



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE 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 master en génie civil.

Option : construction civil et industriel.

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+6+Entre sol) à usage
d'habitation et Commercial contreventé par
Voiles porteurs avec interaction (Modélisation
avec ETABS)*

Etudié par:

AIT SAI Radoune

CHEBALLAH Yacine

CHIBA Gaya

Dirigé par :

Madame : LARABIS

Année 2020/2021

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, nous saisissons cette occasion pour exprimer nos vifs remerciements à toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Nous souhaitons tout d'abord remercier notre encadreur Mme LARABI.S , qui nous a encadrés avec patience durant la réalisation de ce travail de fin d'études. Leurs conseils, leurs encouragements et leurs disponibilités nous ont été bien utiles, notamment pour la rédaction de ce projet.

L'expression de notre haute reconnaissance pour l'équipe de la bibliothèque de génie civil qui n'a épargné aucun effort pour mettre à notre disposition la documentation et les explications nécessaires.

Nous exprimons également notre gratitude aux membres du jury, qui nous ont honorés en acceptant de juger ce travail.

Enfin nous tenons à remercier sincèrement l'ensemble du corps enseignant de l'université UMMTO- faculté de génie civil.

DEDICACE



*Toutes les lettres ne sauraient
trouver les mots qu'il faut...
Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude,
L'amour, le respect, la reconnaissance...
Aussi, c'est tout simplement que
Je dédie cette thèse ...*

À MES CHERS PARENTS

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consentis pour mon instruction et mon bien être.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.

Que ce travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, bien que je ne vous en acquitterai jamais assez.

Puisse Dieu, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne vous déçoive.

*A Mon CHER ET ADORABLES FRÈRE Azzedine
que j'adore, que j'aime profondément.*

En témoignage de mon affection fraternelle, de ma profonde tendresse et reconnaissance, je te souhaite une vie pleine de bonheur et de succès et que Dieu, le tout puissant, te protège et te garde.

*A LA MEMOIRE DE MON GRAND-PERE
ET MES DEUX GRANDE-MERES*

*J'aurais tant aimé que vous soyez présents.
Que Dieu ait vos âmes dans sa sainte miséricorde.*





ET À MES CHERS ONCLES, TANTES,
LEURS EPOUX ET ÉPOUSE
À MES CHERS COUSINS COUSINES
À MON GRAND PÈRE ET MA GRANDE MÈRE
Veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon
respect le plus profond et mon affection la plus sincère.

À mes chers cousins Youyou et Massi et Chafik
À mes meilleurs amis KADI Youcef et GANA Juba et leurs familles et tt
l'équipe ENZO PHONE

À Ma promotrice : Mme LARABIS
Pour la personne qui compte énormément pour moi : KATIA.A
À MES AMIS DE TOUJOURS :

Yacine ; Djimi ; Mouloud ; Gaya ; Lyes ; Hakim ; Samir ; Doucine ; Djamel
; fares ; malika ; kahina ; Lynda ; Amirouche ; Massi ; Nassim ; Moumouh
; Thileli ; Samira ; Ouzna ; Samir ; Djoudja ; Nacer ; Nordine ; Anis

En souvenir de notre sincère et profonde amitié et des moments agréables que
nous avons passés ensemble. Veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon
respect le plus profond et mon affection la plus sincère.

JE N'OUBLIE PAS DE REMERCIER VIVEMENT : LARBAOUI
SALIM ; KENZA AMIROUCHE ; THANINA AIT AMRANE ET
FATEH MESSAHIEL

je ne les remercierai jamais assez pour leurs soutiens, leurs
conseils judicieux et leurs aide précieuse, merci infiniment.

À TOUTES LES PERSONNES QUI ONT PARTICIPÉ
À L'ÉLABORATION DE CE TRAVAIL, À TOUS CEUX
QUE J'AI OMIS DE CITER, ET TOUTE LA
PROMOTION 2021 GÉNIE CIVIL M2-CCI.



RADOUANE



DEDICACE

*Malgré les obstacles qui s'opposent, des difficultés
qui s'interposent, les études sont avant tout notre
unique et seul atout.*

*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 ma très chère maman qui m'a soutenu et encouragé durant ces années d'études.
Qu'elle trouve ici le témoignage de ma profonde reconnaissance.*

*À mon très cher papa tu as toujours été pour moi un exemple du père respectueux
et honnête, je tiens à honorer l'homme que tu es.*

*Grâce à toi papa j'ai appris le sens du travail et de la responsabilité. Je voudrais
te remercier pour ton amour, ta générosité et ta compréhension.*

*Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour l'estime et le respect
que j'ai toujours eu pour toi.*

Que vous soyez fière de moi.





À mon agréable et très cher frère Nabil.

À mes sœurs ; Souad, Lila, Karima, Celina et Lisa.

À toute ma famille.

*Je vous dédie ce travail en reconnaissance de l'amour que vous
m'offrez quotidiennement et votre bonté exceptionnelle.*

Que Dieu le Tout Puissant vous garde et vous procure santé et bonheur.

À mes camarades de travail ; Ait Sai Radouane et Chiba Gaya.

À mes chers ami(e)s,

Pour leurs soutiens moraux et leurs présences au quotidien à mes côtés,

En souvenir de notre sincère et profonde amitié

Et des moments agréables que nous avons passés ensemble.

À ma promotrice : Mme LARABIS

À toute la promotion 2020 /2021

*À toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la Réalisation de ce
travail.*

Veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect

le plus profond et mon affection la plus sincère.

YACINE



DEDICACE

*Toutes les lettres ne sauraient
trouver les mots qu'il faut...
Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude,
L'amour, le respect, la reconnaissance...
Aussi, c'est tout simplement que
Je dédie cette thèse ...*

À MES CHERS PARENTS

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consentis pour mon instruction et mon bien être.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.

Que ce travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, bien que je ne vous en acquitterai jamais assez.

Puisse Dieu, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne vous déçoive.

