 83.02$ Kn

- **Armatures verticales**

$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{175.18}{34.8} = 5.03 cm^2$

$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{83.02}{34.8} = 2.39 cm^2$

- **Armatures de coutures**

$A_{vj} = 1.1\frac{\bar{V}}{f_e}$ Avec $\bar{V} = 1.4Vu$

$\Longrightarrow \quad A_{vj} = 1.1\frac{1.4 \times 91.51}{40} = 3.52 cm^2$

- **Armatures verticales totales**

$A_{v1} = A_1 + \frac{A_{vj}}{4} = 5.91\ cm^2$

$A_{v2} = A_2 + \frac{A_{vj}}{4} = 3.27\ cm^2$

- **Armatures minimales**

$A_{min} = \max(0.2\%B; \frac{B \times f_{t28}}{f_e})$

$A_{min} = \max(3.15; 1400; \frac{1400 \times 2.1}{400}) = \max(2.76 ; 7) = 7 cm^2$

- **Choix des armatures**

Donc, on adopte le ferraillage suivant :

Soit A_{v1}=7.92 cm²/nappe $\Longrightarrow$ 7HA12

Soit A_{v2}=7.92 cm²/nappe $\Longrightarrow$ 7HA12

- **Armatures horizontales**

D'après le BAEL91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.99\ cm^2$

D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15\%.B = 0.0015 \text{x} 1400 = 2.1 cm^2$

B : étant la section du béton.

Soit 7HA10= 5.49cm²

Avec st=10cm

- **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré

Soit HA8

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

D'après le RPA99 (Art 7.7.2 /version 2003)

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0.2f_{c28} = 5\text{MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} = \frac{1.4\times91.51\times10^3}{200\times0.9\times300} = 2.37\text{MPa}$$

$\tau_b = 2.37\text{MPa} \leq \overline{\tau_b} = 5$……. Condition vérifiée.

D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99)

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

Avec $\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{91.51\times10^3}{200\times0.9\times300} = 1.69$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.2\frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 3.33$$

$\tau_u = 1.69 \leq \overline{\tau_b} = 3.33$ ……. Condition vérifiée.

Vérification à l'ELS :

$\sigma_b = \frac{N}{B+15.A} \leq \overline{\sigma_b}$

$\sigma_b = \frac{394.57\times10^3}{200\times700+15\times7.92} = 2.67 \leq \overline{\sigma_b}$ =15MPa……. Condition vérifiée.

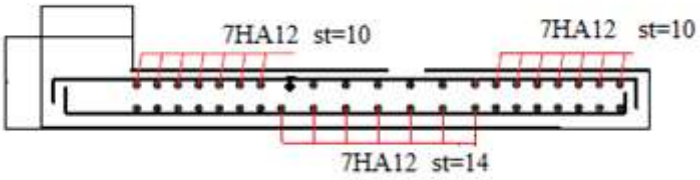


Figure VI.3.2 : Ferraillage des voiles transversales

➢ **Pour une section entièrement tendue**

- **Caractéristiques géométriques**

L =1.5m, ep =20 cm

σ_{max} = -1269.16Kn/m2

σ_{min} = -3674.91Kn/m2

} Donc (S.E.T)

- **La longueur de la zone comprimée**

Lc=0

- **La longueur de la partie tendue**

Lt=1.5m

- **Le découpage de diagramme d**

Avec : $d_1 \leq \min(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c)$

$h_e = H_{etage} - h_{poutre}$

Comme le voile VT1 est dans le sens des poutres secondaire alors h_{poutre}=35cm

donc :

h_e =3.06-0.40=2.66

$d \leq \min(\frac{2.66}{2}, \frac{2}{3}.1.03)$ =1.33m

On a : $\frac{L_T}{3} = 0.5 < 1.33$ donc : on prend d=0.5m

- **Calcul des contraintes**

$\sigma_1 = \sigma_{max} - (\sigma_{max} - \sigma_{min}) \times \frac{d}{L}$ = -2063.38 KN.

$\sigma_2 = \sigma_{max} - (\sigma_{max} - \sigma_{min}) \times 2 \times \frac{d}{L}$ = -2857.61KN.

- **Détermination des efforts normaux**

$N_1 = \frac{\sigma_{max}+\sigma_1}{2} \times d_1 \times e = \frac{1269.16+2063.38}{2} \times 0.5 \times 0.2$ =166.62KN.

$N_2 = \frac{\sigma_1+\sigma_2}{2} \times d \times e = \frac{2063.38+2857.61}{2} \times 0.5 \times 0.2$ = 246.05KN.

$N_3 = \frac{\sigma_2+\sigma_{min}}{2} \times d \times e = \frac{2857.61+3674.91}{2} \times 05 \times 0.2$= 326.67KN.

- **Armatures verticales**

$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{166.62}{34.8}$ =4.16cm²

$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{246.05}{34.8}$ =6.15cm²

$A_{v3} = \frac{N_3}{\sigma_s} = \frac{326.67}{34.8}$ =8.07cm²

- **Armatures de coutures**

$A_{vj} = 1.1\frac{\bar{V}}{f_e}$ Avec $\bar{V}$ =1.4Vu

$\Longrightarrow$ $A_{vj} = 1.1\frac{1022.04}{40}$ =2.17cm²

- **Armatures verticales totales**

$A_{v1} = A_1 + \frac{A_{vj}}{4}$ =4.70 cm²

$A_{v2} = A_2 + \frac{A_{vj}}{4}$ =6.69 cm²

$A_{v3} = A_3 + \frac{A_{vj}}{4}$ = 8.61cm²

- **Armatures minimales**

$A_{min} = \max(0.2\%B; \frac{B \times f_{t28}}{f_e})$ = (2 ;5.25)=5.25cm²

- **Choix des armatures**

Soit A_{v1}= 10.05cm²/nappe ⟹ 5HA16

Soit A_{v2}=7.70cm²/nappe ⟹ 5HA14

Soit A_{v3}=10.05cm²/nappe ⟹ 5HA16

- **Armatures horizontales**

D'après le BAEL91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{10.05}{4}$ =2.51 cm²

D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15\%.B = 0.0015$x1000=1.5cm²

B : étant la section béton tendu

Soit 4HA10= 3.14cm²

Avec st=12.5cm

- **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré

Soit HA8.

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

● D'après le RPA99 *(Art 7.7.2 /version 2003)* **:**

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0.2 f_{c28} = 5\text{MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} = \frac{1.4 \times 56.570 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 150} = 2.93\text{MPa}$$

$\tau_b = 2.93 \leq \overline{\tau_b} = 5$……. Condition vérifiée.

● **D'après le BAEL** *(Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99)* :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

Avec $\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{56.570 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 150}$=2.09

$\overline{\tau_u} = \min\left(0.2\frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 3.33$

$\tau_u = 2.09 \leq \overline{\tau_b} = 3.33$ ……. Condition vérifiée.

Vérification à l'ELS :

$\sigma_b = \frac{N}{B+15.A} \leq \overline{\sigma_b}$

$\sigma_b = 3.08 \leq \overline{\sigma_b}$ =15MPa…… Condition vérifiée.

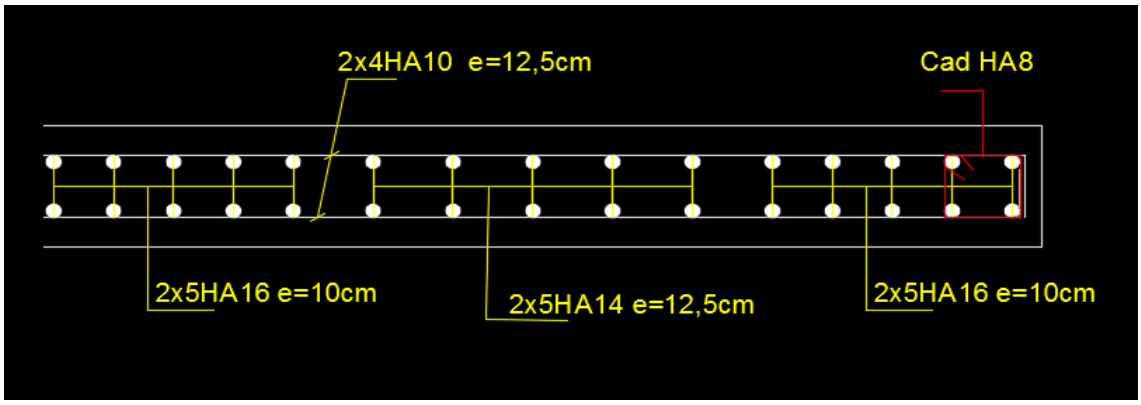


Figure VI.3.3 : ferraillage des voiles longitudinales

VI.4.5 Résultats du ferraillage des voiles

Tous les résultats du ferraillage sont illustrés dans les tableaux suivants

Le ferraillage des voiles longitudinales X-X

			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristique Géométrique	hpoutre [m]		0.4	0.4	0.4	0.4
	hauteur étage [m]		3.06	3.06	3.06	3.06
	L' [m]		1.50	1.5	1.5	1.5
	e [m]		0.20	0.20	0.20	0.20
	B [m²]		0.3	0.3	0.3	0.3
	H [m]		3.06	3.06	3.06	3.06
	he [m]		2.66	2.66	2.66	2.66
Sollicitation de calcul	T [KN]		56.570	54.9	51.03	44.66
	N_{ser} [KN]		1022.04	837.07	587.87	304.82
	Vu [KN]		79.198	76.86	71.44	62.52
	σmax [KN/m²]		-1269.16	945.61	399.55	675
	σmin [KN/m²]		-3675.91	-3224.11	-2723.13	-1166
	σs (kN/m²)		400	400	400	400
	L_c [cm]		0	0	0	49
	L_t [cm]		150	150	150	84
	d [cm]	d_1	50	50	50	34
		d_2	50	50	50	52
		d3	50	50	50	
	Nature de la section		SET	SEC	SEC	SEC
	σ_1		-2063.38	-1697.51	-1166.33	450
	σ_2		-2857.61	-2449.42	-1933.11	
	N(Kn)	N1	166.62	132.15	78.29	52.32
		N2	246.05	207.34	154.97	40.69

Ferraillages des voiles		N3	326.67	283.67	232.81	
	A(cm²)	A1	4.16	3.33	1.95	1.30
		A2	6.15	5.18	3.87	1.01
		A3	8.07	7.09	5.82	
	$A_{vj} = 1.1\frac{\bar{V}}{f_e}$		2.17	2.11	1.97	1.72
	AV+A_{vj}/4	Av_1+A_{vj}/4	4.70	3.86	2.44	1.73
		Av_2+A_{vj}/4	6.69	5.71	4.36	1.44
		Av_3+A_{vj}/4	8.70	7.61	5.31	
	A_{min} (cm²)		5.25	5.25	5.25	3.01
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)/nappe	Av adop1	10.05	7.70	5.65	3.39
		Av adop2	7.70	6.15	4.52	3.39
		Av adop 3	10.05	7.70	5.65	
	Choix des barres /nappe		5HA16	5HA14	5HA12	3HA12
			5HA14	4HA14	4HA12	3HA12
			5HA16	5HA14	5HA12	
	St (cm)		10	10	10	10
			12.5	12.5	12.5	15
			10	10	10	
	AH /nappe		2.7	2.2	1.51	1.00
	Section adopté (cm²)		3.14	3.14	3.14	3.14
	Choix des barres /nappe		4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
	St (cm)		12.5	12.5	12.5	12.5
	Armatures transversale		4épingles HA8/m²			
Vérification des contraintes	$\overline{\tau_b}$ =5Mpa	τ_b	2.93	2.84	2.64	2.31
	$\overline{\tau_u}$ =3.33	τ_u	2.09	2.03	1.89	1.65

	$\overline{\sigma_b}$ =15Mpa	σ_b	3.08	2.55	1.82	1.01

Tableau VI.3.1 : ferraillage des voiles longitudinales X-X

Ferraillages des voiles transversales Y-Y

			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristique Géométrique	hpoutre [m]		0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur étage [m]		3.06	3.06	3.06	3.06
	L' [m]		3	3	3	3
	e [m]		0.20	0.20	0.20	0.20
	B [m²]		0.6	0.6	0.6	0.6
	H [m]		3.06	3.06	3.06	3.06
	he [m]		2.71	2.71	2.71	2.71
Sollicitation de calcul	T [kN]		45.59	54.13	68.95	91.51
	N_{ser} [kN]		1372.08	1084.69	750.84	394.57
	Vu [kN]		63.82	75.782	96.53	128.114
	σmax [kN/m²]		-753.41	-528.59	-165.39	991.13
	σmin [kN/m²]		-2480.46	-2271.12	-1851.16	-1895.41
	σs (kN/m^2)		34.8	34.8	34.8	34.8
	L_c [cm]		0	0	0	105
	L_t [cm]		300	300	300	195
	d [cm]	d_1	100	100	100	70
		d_2	100	100	100	126
		d3	100	100	100	
	Nature de la section		SET	SEC	SEC	SPC
Ferraillages des voiles	N(Kn)	N1	208.25	163.80	89.27	175.18
		N2	323.38	279.97	201.65	83.02
		N3	438.52	396.13	314.03	
	A(cm²)	A1	5.98	4.70	2.56	5.03
		A2	9.29	8.04	5.79	2.39
		A3	12.60	11.38	9.024	
	$A_{vj} = 1.1\frac{\overline{V}}{f_e}$		1.75	2.08	2.65	3.52
	AV+A_{vj}/4	Av_1+A_{vj}/4	6.42	5.22	3.22	5.91
		Av_2+A_{vj}/4	9.72	8.56	6.45	3.27
		Av_3+A_{vj}/4	13.03	11.9	9.68	
	A_{min} (cm²)		10.5	10.5	10.5	7

	$A_{v\ adopté}$ (cm^2)/nappe	$Av_{\ adop1}$	14.07	14.07	10.77	7.92
		$Av_{\ adop2}$	10.77	10.77	10.77	7.92
		$Av_{\ adop\ 3}$	14.07	14.07	10.77	
	Choix des barres /nappe		7HA16	7HA16	7HA14	7HA12
			7HA14	7HA14	7HA14	7HA12
			7HA16	7HA16	7HA14	
	St (cm)		14	14	14	10
			14	14	14	10
			14	14	14	
	A_{Hmin} =0.0015*B (cm^2)		4	4	4	2.1
	AH /nappe		3.5	3.5	2.7	2
	Section adopté (cm^2)		5.49	5.49	5.49	5.49
	Choix des barres /nappe		7HA10	7HA10	7HA10	7HA10
	St (cm)		14	14	14	10
	Armatures transversale		4épingles HA8/m^2			
	$\overline{\tau_b}$ =5Mpa	τ_b	1.81	1.40	1.78	2.37
	$\overline{\tau_u}$ =3.33	τ_u	0.84	1.00	1.27	1.69
	$\overline{\sigma_b}$ =15Mpa	σ_b	2.22	1.76	1.22	0.65

Tableau VI.3.2 : Ferraillages des voiles transversales Y-Y

Introduction

Les fondations sont des éléments intermédiaires qui ont pour objet de transmettre des efforts de la superstructure au sol. D'une manière à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas tasser, et la structure ne doit pas se déplacer).

Les fondations doivent être en équilibre sous :

- **Les sollicitations dues à la superstructure**

La superstructure peut transmettre plusieurs types d'efforts à la fondation, tel que :

- **Un effort normal :** charge verticale centrée dont il convient de connaitre les valeurs extrêmes ;
- **Une force horizontale :** résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- **Un moment :** qui peut s'exercer dans de différents plans.

- **Les sollicitations dues au sol**

Ces sollicitations sont fonction de la nature du sol et donc de sa capacité portante et donc de la contrainte admissible du sol et de la présence de la nappe phréatique

On distingue deux types de fondations selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

- **Fondations superficielles**

Les fondations superficielles forment un type d'assise pouvant être mise en place sur des sols de bonne portance, c'est-à-dire capables de reprendre les charges du bâtiment en entraînant un tassement minimum.

Leur simplicité de réalisation et leur faible coût font de ce type de fondation les structures les plus courantes.

Selon la structure qu'elles supportent, les fondations superficielles peuvent porter différents noms :

- ✓ On parlera de semelles isolées si elles se trouvent sous un poteau
- ✓ On parlera de semelles filantes ou linéaires si elles supportent un voile ou un mur et sous poreaux.
- ✓ On parlera de radier si elles forment une dalle posée sur le sol.

Le niveau de sol sur lequel reposent les fondations est appelé "niveau d'assise", "fond de coffre" ou encore "fond de fouille".

- **Fondation profondes**

Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol se trouve à une grande profondeur.

Les principaux types de fondations profondes sont :

- ✓ Les pieux
- ✓ Les puits.

VII.1 Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous ont donné :

- Une contrainte admissible du sol σ_{sol} = 3 bars
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des aux.

VII.2 Le choix du type de fondation doit satisfaire les critères suivent :

- La stabilité de l'ouvrage
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Un faible cout de réalisation (économie)
- La durée de vie

VII.3 Le choix du type de fondation

Le choix du type de fondation se fait en fonction des conditions suivantes :

- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Des caractéristiques topographiques du terrain
- Les conditions relatives au voisinage du projet

VII.4 Profondeur hors gel des semelles de fondation

Les cycles de gel-dégel peuvent déstructurer le sol d'assise des semelles de fondation et c'est pourquoi il est impératif de construire les fondations à une profondeur « hors-gel » suffisante. Cette profondeur varie selon la zone climatique ; l'altitude et selon la capacité portante du sol.

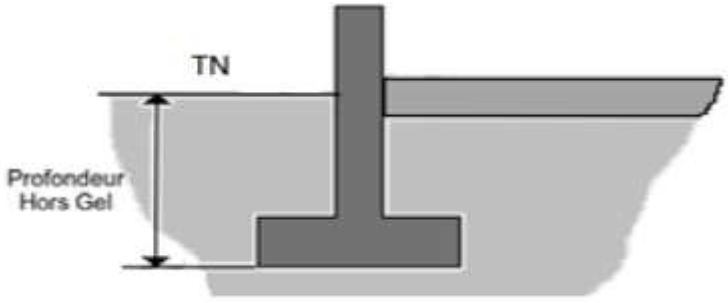


Figure VII.1 : profondeur hors gel

VII.5 Dimensionnement

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service pour leur dimensionnement et à l'état limite ultime pour leurs armatures.