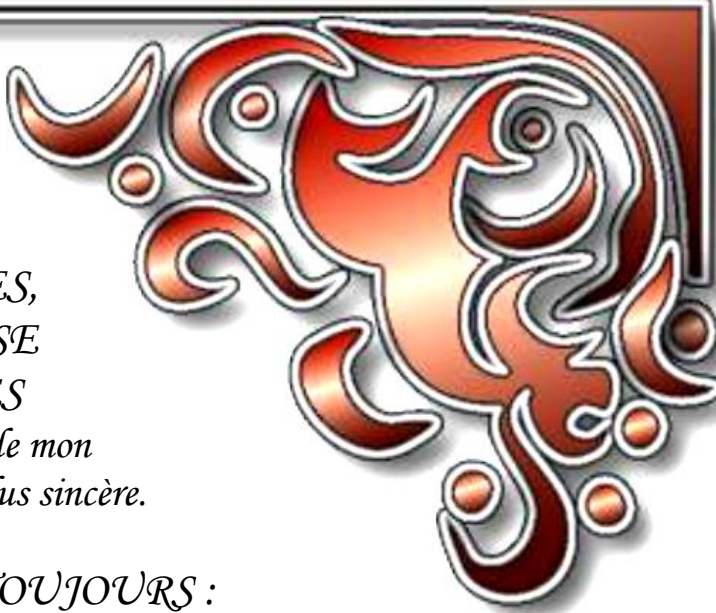
*A MES CHERS ET ADORABLES FRÈRES REDOUANE ET
MOAHMED ,A MES CHÈRE ET ADORABLE SŒUR LAMIA
SIHAM ET FETTA .*

que j'adore, que j'aime profondément.

En témoignage de mon affection fraternelle, de ma profonde tendresse et reconnaissance, je vous souhaite une vie pleine de bonheur et de succès et que Dieu, le tout puissant, vous protège et vous garde.

*A LA MEMOIRE DE MES GRAND-PÈRE
ET MES GRANDE-MÈRES*

*J'aurais tant aimé que vous soyez présents.
Que Dieu ait vos âmes dans sa sainte miséricorde.*



*ET À MES CHERS ONCLES, TANTES,
LEURS EPOUX ET ÉPOUSE
À MES CHERS COUSINS COUSINES
Veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon
respect le plus profond et mon affection la plus sincère.*

*À MES AMIS DE TOUJOURS :
REDOUANE AIT SAI ; MOULOUD ABBAS ; YACINE
CHEBALLAH ; HAKIM ADJA ; LYÈS MEKAOUI , SAMIR
BENDOU . FARES AMAROUCHE . DJAMAL
AMIAR . HOUCINE BOUARABA . CHAFIK AOUIDAD . SAID
BOURAIENNE . MAISSA LYDIA AMINA LYNDA KAHINA
TYTA . AMAR , RACHID . SOFIANE . CHAKIB . MAYAS SALIM*

*En souvenir de notre sincère et profonde amitié et des moments agréables que
nous avons passés ensemble. Veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon
respect le plus profond et mon affection la plus sincère.*

*JE N'OUBLIE PAS DE REMERCIER VIVEMENT : LARBAOUI
SALIM ET MON FRÈRE DE TOUJOUR REDOUANE AIT SAI.
je ne les remercierai jamais assez pour leurs soutiens, leurs
conseils judicieux et leurs aide précieuse, merci infiniment.*

*À TOUTES LES PERSONNES QUI ONT PARTICIPÉ
À L'ÉLABORATION DE CE TRAVAIL, À TOUS CEUX
QUE J'AI OMIS DE CITER, ET TOUTE LA
PROMOTION 2021 GÉNIE CIVIL M2-CCI.*

GAYA



DEDICACE

Sommaire

❖ Introduction générale

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage.....	01-12
Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments.....	13-33
Chapitre III: Calcul des éléments secondaires.....	34-94
III.1. Acrotère.....	34
III.2. Escalier.....	42
III.3. Plancher	55
III.4. Poutre palière.....	76
III.5. Poutre de chainage	88
III.6. Balcon	84
Chapitre IV : Modélisation de la structure	96-114
Chapitre V : Vérification aux exigences du RPA.....	115-122
Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux.....	123-142
VI.1 : Ferrailage des poteaux	123
VI.2. Ferrailage des poutres	132
VI.3. Ferrailage des voiles.....	137
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	143-177
Chapitre VIII : Mur plaque.....	178-184

❖ Conclusion-Générale

❖ Bibliographie

Fig I-1 : Plancher en corps creux	3
Fig I-2 : Plancher en dalle pleine	3
Fig I-3 : Schéma descriptif d'un escalier.....	4
Fig I-4 : Diagramme contrainte- déformation du béton a l'ELU	8
Fig I-5 : Diagramme contrainte déformation du béton a l'ELS	9
Fig I-6 : Diagramme contrainte déformation de l'acier l'ELS.....	10
Fig II-1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	14
Fig II-2 : Les dimensions des poutres principales et secondaires	17
Fig II-3 : Coupe verticale d'un plancher terrasse inaccessible	19
Fig II-4 : Plancher étages courants	20
Fig II-5 : Plancher dalle pleine.....	20
Fig II-6: Cloison.....	21
Fig II-7 : Coupe verticale d'un mur extérieur	21
Fig II-8: Cloison intérieur.....	22
Fig II-9 : Coupe verticale de l'acrotère	23
FigII-10: Représentation des éléments considérés dans la descente de charge	24
FigII-11 : Coupe verticale d'un voile.....	31
Fig II-12 : Les différents types des voile.....	31
Fig III-1-1 : Coupe transversale de l'acrotère.	34
Fig III-1-2 : Schéma statique de l'acrotère	34
Fig III-1-3 : Diagramme des efforts internes	35
Fig III-1-4 : Schéma de calcul de l'acrotère.....	36