1) Semelles isolées

Les semelles isolées sont les fondations sous poteaux. Leurs dimensions sont homothétiques à celles du poteau que la fondation supporte.

Pour le pré-dimensionnement il faut considérer l'effort normal Ns qui est obtenu à la base de tous les poteaux du l'sous-sol 1

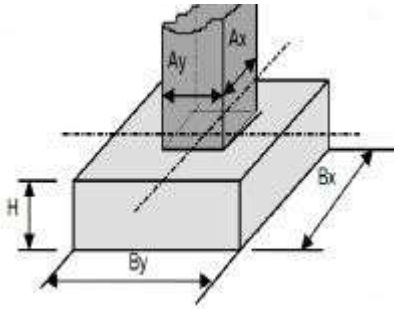


Figure VII.2 : Semelle isolée sous poteau

$$\left.\begin{array}{l} BA \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \\ K = \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{45}{45} = 1 \end{array}\right\} \quad B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$\left.\begin{array}{l} N_s = 1364.67\ kN \\ \overline{\sigma_{sol}} = 3bars = 300\ kN/m^2 \end{array}\right\} \quad B \geq \sqrt{\frac{1364.67}{300}} = 2.13\ m$$

On aura donc A=B = 2.13 m

Conclusion

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement. alors il faut opter pour des semelles filantes.

2) Les semelles filantes

- **Semelle filantes sous voiles**

Elles sont dimensionnées à ELS sous l'effort N : Ns = G + Q

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

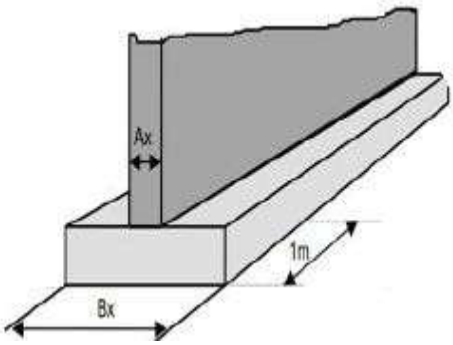


Figure VII.3 : semelle filante

$$\boldsymbol{\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L}} \quad \text{D'où :} \quad \boldsymbol{B \geq \frac{N_s}{L \times \sigma_{sol}}}$$

Avec :

σ_{sol}: Contrainte admissible du sol vaut 0.3 MPa

B : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

G : charge permanente revenant aux voiles

Q : surcharge revenant aux voiles

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

- **Sens longitudinal**

Voiles	Ns (kN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m^2)
V_{l1}	942.70	1.5	2.1	3.15
V_{l2}	821.29	1.5	1.82	2.73
V_{l3}	941.91	1.5	2.1	3.15
V_{l4}	822.20	1.5	1.83	2.74
La somme des surfaces :				**11.77**

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal)

- **Sens transversal**

Voiles	Ns (kN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m^2)
V_{t1}	1364.64	3	1.52	4.56
V_{t2}	1364.64	3	1.52	4.56
V_{t3}	1364.64	3	1.52	4.56
V_{t4}	1364.64	3	1.52	4.56
La somme des surfaces :				**18.24**

Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal)

La somme des surfaces des semelles sous voiles est : $S_v = \sum B_i \times L_i$

$S_v = 11.77 + 18.24 = 30.01\ m^2$

- **Semelle filantes sous poteaux**

  - **Hypothèses de calcul**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncidente avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

  - **Etapes de calcul**

1. **Détermination de la résultante des charges**

$$R = \sum N_i$$

R : réaction du sol donnée en fonction de la contrainte σ_{sol}.

$\sum N$: Charges verticales totales à la base de la fondation (charges permanents et d'exploitation).

2. Détermination de la position de la résultante R

$$e = \frac{\sum N_i . e_i + \sum M_i}{R}$$

e_i : Position de Ni par rapport au centre de la file considérée.

3. Détermination de la distribution par (ml) de la semelle

Si : $e < \frac{L}{6}$ ⟶ Répartition de charge trapézoïdale.

Si : $e > \frac{L}{6}$ ⟶ Répartition de charge triangulaire.

$$q_{max} = \frac{R}{L}(1 + \frac{6.e}{L})$$

$$q_{min} = \frac{R}{L}(1 - \frac{6.e}{L})$$

$$q_{(\frac{L}{4})} = \frac{R}{L}(1 - \frac{3.e}{L})$$

4. Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q(\frac{L}{4})}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

Avec (L) : distance entre nus des poteaux.

5. Application

Déterminer la résultante des charges : le calcul se fera pour le portique le plus sollicité (H)

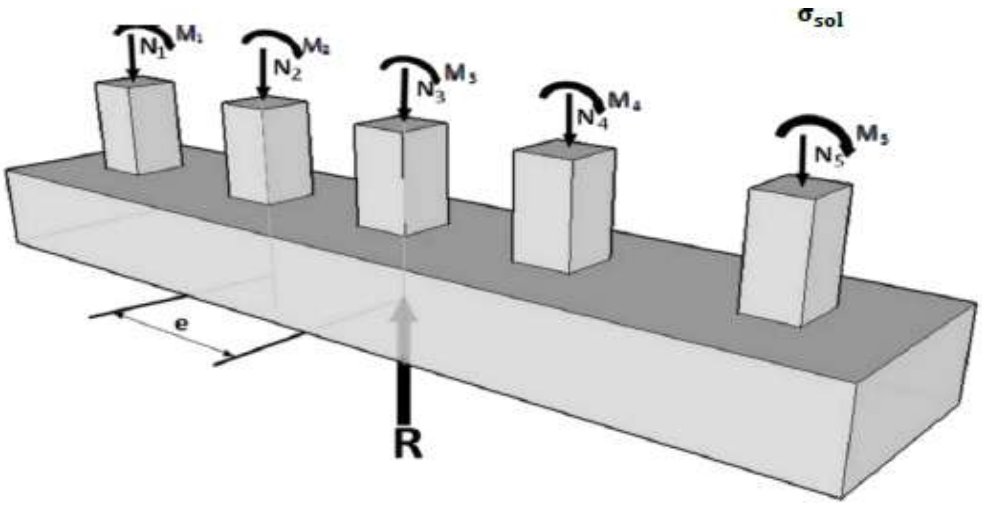


Figure VII.4 : répartition des efforts dans la semelle.

Remarque

Dans le cas de notre structure on fera le calcul pour deux zones différentes de charge

- Pour la zone 1 on fait le calcul pour la file (H)

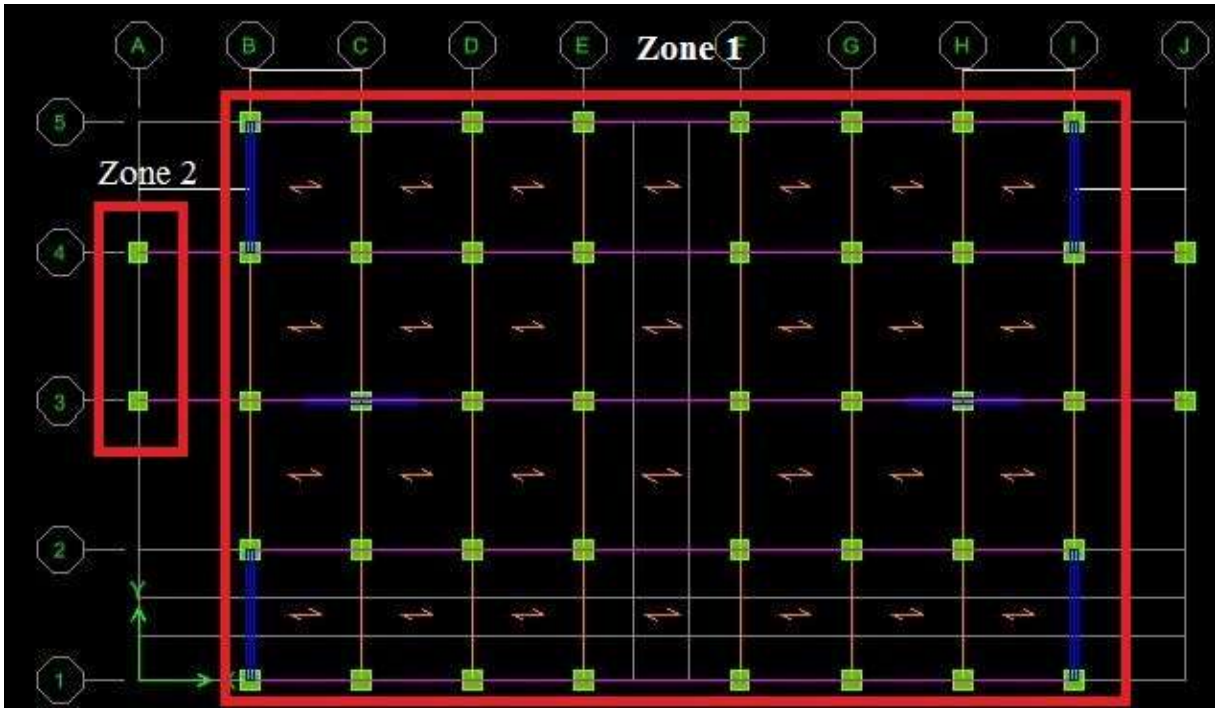


Figure VII.5 : zone de calcul des semelles sous poteaux

➢ **Zone 1**

Les résultats pour la file la plus sollicitée de la structure :

Poteau	**N_i= G+Q (kN)**	**e_i (m)**	**N_i . e_i (kNm)**	**M (km)**
1	625.64	7.5	4692.3	-0.543
2	906.63	4	3626.52	-0.797
3	1364.67	0	0	-0.159
4	905.79	-4	-3623.16	-0.801
5	697.27	-7.5	-5229.525	-0.345
Somme	4500	/	-533.865	-2.645

Tableau VII.3: surface des semelles filantes sous poteaux pour la zone 1

❖ **Coordonnées de la résultante des forces**

R = $\sum N_i$= 4500 kN.

$e = \frac{\sum N_i.e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-533.865-2.645}{4500}$ = - 0.119 m

❖ **Distribution des réactions par mètre linéaire de la semelle**

e = -0.119m $< \frac{L}{6} = \frac{15.5}{6}$ = 2.6 m ⟶ Répartition trapézoïdale.

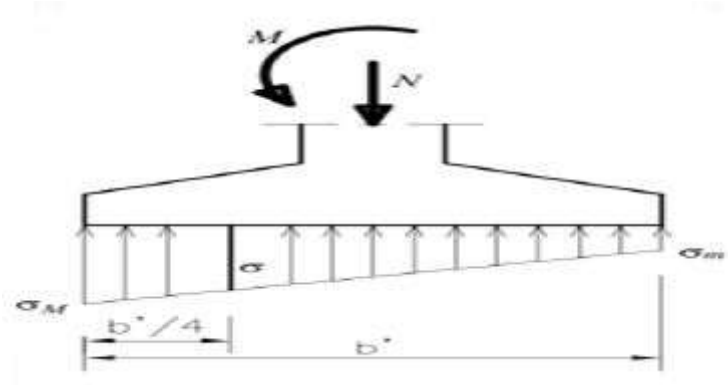


Figure VII.6 : Répartition trapézoïdale.

$q_{max} = \frac{R}{L}(1 + \frac{6.e}{L}) = \frac{4500}{15.5}(1 + \frac{6.(-0.119)}{15.5})$ = 276.95 kN/ml.

$q_{min} = \frac{R}{L}(1 - \frac{6.e}{L}) = \frac{4500}{15.5}(1 - \frac{6.(-0.119)}{15.5})$ = 303.69 kN/ml.

$q_{(\frac{L}{4})} = \frac{R}{L}(1 - \frac{3.e}{L}) = \frac{4500}{15.5}(1 - \frac{3.(-0.119)}{15.5})$ = 297.01 kN/ml.

❖ **Détermination de la largeur de la semelle**

$B \geq \frac{q(\frac{L}{4})}{\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{297.01}{300}$ = 0.99 m

Donc on opte pour **B = 1.2 m**

✓ **La surface de la semelle filante sous poteau**

$P_s = B \times L = 1.2 \times 15.5 = 18.6\ m^2$.

✓ **La surface totale des semelles filantes sous poteaux**

$S_{p1} = S \times n = 18.6 \times 8 = 148.8\ m^2$.

Avec :

n : Nombres de portiques dans le sens considéré.

➢ **Zone 2**

Résultat pour la file de la zone 2 :

Poteau	N_i= G+Q (kN)	e_i (m)	N_i . e_i (kNm)	M (km)
1	100.92	2	201.84	-0.918
2	129.52	-2	-259.04	-0.639
Somme	230.44	/	-57.2	-1.557

Tableau VII.4: surface des semelles filantes sous poteaux pour la zone 2

❖ **Coordonnées de la résultante des forces**

$R = \sum N_i = 230.44$ kN.

$e = \frac{\sum N_i.e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-57.2-1.557}{230.44} = -0.255$ m

❖ **Distribution des réactions par mètre linéaire de la semelle**

$e = -0.255m < \frac{L}{6} = \frac{4.5}{6} = 0.75m$ ⟶ Répartition trapézoïdale.

$q_{max} = \frac{R}{L}(1 + \frac{6.e}{L}) = \frac{230.44}{4.5}(1 + \frac{6.(-0.255)}{4.5}) = 33.79$ kN/ml.

$q_{min} = \frac{R}{L}(1 - \frac{6.e}{L}) = \frac{230.44}{4.5}(1 - \frac{6.(-0.255)}{4.5}) = 68.62$ kN/ml.

$q_{(\frac{L}{4})} = \frac{R}{L}(1 - \frac{3.e}{L}) = \frac{230.44}{4.5}(1 - \frac{3.(-0.255)}{4.5}) = 59.92$ kN/ml.

❖ **Détermination de la largeur de la semelle**

$B \geq \frac{q(\frac{L}{4})}{\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{59.92}{300} = 0.2$ m

Donc on opte pour **B = 1.2 m**

✓ **La surface de la semelle filante sous poteau**

$P_{sc} = B \times L = 1 \times 4.5 = 5.4m^2$.

✓ **La surface totale des semelles filantes sous poteaux des deux cages**

$S_{pc} = S \times n = 5.4 \times 2 = 10.8\ m^2$.

✓ **la surface totale des semelles filantes sous poteau**

$$S_p = S_{zone1} + S_{zone2} = 148.8 + 10.8 = 159.6m^2$$

✓ **La surface totale des semelles filantes**

$S_t = S_v + S_p = 30.1 + 159.6 = 189.7\ m^2$.

✓ **La surface totale du bâtiment**

$S_{bat} = 395.25\ m^2$.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{189.7}{395.25} = 0.47$

La surface totale des semelles représente 47 % de la surface du bâtiment.

Conclusion

Puisque les semelles occupent moins de 50% de la surface totale du bâtiment, on opte pour des semelles filantes comme fondation de notre bâtiment.

VII.6 Dimensionnement de la semelle

➢ **La hauteur de la semelle**

$h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5cm = \frac{100-50}{4} + 5 = 50$ cm

On prend : $h_s = 50$ cm

Avec :

B : largeur de la semelle.

b : Largeur du poteau dans le sens de B

$d = h_s + c = 50 - 5 = 45cm$

✓ **Dimensions adoptées**

L =15.5 m; B = 120cm; hs = 50cm; c = c' = 5cm; d =45 cm

VII.7 Ferraillage de la semelle

✓ **Calcul des armatures**

$A_s = \frac{N_u(B-b)}{8d_a\sigma_{st}} = \frac{1877.84\times1000(120-50)}{8\times25\times34800} = 10.492$ cm²

Soit : 4HA20 ⇒ As =12.56cm² ⇒ avec espacement e = 25 cm.

✓ **Armature de répartition**

$A_r = \frac{A}{4} = \frac{12.56}{4} = 3.14$ cm²

Soit : 4 HA12 (Ar = 4.52 cm²) ⇒ avec espacement e = 30 cm.

VII.8 Etude de la poutre de rigidité

➢ **Dimensionnement de la Poutre**

La hauteur

$\frac{L_i}{9} \leq h_p \leq \frac{L_i}{6} \longrightarrow \frac{400}{9} \leq h_p \leq \frac{400}{6} \longrightarrow 44.44\ cm \leq h_p \leq 66.67\ cm$

Avec :

L_i : la plus grande portée dans le sens étudié qui est de 4m

On prend : **h_p = 90 cm**

La largeur

$\frac{1}{3}h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3}h_p \longrightarrow \frac{1}{3}90 \leq b_p \leq \frac{2}{3}90 \longrightarrow 30cm \leq b_p \leq 60$ cm

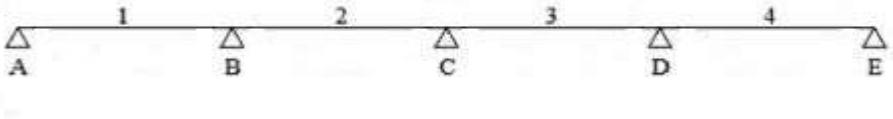
On prend : **b_p = 50 cm.**

➢ **Ferraillage de la poutre à L'ELU**

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur plusieurs appuis.

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé (méthode forfaitaire, ou méthode des trois moments).

❖ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire**



✓ **Condition 01**

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5kN/m²

La charge d'exploitation Q ≤ max {2G ou 5 kN/ml}.

Avec : G = 3469.37 kN/m² et Q = 850.63 kN/m²

2G = 2 x 3469.37 = 6938.74 kN/m2

Q = 850.63 ≤ max {6938.74 ou 5 kN/ml}……..……**Condition vérifiée.**

✓ **Condition 02**

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.……..…….…….. **Condition vérifiée**.