Fig III-2-1 : Escalier à deux volées parallèles avec palier intermédiaire.....	42
Fig III.2-2 : Vue en plan d'escalier.....	42
Fig III.2-3 : Schéma statique (ELU).....	43
Fig III.2-4 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant réels et corrigés à l'ELU.....	45
Fig III-2-5 : Schéma statique (ELS).....	50
Fig III-2-6 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant réels et corrigés à l'ELS.....	51
Fig III-3-1 : Dimensions de la poutrelle.....	57
Fig III-3-2 : Coupe transversale de la poutrelle.....	60
Fig III-3-3 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.....	68
Fig III-3-4 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU	68
Fig III-3-5 : Coupe transversale de la poutrelle	69
Fig III-3-6 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.....	71
Fig III-3-7 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS	71
Fig III-5-1 : Diagramme des efforts internes à L'ELU.....	78
Fig. III-5-2 : Diagramme des efforts internes à L'ELS.....	82
Fig III-6-1 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.....	89
Fig III-6-2 : Diagramme des efforts internes à L'ELS.....	93
Fig IV-1 : Disposition des poutres et poteaux	103
Fig IV-2 : Disposition des voiles	104
Fig IV-3 : Balcon, Plancher à corps creux, palier	105
Fig IV-4 : Modèle finale de notre structure	114

Figure V-1 : Model étudié avec logiciel ETABS.....	115
---	------------

Fig VII-1 : Shéma de la semelle isolée	144
Fig VII-2 : Diagramme des contraintes du sol.....	154
Fig VII-3 : Schéma statique du débord	163
Fig VII-4 : Présentation des charges simplifiées	165
Fig VII-5 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).	168
Fig VII-6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	168
Fig VII-7 : Schéma statique de l'effort tranchant ELU (sens longitudinal).	169
Fig VII-8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	169
FigVII-9: Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).	170
Fig VII-10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.	170
Fig VII-11 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).	171
Fig VII-12: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	171
Fig VII-13 : Schéma statique des efforts tranchants (sens transversal).....	172
Fig VII-14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	172
Fig VII-15 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).....	173
Fig VII-16 : Diagramme moments fléchissant à l'ELS.....	173

Fig VIII-1 : Schéma statique du Mur plaque.....	178
Fig VIII-2 : Diagramme des contraintes à L'ELU.....	180
Fig VIII-3 : Diagramme des contraintes à L'ELS.....	180

Tableau II-1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.....	17
Tableau II-2 : Pré dimensionnement des poteaux.....	18
Tableau II-3 : Charge permanente de la terrasse accessible.....	19
Tableau II-4 : Charge permanente de l'étage courant	20
Tableau II-5 : Charge permanente d'une dalle pleine.....	21
Tableau II-6 : Charge permanente d'un mur extérieure	22
Tableau II-7 : Charge permanente (G) murs intérieur	22
Tableau II-8 : Charges d'exploitation	23
Tableau II-9 :Tableau récapitulatif de la descente de charge	27
Tableau II-10 : Vérifications des poteaux au flambement	30
Tableau II-11 : Récapitulatif des sections des poteaux.....	30
Tableau II-12 : Détermination de l'épaisseur des voiles pour chaque étage.....	32
Tableau III-3-1 : Les moments et les efforts tranchants à L'ELU.....	61
Tableau III-3-2 : Les moments et les efforts tranchants à L'ELS.....	70
Tableau IV-1 : Facteur de qualité Q.....	106
Tableau V.1. : Résultats d'analyse dynamique.....	116
Tableau V-2 Vérification de la force sismique à la base.	118
Tableau V-3 : Vérification de l'excentricité.....	119
Tableau V-4 : Vérification de déplacements inter-étages suivant E_x	120
Tableau V-5 : Vérification de déplacements inter-étages suivant E_y	120
Tableau V-6 : Vérification L'effet P-Delta suivant E_x	121
Tableau V-7 : Vérification L'effet P-Delta suivant E_y	121
Tableau VI-1-1 : Les recommandations du RPA.	124
Tableau VI-1-2 : Résultats de ferrailage des poteaux à ELU.....	128
Tableau VI-1-3 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.	129

Tableau VI-4 : Détermination de la zone nodale.....	130
Tableau V-1-5 : Vérification des contraintes tangentielles.....	130
Tableau V-1-6 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	131
Tableau VI-2-1 : Les recommandations du RPA.	133
Tableau VI-2-2 : Résultats de ferrailage des poutres à ELU.	134
Tableau VI-2-3 : Vérification des contraintes à l'ELS	145
Tableau VII-1: résultats des surfaces revenant aux voiles	145
Tableau VII-2: résultats des surfaces revenant aux voiles	146
Tableau VII-3: résultats des efforts revenant aux poteaux	147
Tableau VII-4 : Ferrailage du radier	160
Tableau VII-5 : vérification des contraintes dans le béton.....	162
Tableau VII-6: Détermination des charges à L'ELU à L'ELS suivant sens X-X	166
Tableau VII-7: Détermination des charges à L'ELU à L'ELS suivant sens Y-Y.....	167
Tableau VII-8 : Les efforts internes dans les nervures.....	174
Tableau VII-9 : Ferrailage des nervures à L'ELU	175
Tableau VII-10 : Vérification à L'ELS.....	177
Tableau VIII-1: Ferrailage du voile périphérique.....	182
Tableau VIII-2 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	184

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE



Introduction générale

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction qui permettent d'améliorer le comportement des structures et assurer une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des dégâts naturels tel que les séismes.

Comme l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Le dernier séisme dévastateur du 21 mai 2003, qui a touché les régions de centre du pays (Boumerdes, Alger et Tizi-Ouzou) est un grand exemple très probant d'énormes pertes tant humaines que matérielles. Les expertises effectuées suite au séisme 2003 ont révélé que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser.