✓ **Condition 03**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable……...….. **Condition vérifiée**.

✓ **Condition 04**

Les portées successives sont dans un rapport compris entre **0,8** et **1,25.**

$$\mathbf{0.8 \leq \frac{l_i}{l_i + 1} \leq 1.25}$$

$\frac{l_i}{l_i+1} = \frac{350}{400} = 0.875$…….. ..**Condition vérifiée**.

$\frac{l_i}{l_i+1} = \frac{400}{400} = 1.0555$…….**Condition vérifiée**.

$\frac{l_i}{l_i+1} = \frac{400}{350} = 1.14$……...…… **Condition vérifiée**.

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

1. Ferraillage de la zone 1

poteau	N_u (kN)	e_i (m)	$N_i \cdot e_i$ (kNm)	M (km)
1	862.33	7.5	- 0.754	6467.47
2	1250.78	4	-1.105	5003.12
3	1877.84	0	-0.219	0
4	1249.67	-4	-1.109	-4998.68
5	961.96	-7.5	-0.484	-7214.7
Somme	R= 6203.58		-3.671	-742.79

Tableau VII.5 : résultat des charges verticales de chaque poteau pour la zone 1

❖ **Coordonnées de la résultante des forces**

$R = \sum N_i = 6203.58$ kN.

$e = \frac{\sum N_i.e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-742.79-3.671}{6203.58} = -0.120$ m

$q_{(\frac{L}{4})} = \frac{R}{L}(1 + \frac{3.e}{L}) = \frac{6203.58}{15.5}(1 + \frac{3.(-0.120)}{15.5}) = 391$ kN/ml.

q_u = 391 kN/ml.

Calcul des moments

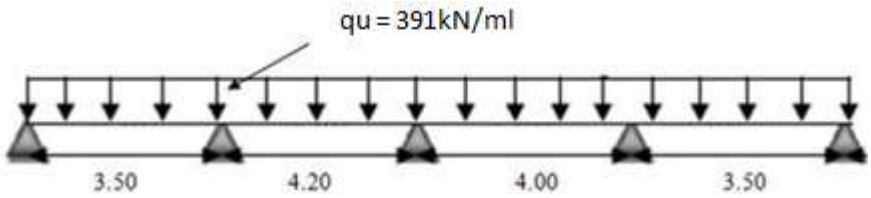


Figure VII.7 : poutre isostatique de la zone 1

- **Moment isostatique :** $M_0 = q_u \cdot \frac{l^2}{8}$

$M_{01} = 391 \times (3.5)^2 / 8 = 598.71$ KN.m

$M_{02} = 931 \times (4)^2 / 8 = 782$ KN.m

$M_{03} = 931 \times (4)^2 / 8 = 782$ KN.m

$M_{04} = 391 \times (3.5)^2 / 8 = 598.71$ KN.m

- **Moments sur appui**

$M_A = 0.3 \times M_{01} = 0.3 \times 598.71 = 179.613$ KN.m

$M_B = 0.5$ max $(M_{01} ; M_{02}) = 0.5$ max $(598.71; 782) = 391$ KN.m

$M_C = 0.4$ max $(M_{02} ; M_{03}) = 0.4$ max $(782 ; 782) = 312.8$ KN.m

$M_D = 0.5$ max $(M_{03} ; M_{04}) = 0.5$ max $(782 ; 598.71) = 391$ KN.m

$M_E = 0.3 \times M_{04} = 0.3 \times 598.71 = 179.613$ KN.m

- **Moments en travées**

  - **Travée de rive**

$M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right) M_0 \Longrightarrow M_t \geq 0.63M_0$

$M_t + \frac{0.3M_0+0.5M_0}{2} \geq 1.063M_0 \Longrightarrow M_t \geq 0.66M_0$

$M_t + \frac{0.3M_0+0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \Longrightarrow M_t \geq 0.65M_0$

On prend : $M_t = 0.66M_0$

  - **Travée intermédiaire**

$M_t + \frac{0.5M_0+0.4M_0}{2} \geq 1.06M_0 \Longrightarrow M_t \geq 0.61M_0$

$M_t + \frac{0.4M_0+0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \Longrightarrow M_t \geq 0.6M_0$

$M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right) M_0 \Longrightarrow M_t \geq 0.53M_0$

On prend **:** $M_t = 0.61M_0$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Travée	**1-2**	**2-3**	**3-4**	**4-5**
M_i (Kn.m)	179.613	391	312.8	391
M_{i+1} (Kn.m)	391	312.8	391	179.613
M_t (Kn.m)	395.15	477.02	477.02	395.15

Tableau VII.6 : moments aux appuis et travées pour la zone 1

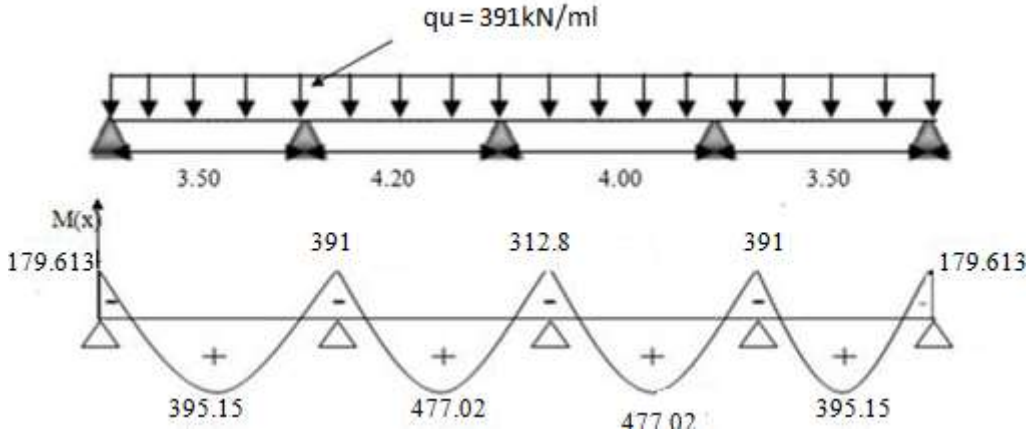


Figure VII.8 : Diagramme des moments fléchissant pour la zone1

- **Calcule des armatures**

$\mu = \frac{M_u}{b_p \times d_p^2 \times f_{bu}}$ avec : $\begin{cases} \sigma_{st} = 348\text{MPa} \\ f_{bu} = 14.2\text{ MPa} \end{cases}$

$A = \frac{M_u}{\beta \times d_p \times \sigma_{st}}$

❖ **Exemple de calcul**

- **Aux appuis**

$$\mu = \frac{391 \times 10^3}{50 \times 85^2 \times 14.2} = 0.076 \longrightarrow \beta = 0.960$$

$$A = \frac{391 \times 10^3}{0.960 \times 85 \times 348} = 13.769 \text{ cm}^2$$

- **En travée**

$$\mu = \frac{477.02 \times 10^3}{50 \times 85^2 \times 14.2} = 0.092 \longrightarrow \beta = 0.952$$

$$A = \frac{477.02 \times 10^3}{0.952 \times 85 \times 348} = 16.93 \text{ cm}^2$$

Le résumé de calcul sera donné dans les tableaux suivants :

- **Aux appuis**

Appui	M_u (Kn.m)	μ	β	A_{st} (cm^2)	choix	A (adoptée)
A	179.613	0.034	0.983	6.17	4HA20	12.56
B	391	0.076	0.960	13.769	4HA16+4HA12	17.08
C	312.8	0.060	0.969	10.910	4HA20	12.56
D	391	0.076	0.960	13.769	4HA16+4HA12	17.08
E	179.613	0.034	0.983	6.17	4HA20	12.56

Tableau VII.7 : Ferraillage aux appuis pour la zone 1

- **En travées**

travée	M_u (Kn.m)	μ	β	A_{st} (cm^2)	choix	A (adoptée)
1	395.15	0.076	0.960	13.91	4HA20+4HA12	17.08
2	477.02	0.092	0.952	16.93	4HA20+4HA12	17.08
3	477.02	0.092	0.952	16.93	4HA20+4HA12	17.08
4	395.15	0.076	0.960	13.91	4HA20+4HA12	17.08

Tableau VII.8 : Ferraillage en travées pour la zone 1

2. Ferraillage de la zone 2

poteau	N_u (kN)	e_i (m)	$N_i \cdot e_i$ (kNm)	M (km)
1	137.62	2	275.24	1.266
2	177.23	-2	-354.46	0.877
Somme	314.85		-79.22	2.143

Tableau VII.9 : résultat des charges verticales de chaque poteau pour la zone 2

❖ **Coordonnées de la résultante des forces :**

$R = \sum N_i = 314.85$ kN.