Dans notre pays, on utilise le RPA99 révisé en 2003 comme règlement parasismique. Toute étude de projet d'un bâtiment doit respecter trois buts :

- Un maximum de sécurité (le plus important) : consiste d'assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Esthétique.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (Poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Pour une meilleure démarche d'un projet il doit être planifié, quel que soit son importance ou sa complexité. Il s'agit de définir les travaux à réaliser, de fixer des objectifs, de coordonner diverse actions, de maîtriser les moyens requis, de minimiser les risques rencontrés, enfin de mettre en place une stratégie de management, notamment en suivant les activités en cours et en rendant compte de l'état d'avancement du projet. Il est en effet primordial de prévoir et de suivre de manière réaliste les délais, les ressources et les coûts de conception et de fabrication du produit envisagé

Introduction:

Ce premier chapitre consiste à présenter globalement l'ouvrage avec les différentes caractéristiques mécaniques des différents matériaux utilisés.

I.1. Description de l'ouvrage :

L'ouvrage qui nous a été confié consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment (**Rez de chaussée + 6 étage + entre sol**) à usage d'habitation. Cet ouvrage est implanté à **Tizi-Ouzou**. La zone d'implantation de notre ouvrage est considéré de sismicité moyenne (**zone IIa**) et l'ouvrage est d'importance moyenne (**groupe d'usage 2**) selon le (**RPA99 modifié en 2003**), et selon le rapport du sol, il sera fondé sur un sol ferme« S2 » d'une contrainte admissible $\sigma_{sol}=2\text{bars}$.

Ce bâtiment comporte :

- Un rez de chaussée
- 6 étages à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.
- Terrasse inaccessible

I.2. Caractéristiques géométriques :

Notre bâtiment a pour dimensions :

En plan :

- ❖ Longueur totale du bâtiment L=25.6m
- ❖ Largeur totale du bâtiment L=14.60m

En élévation :

- ❖ La hauteur totale du bâtiment $H_{(totale)}=25.5\text{m}$
- ❖ La hauteur du RDC et d'étage courant $H_{RDC}=3.06\text{m}$
- ❖ La hauteur d'entre sol $H_C=4.08\text{m}$
- ❖ La hauteur d'acrotère $H_A=0,60\text{m}$
- ❖ La hauteur totale y compris l'acrotère..... $H_{(totale)}=26.1\text{m}$

Règlements et normes utilisées :

Les règlements utilisés pour le calcul sont :

- **BAEL91 modifiées 99** (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- **RPA99 modifié2003** (Règles parasismiques algériennes).
- **DTR-BC-22** (Charges et surcharges).
- **CBA93** (conception et calcul des structures en béton armé)

I.3.Les éléments de l'ouvrage :

I.3.1. L'infrastructure :

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 des fondations dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, il passe par un compromis entre la technique et l'économie, il faut rechercher la sécurité nécessaire pour un cout minimum.

I.3.2. La superstructure :

a. L'ossature :

Le bâtiment est constitué par des portiques en béton armé et des voiles (structure mixte), d'après le (RPA 99 version 2003) pour toute structure dépassent une hauteur de 14mètre en zone IIa, son contreventement est assuré par deux types :

Contreventement par portique : C'est une ossature constituée de poteaux et poutres qui doivent être disposés d'une façon à :

- Reprendre les charges et surcharges verticales et une partie des surcharges horizontales.
- Transmettre directement les efforts aux fondations.

Contreventement par voiles : Composé des éléments verticaux « voiles » en béton armé, disposés dans les deux sens transversal et longitudinal, ils assurent :

- D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse).
 - Et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).
 - Ainsi ils minimisent les effets de torsion.
- b. **Le plancher** : sont des éléments horizontaux délimitant les étages. Ils assurent deux fonctions principales :
- Fonction de résistance mécanique : ils supportent et transmettent les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.
 - Fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Pour ce projet on a opté pour deux types de plancher :

- **Planchers à corps creux** : Ce type de plancher est constitué de poutrelles en béton armé espacées de 65cm, de corps creux en béton expansé (hourdis) et une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé. Tous les planchers de notre bâtiment sont réalisés en corps creux.
- **Plancher en dalle pleine** : constitué en béton armé posé directement sur les poteaux, dans notre projet elles sont prévues pour les balcons et dans les paliers de repos des escaliers.

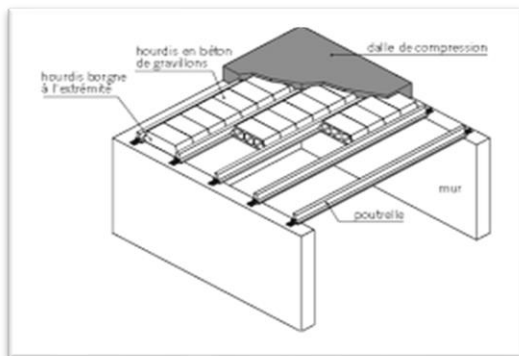


Fig I-1 : plancher en corps creux

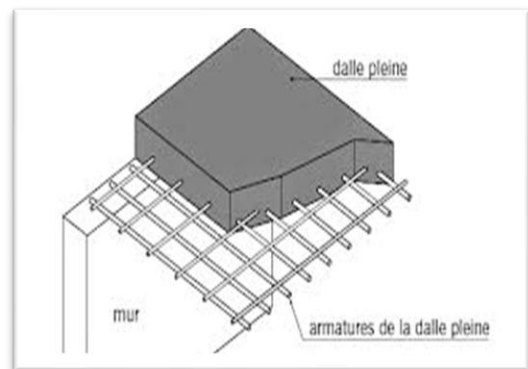


Fig I-2 : plancher en dalle pleine

a. **Les escaliers** : C'est un élément en béton armé qui permet de se déplacer à pieds d'un niveau à un autre dans un bâtiment. Notre structure est munie d'une cage d'escalier desservant la totalité des niveaux. Ceux-ci seront réalisés en béton armé et coulé sur place.

Notre bâtiment est composé de deux types d'escaliers :

- Pour le RDC on a un escalier de deux volées non identique et un palier de repos intermédiaire.

- Pour les étages courants on a un escalier de deux volées identique et un palier de repos intermédiaire.

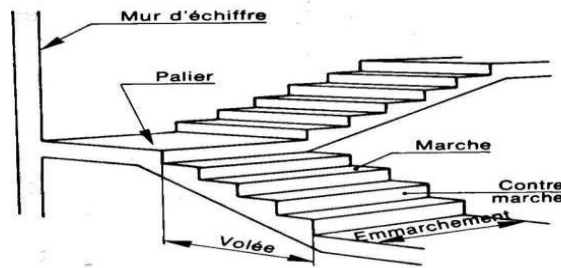


Fig I-3 : schéma descriptif d'un escalier

b. Maçonnerie :

Il y a deux types de murs dans la structure :

- **Murs extérieurs** : Ils seront réalisés en double cloisons de briques creuses dont l'épaisseur du mur est égale à 25 cm.
- Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- **Murs intérieurs** : Ils seront réalisés en simples cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

c. Revêtements :

Les revêtements utilisés sont :

- Mortier de ciment d'une épaisseur de 1,5cm pour les murs de façades.
- En plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- En céramique pour les murs des salles d'eaux et cuisine.
- En carrelage pour les planchers et les escaliers avec plinthe de recouvrement.

- d. **Acrotère** : C'est un élément en béton armé coulé sur place, il joue un rôle de sécurité et de garde-corps.

e. **Le système de coffrage** : Nous avons opté pour un coffrage en bois pour les portiques (poutres- poteaux) et les voiles.

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

I.4.Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Dans notre ouvrage, nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent répondre aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 version 2003) ainsi que les règles du Béton Armé aux États Limites (BAEL 91 modifié 99).

I.4.1 Le béton :

Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles **BAEL 91** et le **RPA99 version 2003**.

Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à **350 Kg/m³** de ciment portland artificiel **325 (CPA 325)**.

A titre indicatif le dosage courant par 1m³ est comme suit :

- Granulats (sable 0/5, gravier 5/25)
- Gravions : 800 L
- Sable : 400 L
- Ciment : 300 à 400 kg/m³
- Eau de gâchage : 150 à 200 L

Dans la pratique, on doit s'approcher du rapport eau/ciment = 0,5.

1. Résistance caractéristique du béton :

a. Résistance caractéristique à la compression :

Le béton présente une bonne résistance à la compression. Les résistances obtenues dépendent de sa composition. En général, les essais de compression axiale sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, de formes cylindriques de hauteur 32 cm et de diamètre 16cm (Aire de 200 cm²) (**A.2.1, 11/BAEL modifié 99**)

Le béton est défini par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression, à l'âge de 28 jours dite (f_{c28}).

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous :

- $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$ en MPa ; pour $f_{c28} \leq 40$ MPa
- $f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28}$ en MPa ; pour $f_{c28} \geq 40$ MPa

Pour $j > 28$ jours f_{cj} est conventionnellement prise égale à f_{c28} lorsqu'il s'agit de vérifier la résistance des sections.

f_{cj} : La résistance de béton a la compression à (**j**) jours.

J : Nombre de jours.

f_{c28} : La résistance de béton a la compression à 28 jours.

Pour l'étude de ce projet, nous adoptons une valeur de $f_{c28} = 25$ MPa.

b. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton (**j**) jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad (\text{A.2.1, 12 / BAEL 91 modifié 99})$$

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60$ MPa

Dans notre cas : $f_{c28} = 25$ MPa $\rightarrow$ $f_{t28} = 2,1$ MPa

Note : f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa ou bien N /mm².

2. Module de déformation longitudinal du béton :

Selon la durée des sollicitations, on distingue deux types de modules :

a. Module de déformation longitudinale instantané du béton :

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module de déformation donné comme suit:

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ en MPa (Art.2.1,21/ BAEL91 modifié99)}$$

Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$ $\rightarrow E_{ij} = 32164.2\text{MPa}$

b. Module de déformation longitudinale différé du béton :

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et retrait).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ En MPa (Art A.2.1, 22 /BAEL 91 modifié99)}$$

Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$ $\rightarrow E_v=10819 \text{ MPa}$

c. Module de déformation transversale du béton (G):

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\vartheta)} \text{ [MPa]}$$

E : Module de Young.

ϑ : Coefficient de Poisson.

d. Contraintes limites du béton :

Les états limites : On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée.

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

C'est la valeur max de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un des Etats suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non-renversement).
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non-rupture).
- Etat limite ultime de stabilité de forme (non-flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée par La formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} \text{ en MPa (Art A.4 .3, 41/ BAEL 91 modifié99)}$$

γ_b : coefficient de sécurité

- $\gamma_b = 1.5$ → situation courante
- $\gamma_b = 1.15$ → situation accidentelle

θ : Coefficient de durée d'application des actions considérées.

- $\theta = 1$ → si la durée d'application est $t > 24$ h.
- $\theta = 0,9$ → si la durée d'application est entre $1\text{ h} \leq t \leq 24$ h.
- $\theta = 0.85$ → si la durée d'application est $t \leq 24$ h.

Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$, on aura $f_{bu} = 14.2$ MPa.

Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 0.58$, on aura $f_{bu} = 21.74$ MPa.

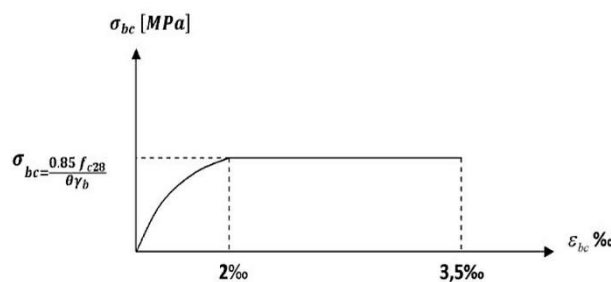


Fig I-4 : Diagramme contrainte- déformation du béton a l'ELU

t : durée probable d'application de la combinaison d'action considéré.