$$e = \frac{\sum N_i.e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-79.22+2.143}{314.86} = -0.244 \text{ m}$$

$$q_{(\frac{L}{4})} = \frac{R}{L}(1 + \frac{3.e}{L}) = \frac{314.85}{15.5}(1 + \frac{3.(-0.244)}{15.5}) = 58.59 \text{ kN/ml.}$$

q_u= 58.59Kn/ml

- **calcul des moments**

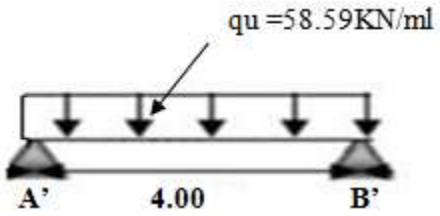


Figure VII.9 : Pouter isostatique pour la zone 2

- **Moment isostatique :** $M_0 = q_u.\frac{l^2}{8}$

$M_0 = 58.59 \times (3.5)^2 / 8 = 117.16$ KN.m

- **Moments sur appui**

$M_{A'} = 0.3 \times M_0 = 0.3 \times 117.16 = 35.148$ KN.m

$M_{B'} = 0.3 \times M_0 = 0.3 \times 117.16 = 35.148$ KN.m

- **Moments en travées**

$M_t = 0.66M_0 = 0.66 \text{ x}117.16 = 77.325$KN.m

Les resultats sont resumés dans le tableau suivant :

travée	**1-2**
Mi (kN.m)	35.148
Mi+1(kN.m)	35.148
Mt(kN.m)	77.325

Tableau VII.10 : moments aux appuis et travées pour la zone 2

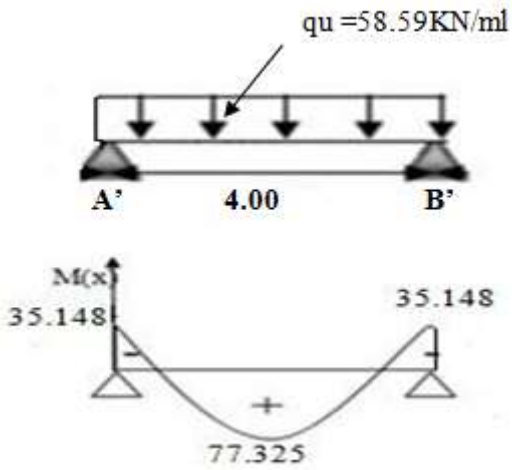


Figure VII.10 : Diagramme des moments fléchissant pour la zone 2

- **Calcule des armatures**

✓ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{35.148 \times 10^3}{50 \times 85^2 \times 14.2} = 0.006 \longrightarrow \beta = 0.997$$

$$A = \frac{35.148 \times 10^3}{0.997 \times 85 \times 348} = 1.19 \text{ cm}^2$$

✓ **En travée**

$$\mu = \frac{77.325 \times 10^3}{50 \times 85^2 \times 14.2} = 0.014 \longrightarrow \beta = 0.993$$

$$A = \frac{77.325 \times 10^3}{0.993 \times 85 \times 348} = 2.63 \text{ cm}^2$$

Le résumé de calcul sera donné dans les tableaux suivants :

- **Aux appuis**

Appui	M_u (Kn.m)	μ	β	A_{st} (cm^2)	choix	A (adoptée)
A	35.148	0.006	0.997	1.19	4HA14	6.15
B	35.148	0.006	0.997	1.19	4HA14	6.15

Tableau VII.11 : Ferraillage aux appuis pour la zone 2

- **En travée**

travée	M_u (Kn.m)	μ	β	A_{st} (cm^2)	choix	A (adoptée)
1	77.325	0.014	0.993	2.63	4HA14	6.16

Tableau VII.12 : Ferraillage en travées pour la zone 2

VII.9 Les vérifications

1) Vérification à l'ELU

A. Vérifications pour la zone 1

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$A \geq A_{min} = 0.23bdf_{t28}/f_e$

$A_{min} = 0.23bdf_{t28}/f_e = 0.23 \times 50 \times 85 \times \frac{2.1}{400} = 5.13cm^2$

Des résultats des tableaux on remarque que :

$A_a = 12.56cm^2 \geq A_{min} = 5.13\ cm^2$ ⟶ **Condition vérifiée.**

$A_t = 17.08\ cm^2 \geq A_{min} = 5.13\ cm^2$ ⟶ **Condition vérifiée.**

- **Vérification de la condition de cisaillement**

$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4MPa\right\} = \{2.5\ MPa ; 4MPa\}$

$T_u = \frac{q_u.L}{2} = \frac{391 \times 4}{2} = 780\ KN$

$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{780 \times 10}{50 \times 60} = 2.48$

D'où : $\tau_u = 2.48\ MPa < \overline{\tau_u} = 2.5MPa$ ⟶ **condition vérifiée.**

- **Calcul des armatures transversales**

$\emptyset \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset_L max\right\} = \min\left\{\frac{90}{35} ; \frac{50}{10} ; 2\right\} = \min\{2.5; 5 ; 2\}$

On prend : $\emptyset = 2$ mm

On adopte 3 cadre de 10∅ ⟶ $A_t = 2.35\ cm^2$.

- **Calcul des espacements**

  - **En zone nodale**

$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\ \emptyset 1\right) = \min\left(\frac{90}{4} ; 12 \times 2\right) = \min(22.5 ; 24) = 22.5\ cm$

On prend : $S_t = 15$ cm

  - **En zone courante**

$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45\ cm$

On prend : $S_t = 15$ cm

On a :

$A_t \geq 0.003.S_t.b = 2.25\ cm^2$

$A_t = 2.35\ cm^2 \geq 2.25\ cm^2 \longrightarrow$ **condition vérifiée.**

- **Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est $Ls \geq 40\emptyset_1 = 40 \times 2 = 80$ cm

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures doit être effectué avec des crochets de 90°.

B. Vérifications pour la zone 2

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$A \geq A_{min} = 0.23bdf_{t28}/f_e$

$A_{min} = 0.23bdf_{t28}/f_e = 0.23 \times 50 \times 85 \times \frac{2.1}{400} = 5.13\ cm^2$

Des résultats des tableaux on remarque que :

$A_a = 6.15\ cm^2 \geq A_{min} = 5.13\ cm^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

$A_t = 6.15\ cm^2 \geq A_{min} = 5.13\ cm^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification de la condition de cisaillement**

$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4MPa\right\} = \{2.5\ MPa ; 4MPa\}$

$T_u = \frac{q_u.L}{2} = \frac{58.59 \times 4}{2} = 117.18\ KN$

$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{117.18 \times 10}{50 \times 60} = 0.391$

D'où : $\tau_u = 0.391\ MPa < \overline{\tau_u} = 2.5MPa \longrightarrow$ **condition vérifiée.**

- **Calcul des armatures transversales**

$\emptyset \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset_L max\right\} = \min\left\{\frac{90}{35} ; \frac{50}{10} ; 1.4\right\} = \min\{2.5 ; 5 ; 1.4\}$

On prend : $\emptyset = 1.4$ mm

On adopte 3 cadre de 10 $\emptyset \longrightarrow A_t = 2.35\ cm^2$.

- **Calcul des espacements**

  - **En zone nodale**

$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\ \emptyset 1\right) = \min\left(\frac{90}{4} ; 12 \times 1.4\right) = \min(22.5 ; 16.8) = 16.8\ cm$

On prend : $S_t = 15$ cm

  - **En zone courante**

$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45cm$

On prend : $S_t = 15$ cm

On a :

$A_t \geq 0.003.S_t.b = 2.25cm^2$

$A_t = 2.35\ cm^2 \geq 2.25\ cm^2$ ⟶ **condition vérifiée.**

- **Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est $Ls \geq 40\emptyset_1 = 40 \times 1.4 = 56$ cm

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures doit être effectué avec des crochets de 90°.

2) Vérification à l'ELS

A. Vérification pour la zone 1

✓ **Calcul des moments**

qs = 297.01 kN/ml

- **Moment isostatique :** $M_0 = q_s.\frac{l^2}{8}$

$M_{01} = 297.01 \times (3.5)^2 / 8 = 454.8$ KN.m

$M_{02} = 297.01 \times (4)^2 / 8 = 594.02$ KN.m

$M_{03} = 297.01 \times (4)^2 / 8 = 594.02$ KN.m

$M_{04} = 297.01 \times (3.5)^2 / 8 = 454.8$ KN.m

- **Moments sur appui**

$M_A = 0.3 \times M_{01} = 0.3 \times 454.8 = 136.44$ KN.m

$M_B = 0.5$ max $(M_{01}\ ;\ M_{02}) = 0.5$ max $(454.8\ ;\ 594.02) = 297.01$ KN.m

$M_C = 0.4$ max $(M_{02}\ ;\ M_{03}) = 0.4$ max $(594.02\ ;\ 594.02) = 237.608$ KN.m

$M_D = 0.5$ max $(M_{03}\ ;\ M_{04}) = 0.5$ max $(594.02\ ;\ 454.8) = 297.01$ KN.m

$M_A = 0.3 \times M_0 = 0.3 \times 454.8 = 136.44$ KN.m

- **Moments en travées**

$M_{t1} = M_{t4} = 0.66\ M_0 = 0.66 \times 297.01 = 300.1$KN.m

$M_{t2} = M_{t3} = 0.61\ M_0 = 0.61 \times 297.01 = 362.35$KN.m

✓ **Etat limite de compression**

Dans le béton On doit vérifiée :

$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta d A_t} \leq \overline{\sigma_b} = 348$ MPa