Le diagramme est composé :

- D'une partie parabolique : la déformation relative est limitée à 2‰ (état élastique).
- D'une partie rectangle (état plastique).

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

L'état limite de service est l'état à la durabilité des constructions ne sont plus satisfaites. On distingue :

- Etat limite de déformation du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive).
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule :

$$\sigma_{bc} = 0.60 f_{c28} \quad (\text{Art 4.5, 2/ BAEL 91 modifié99})$$

D'où : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte illustrée par la figure suivante :

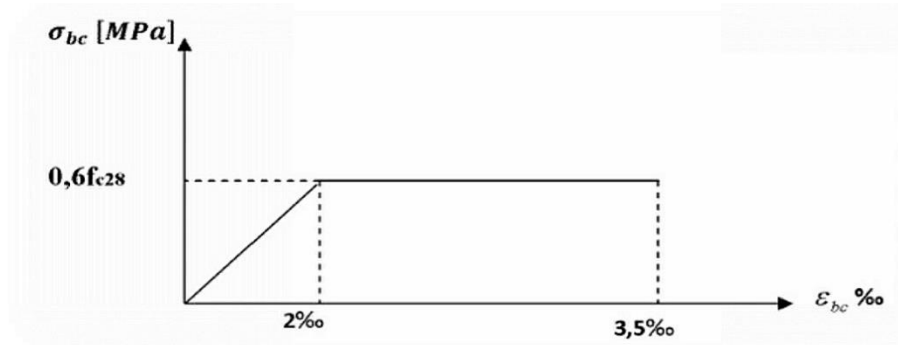


Fig I-5 : diagramme contrainte déformation du béton a l'ELS

e. Contrainte limite de cisaillement :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad (\text{Art A.5.1, 1/ BAEL 91 modifié99})$$

V_u : Effort tranchant dans la section étudiée (L'ELU).

b : La largeur de la section cisailée.

d : La hauteur utile ($d=h-c$).

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas de fissurations peu nuisibles : $\tau_u = \min \{0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa}\}$.
- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_u = \min \{0.15f_{c28} / \gamma_b ; 4\text{MPa}\}$.

f. Coefficient de poisson :

Le coefficient de Poisson ν est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale

$$\nu = \frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}} = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} \quad (\text{Art A.2.1.3 /BAEL91 modifié99})$$

- $\eta = 0$ pour des sollicitations à ELU
- $\eta = 0,2$ pour le calcul des déformations à ELS

I.4.2. Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression, la solution du problème de non résistance du béton à la traction est d'intégrer dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

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

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

a. Module de déformation longitudinale :

Sa valeur est constante, quel que soit la nuance de l'acier

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1,1/BAEL91 modifié 99})$$

b. Diagramme contrainte déformation :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte déformation illustrée par la figure ci-dessous :

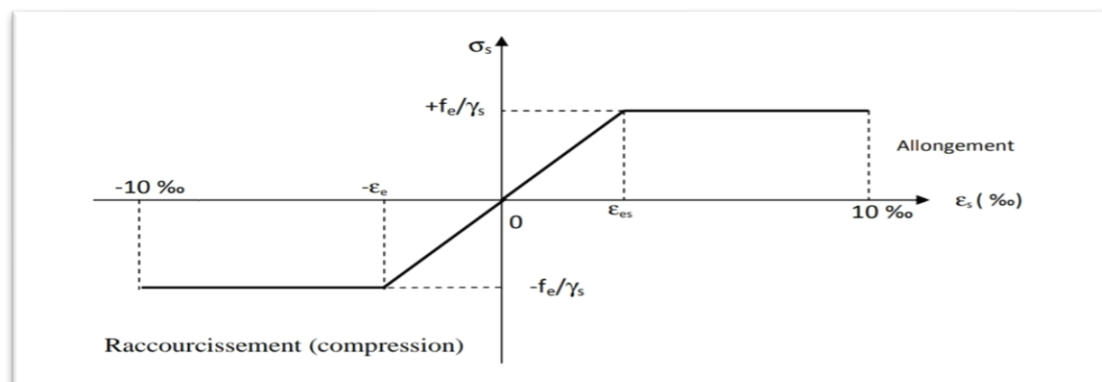


Fig I-6 : Diagramme contrainte déformation de l'acier à l'ELU

c. Contraintes limites :

➤ **Contrainte limite ultime :**

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

f_e : Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

γ_s : coefficient de sécurité tel que :

- $\gamma_s = 1.15 \rightarrow$ situation courante **(Art A.4.3, 2 /BAEL91 modifié 99)**
- $\gamma_s = 1 \rightarrow$ situation accidentelle

$\sigma_{st} = 348$ MPa pour les HA

➤ **Contrainte limite de service :**

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

Fissurations peu nuisibles : dans ce cas l'élément se trouve dans les locaux couverts, il n'est soumis à aucune condensation. Il n'est pas nécessaire de limiter les contraintes dans les aciers.

(Art A.4.5.32/BAEL91 modifié99)

- Fissurations préjudiciables : lorsque les éléments en cause sont soumis à des condensations et exposés aux intempéries, la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale à :

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} \quad \textbf{(Art A.4.5, 33/BAEL91 modifié99)}$$

- Fissurations très préjudiciables : La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif (eau de mer) ou doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, on note :

$$\sigma_{st} = 0.8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} \quad \textbf{(Art. A.4.5, 34 /BAEL91 modifié99)}$$

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1.6$ pour les HA de diamètre ≥ 6 mm

$\eta = 1.3$ pour les HA de diamètre < 6 mm

d. Protection des armatures : (Art. A.7.2, 4 /BAEL91 modifié99)

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Cette épaisseur d'enrobage dépend des conditions d'exposition de l'ouvrage. On adoptera les prescriptions suivantes :