$\sigma_b = k\sigma_s \leq \overline{\sigma_b} = 15$ MPa

Avec :

$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d}$ ⟶ On tire du tableau β_1 et K_1

Exemple de calcul

- **Aux appuis**

$\rho_1 = \frac{100 \times 12.56}{50 \times 85} = 0.295$

Du tableau : $\begin{cases} \beta_1 = 0.915 \\ K_1 = 43.82 \end{cases}$

$\sigma_s = \frac{136.44 \times 10^3}{0.915 \times 85 \times 12.56} = 139.67$ MPa

$\sigma_b = k\sigma_s = \frac{1}{K_1}\sigma_s = 3.18$ MPa

Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants:

- **Aux appuis**

appuis	Ma (kN .m)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{bc}	σ_{adm}	condition
A	136.44	0.295	0.915	43.82	3.18	15	Vérifiée
B	297.01	0.401	0.902	36.02	6.85	15	Vérifiée
C	237.608	0.295	0.915	43.82	5.54	15	Vérifiée
D	297.01	0.401	0.902	36.02	6.85	15	Vérifiée
E	136.44	0.295	0.915	43.82	3.18	15	Vérifiée

Tableau VII.13 : Vérifications des contraintes aux appuis pour la zone 1

- **En travées**

travée	Mt (kN .m)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{bc}	σ_{adm}	condition
1	300.1	0.401	0.902	36.02	6.36	15	Vérifiée
2	362.35	0.401	0.902	36.02	7.68	15	Vérifiée
3	362.35	0.401	0.902	36.02	7.68	15	Vérifiée
4	300.1	0.401	0.902	36.02	6.36	15	Vérifiée

Tableau VII.14: Vérifications des contraintes en travée pour la zone 1

Dans l'acier

$\rho_1 = \frac{100 \times 17.08}{50 \times 85} = 0.401$

Du tableau : $\begin{cases} \beta_1 = 0.902 \\ K_1 = 36.02 \end{cases}$

$\sigma_s = \frac{362.35 \times 10^3}{0.902 \times 85 \times 17.08} = 276.70$ MPa

$\sigma_s = 276.70MPa \leq \overline{\sigma_b} = 348$ MPa ⟶ Condition vérifiée.

✓ **Vérification de la contrainte du sol**

$\sigma_{sr} = \frac{q(\frac{l}{4})}{B} = \frac{297.01}{1000} = 0.29$ MPa

$\sigma_{sr} = 0.29$ MPa $< \overline{\sigma_{sol}} = 0.3$ MPa ⟶ Condition vérifiée.

B. Vérification pour la zone 2

✓ **Calcul des moments**

qs = 59.92 kN/ml

- **Moment isostatique :** $M_0 = q_s.\frac{l^2}{8}$

$M_0 = 59.92 \times (4)^2 / 8 = 119.84$ KN.m

- **Moments sur appui**

$M_{A'} = 0.3 \times M_0 = 0.3 \times$ = 35.95kN.m

$M_{B'} = 0.3 \times M_0 = 0.3 \times$ = 35.95 kN.m

- **Moments en travées**

$M_{t1} = M_{t4} = 0.66\ M_0 = 0.66 \times 119.84 = 79.09$KN.m

✓ **Etat limite de compression**

Dans le béton On doit vérifiée :

$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta d A_t} \leq \overline{\sigma_b} = 348$ MPa

$\sigma_b = k\sigma_s \leq \overline{\sigma_b} = 15$ MPa

Avec :

$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d}$ ⟶ On tire du tableau β_1 et K_1

Exemple de calcul

- **Aux appuis**

$\rho_1 = \frac{100 \times 6.15}{50 \times 85} = 0.144$

Du tableau : $\begin{cases} \beta_1 = 0.938 \\ K_1 = 65.64 \end{cases}$

$\sigma_s = \frac{35.95 \times 10^3}{0.938 \times 85 \times 6.15} = 73.32$ MPa

$\sigma_b = k\sigma_s = \frac{1}{K_1}\sigma_s = 1.12$ MPa

Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants:

- **Aux appuis**

Appui	Ma (kN .m)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{bc}	σ_{adm}	condition
A'	35.95	0.144	0.938	65.64	1.12	15	CV
B'	35.95	0.144	0.938	6564	1.12	15	CV

Tableau VII.15 : Vérifications des contraintes aux appuis pour la zone 2

- **En travée**

travée	Mt (kN .m)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{bc}	σ_{adm}	condition
M0	79.09	0.144	0.938	65.64	2.45	15	CV

Tableau VII.16: Vérifications des contraintes en travée pour la zone 2

VII.10 Ferraillage de la longrine

- **Le rôle des longrines**

Les longrines servent à chaîner les semelles dans les deux sens, rigidifier et empêcher leur déplacement.

Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20kN$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site Considérée. (Site : S2; zone IIa).

- **Dimensionnement des longrines**

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art 10.1.1)** sont :

*(25 cm x 30 cm) : site de catégorie S_2 et S_3

*(30 cm x 30 cm) : site de catégorie S_4

On adoptera pour notre cas une section de **(30x40) cm²**.

- **Ferraillage des longrines**

1. Armatures longitudinales

La catégorie du site est : S2 ⟶ α = 15 (Articler 10.1.b RPA 2003)

N =1877.18 Kn

$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1877.84}{15} = 125.18$ Kn

$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{125.18 \times 10}{348} = 3.59 cm^2$

Le ferraillage minimum exigé par le RPA est de 0,6 % de la section totale.

$A_{min} = 0.6\%bh = 0.006 \times 30 \times 40 = 7.2 cm^2$

On adopte une section d'armature longitudinale de **A= 3HA20 = 9.42 cm²**

2. Armatures transversales

$\emptyset \leq \min\{{}^{h}/_{35} ; \emptyset l ; {}^{b}/_{10}\} = \min\{40/35 ; 2 ; 30/10\} = \min\{1.14 ; 2 ; 3\} = 1.14 cm$

On prend : $\emptyset = 8mm$ At = 4Ø8= 2.01cm²

3. Espacement des cadres

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$S_t \leq \min(20 ; 15\emptyset_l) = \min(20 ; 15x2)$

$S_t \leq \min(20 ; 30) = 20cm.$

On adoptera comme espacement des cadres S_t = 15cm.

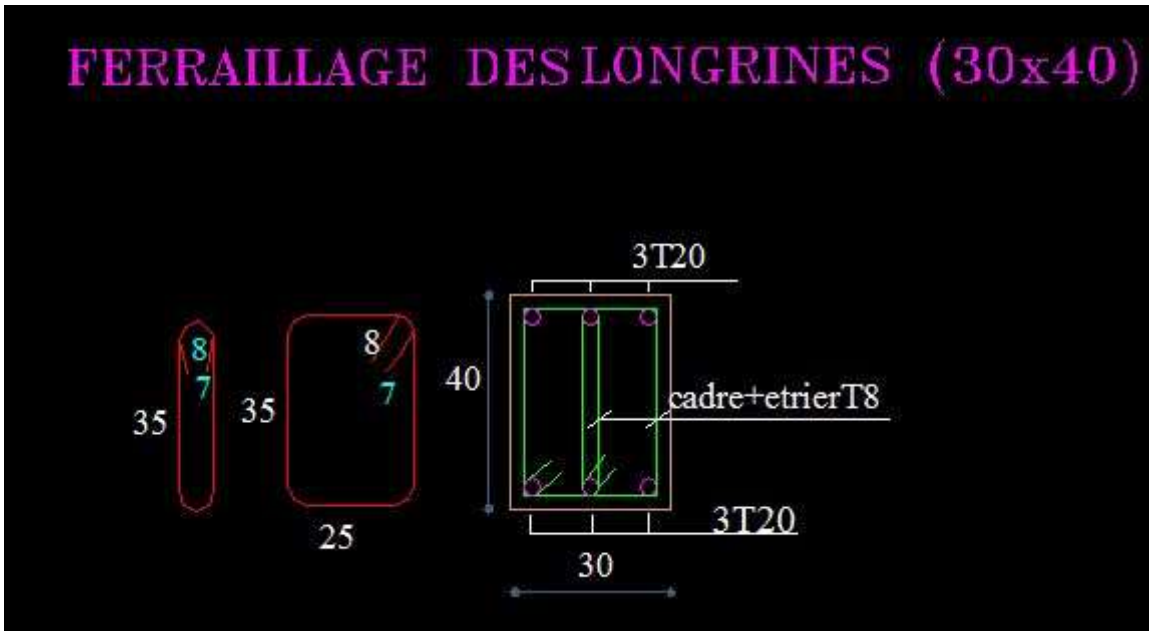


Figure VII.11 : Ferraillage de la longrine.

Conclusion

L’étude de ce projet nous a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste.
Parmi les conclusions aux quelles a abouti le présent travail :
Le séisme en tant que chargement dynamique reste l’un des plus importants et dangereux effets à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.

Une étude sismique est nécessaire pour le dimensionnement des différents éléments de la structure. En effet, les sollicitations apportées par un séisme sont souvent plus importantes que celles obtenues à partir d’une descente de charge statique, notamment pour les poteaux. Le dimensionnement sous combinaisons sismique engendre une consommation du béton et d’armature plus importante.