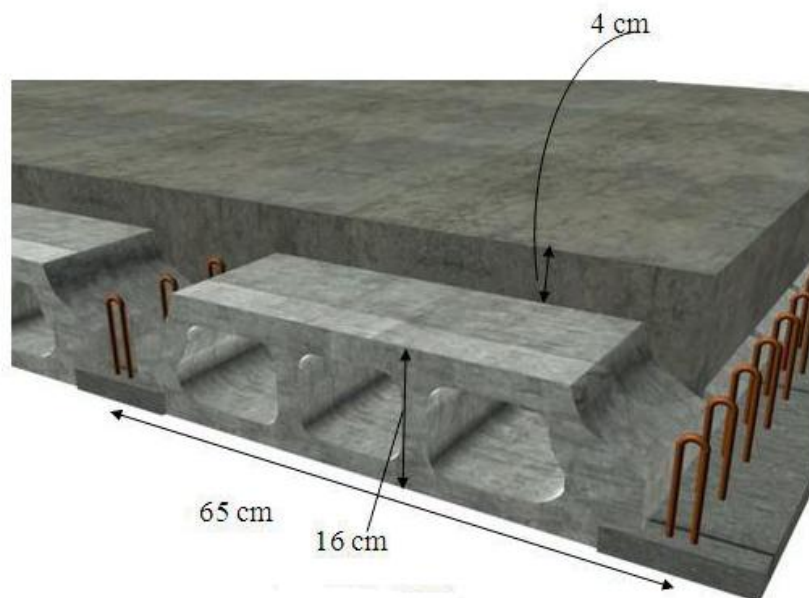
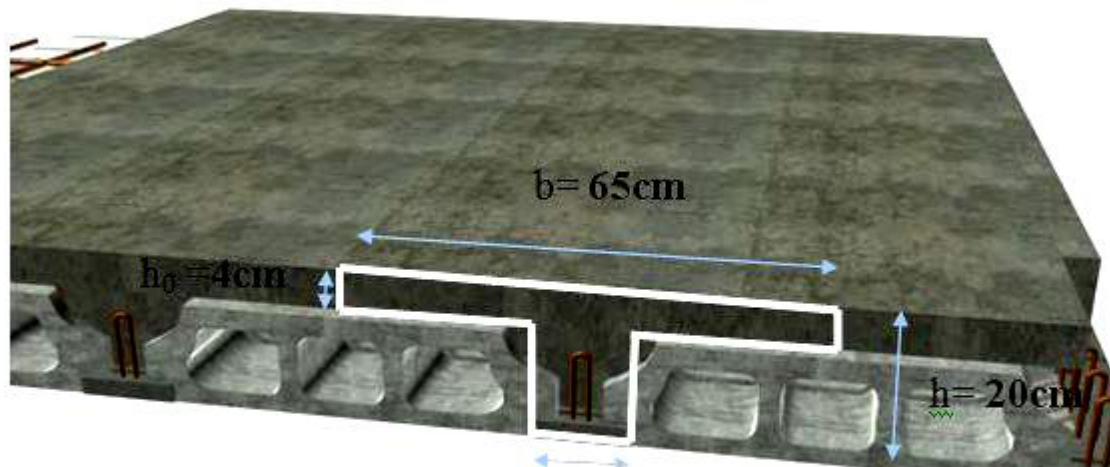
- $c \geq 5$ cm, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $c \geq 3$ cm, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $c \geq 1$ cm, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos. Dans notre structure, on prend un enrobage $c=2$ cm.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons défini tous les éléments constituant notre ouvrage et les caractéristiques mécaniques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction en respectant les règles du « **BAEL91 modifié99** » et le règlement parasismique algérien « **RPA99** ».

CHAPITRE II:

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS



Introduction :

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux et avant d'entamer tout calcul des éléments, il faut passer par le dimensionnement des planchers, des poutres (principales et secondaires), des poteaux, et enfin des voiles; afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage et des personnes pendant et après la réalisation. Pour cela, on prend comme référence des prescriptions réglementaires données par le **RPA 99 version 2003** le **BAEL 91 modifié 99** ainsi que le **DTR-B.C.2.2** (charges permanentes et charges d'exploitation).

II.1. Pré dimensionnement des éléments :**II.1.1. Les planchers :****a. Plancher à corps creux :**

Ils seront constitués de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée par un treillis soudé, reposant sur des poutrelles en béton armée placées suivant la petite portée pour réduire la flèche.

Les planchers assurent la transmission des charges aux différents éléments, et constituent une séparation entre les différents niveaux.

La hauteur du plancher est calculée par la formule suivante :

$$\frac{h_t}{L_{\max}} \geq \frac{1}{22.5} \quad \rightarrow \quad h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{Art B 6.8, 423/BAEL91 modifié 99})$$

Avec:

- **L_{max}** : la portée libre maximale de la plus grande travée, dans le sens des poutrelles.
- **h_t** : hauteur totale du plancher à corps creux est donnée par la relation suivante :

$$h_t = e_p + e_c$$

Avec :

e_p : Épaisseur du corps creux.

e_c: Épaisseur de la dalle de compression.

Remarque :

En premier temps, nous prendrons une section minimale de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$ exigée par le **RPA 99(A7.4.1)** qui correspond à celle d'un poteau en zone IIa.

Dans notre cas : $L_{\max} = 440 - 25 = 415 \text{ cm}$

Donc : $h_t = 415 / 22.5 = 18.44 \text{ cm}$.

On opte pour un plancher **(16+4) cm** soit :

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

Il sera valable pour tous les planchers.