Cette étude nous a permes de comprendre certain phénomènes et comportements, une interprétation approchée pour le résultat d’analyse dynamique. Cela nous permet d’éviter une période fondamentale élevée en rigidifiant les éléments de contreventement et vu la forme de la structure, nous avions pu éviter le phénomène de torsion en effectuant une disposition des voiles la plus optimal possible.

Le ferraillage dans chaque élément avec ses efforts internes propres, nous amène à des sections d’armatures moins importantes que celle qui seront obtenues avec les efforts maximums. Ainsi l’aspect économique est pris en considération, toute en respectant les vérifications sécuritaires imposées par le règlement.

L’expérience de ce mémoire de fin d’étude, nous a permis de faire le parallèle entre le monde de la théorie et le monde de la pratique, voire mieux comprendre le lien qui les relie ainsi que le passage de l’un à l’autre comme il nous a appris à avoir l’esprit du travail en équipe, à avoir le sens de la responsabilité et de la recherche.

Bibliographie

Dans le cadre de l'élaboration de notre projet de fin d'étude, les documents suivants nous ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que nous avons rencontrées au cours de notre projet.

Règlements

- ✓ Règlements Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003 (DTR-BC2.48)
- ✓ Règles de conception et de calcul des structure en béton armé CBA 93 (DTR-BC 2.41).
- ✓ Charges permanente et charges d'exploitation DTR-BC2.2
- ✓ Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91 modifiée 99.

Cours

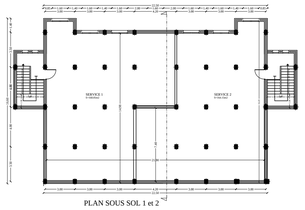
- ✓ Résistance des matériaux.
- ✓ Béton armé.
- ✓ Dynamique des structures.
- ✓ Cours de bâtiment

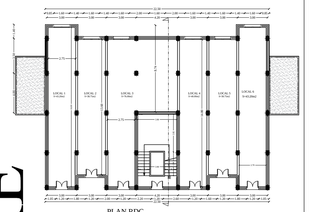
Logiciels et Programmes

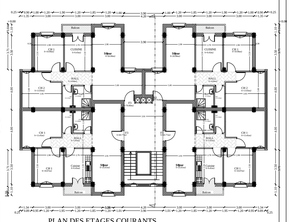
- ✓ Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.7.0
- ✓ Logiciel de ferraillage SOCOTEC
- ✓ EXCEL
- ✓ WORD
- ✓ POWERPOINT
- ✓ Paint
- ✓ Logiciel de dessin AUTO CAD 2010

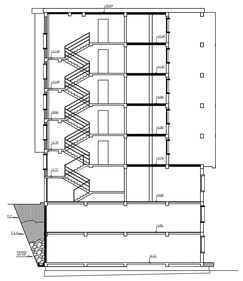
ETUDE D'UN BÂTIMENT (R+5 ÉTAGES+ 2SOUS-SOLS) À USAGE D'HABITATION, SERVICE ET COMMERCIAL À OSSATURE MIXTE CONTREVENTÉ PAR VOILES

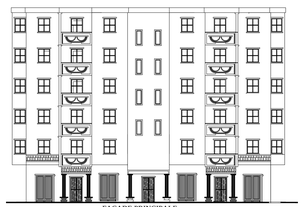
PLANS D'ARCHITECTURE


PLAN SOUS SOL 1 et 2

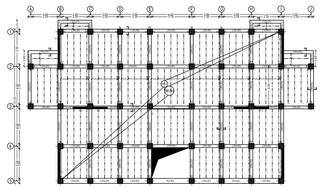

PLAN RDC

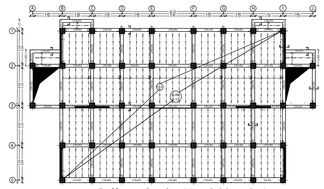

PLAN DES ETAGES COURANTS

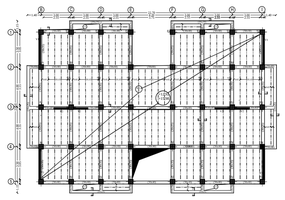

COUPE A-A

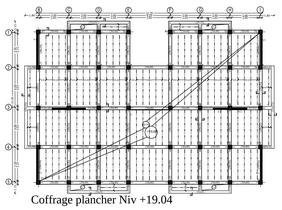

FACADE PRINCIPALE

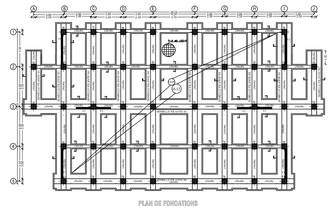
PLANS DE COFFRAGE

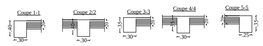

Coffrage plancher Niv:N0.00

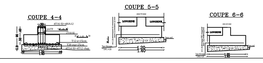

Coffrage plancher Niv:-3.06 et -6.12


Coffrage plancher Niv +12.92 et +15.98

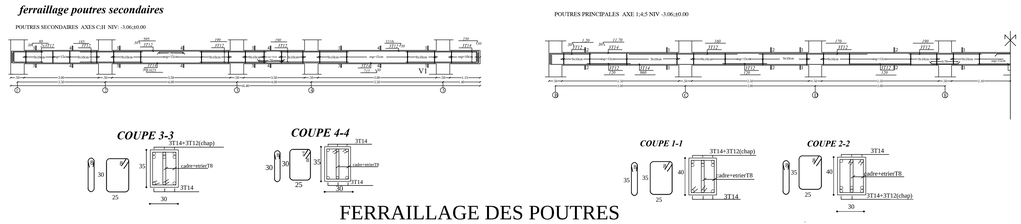

Coffrage plancher Niv +19.04



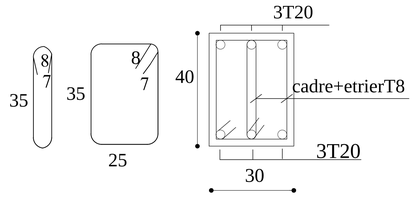




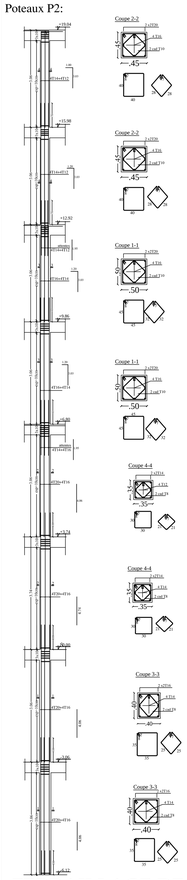
PLANS DE FERRAILLAGE



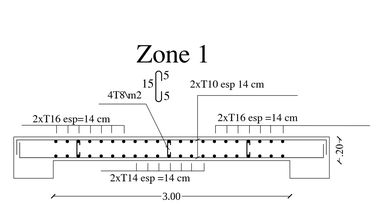
FERRAILLAGE DES POUTRES

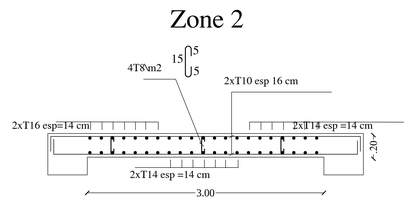


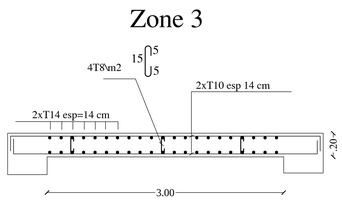
Poteaux P2:

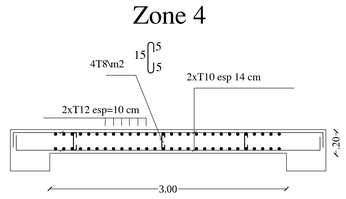


FERRAILLAGE DES POTEAUX



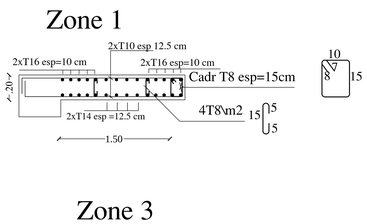


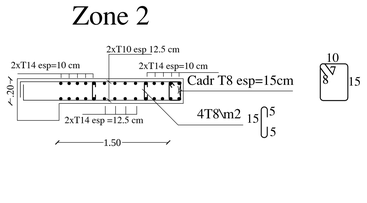




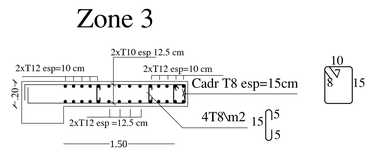
FERRAILLAGE DEL'ACROTERE

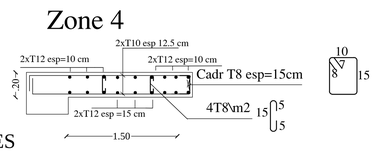
FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE





FERRAILLAGE DE L'ESCALIER





FERRAILLAGE DES VOILES

FERRAILLAGE DU BALCON