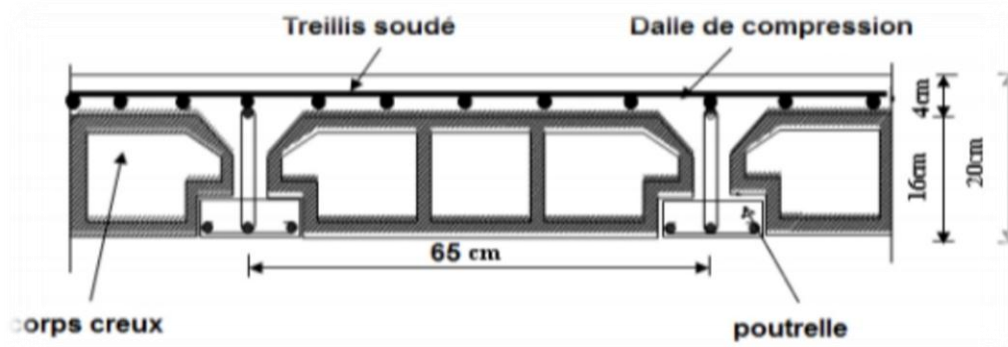


Fig II-1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

b. Les dalles pleines :

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation suivantes et des conditions d'appui.

1. Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule : $e \geq \frac{L_0}{10}$

L_0 : portée libre.

e : épaisseur de la dalle.

Dans notre cas : $L_0 = 1.20 \text{ m}$ $e_0 \geq \frac{1.20}{10} = 0.120 \text{ m} = 12 \text{ cm}$

On adoptera une épaisseur $e_1=15\text{cm}$

2. Résistance au feu :

$e = 7 \text{ cm} \rightarrow$ pour une heure de coupe-feu.

$e = 11 \text{ cm} \rightarrow$ pour deux heures de coupe-feu.

On admet que : $e_2= 11 \text{ cm}$

3. Isolation acoustique :

D'après la loi de la masse, L'isolation acoustique(L) est proportionnelle au logarithme de la masse (M).

La protection contre le bruit est assurée par le plancher tel que sa masse est supérieur à 350KG/m^3

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \times E_p \geq 350\text{KG/m}^3 \rightarrow E_p \geq 14\text{cm}$$

Conclusion :

Pour satisfaire les trois conditions nous allons opter pour des dalles pleines de **15 cm**.

II.1.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé (horizontales et linéaires), faisant partie de l'ossature du plancher. Elles reçoivent les actions mécaniques (efforts et moments) et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voiles), on distingue :

- Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

D'après **BAEL** les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyé sont :

- La hauteur : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$ (**Art A.4.14/ BAEL 91modifié99**)
- La largeur : $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$

Avec : $\begin{cases} L_{\max}: \text{Longueur libre de la plus grande travée considérée} \\ b : \text{Largeur de la poutre} \\ h_t: \text{La hauteur de la poutre} \end{cases}$

De plus ces dimensions seront vérifiées suivent le règlement de **(RPA99 Art 7.5.1)**

- Largeur : $b \geq 20$ cm.
- Hauteur : $h \geq 30$ cm.
- $h/b \leq 4$.

a. Les poutres principales :

Ce sont des poutres porteuses qui jouent le rôle d'appuis aux poutrelles. Éléments porteur horizontaux et linéaires faisant partie de l'ossature d'un plancher du bâtiment.

➤ **La hauteur :**

La section minimale exigée par le **RPA** pour un poteau en zone **IIa** est **(25×25) cm²**.

$$L_{\max} = 460 - 25 = 435 \text{ cm}$$

$$\frac{435}{15} \leq ht \leq \frac{435}{10} \rightarrow 29 \text{ cm} \leq ht \leq 43.5 \text{ cm}$$

On prend : **ht = 35 cm**

➤ **La largeur :**

$$0.4 \times (35) \leq b \leq 0.7 \times (35) \rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

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

Pour des raisons architecturales (éviter les arêtes), ainsi que la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de **(b = 25 cm)**.

b. Les poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles. Leur rôle est de transmettre les efforts aux poutres principales.

➤ **La hauteur :**

$$L_{\max} = 440 - 25 = 415 \text{ cm}$$

$$\frac{415}{15} \leq ht \leq \frac{415}{10} \rightarrow 27,66 \text{ cm} \leq ht \leq 41,5 \text{ cm}$$

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

➤ **La largeur :**

$$0.4 \times (35) \leq b \leq 0.7 \times (35) \quad \rightarrow \quad 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

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

Tableau II-1: Vérification des conditions exigées par le RPA

Condition	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	35 cm	35 cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	25 cm	25 cm	Vérifiée
$h / b \leq 4$	1.4	1.4	Vérifiée

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

- Poutres principales (30 × 35) cm².
- Poutres secondaires (30×35) cm².

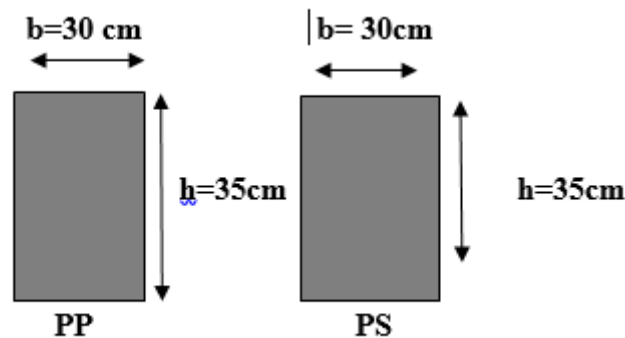


Fig II-2 : Les dimensions des poutres principales et secondaires

II.4) Pré-dimensionnement des poteaux

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service (ELS) en compression simple, selon la combinaison ($N_s = G + Q$)

Avec :

- $\left\{ \begin{array}{l} N_s : \text{effort normal repris par le poteau} \\ G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.} \end{array} \right.$

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, on effectuera le calcul de la section du poteau le plus sollicité, et qui est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} \geq \frac{N_s}{S} \longrightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}} \quad / \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \text{ [MPa]}$$

$$S \geq \frac{N_s}{0,6f_{c28}}$$

Avec :

- $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{S} : \text{Section du poteau considéré.} \\ \mathbf{N_s} : \text{Effort normal revenant au poteau.} \\ \mathbf{\bar{\sigma}_{bc}} : \text{Contrainte admissible du béton a la compression simple.} \end{array} \right.$

On a: $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$

- Les dimensions de la section transversale des poteaux selon RPA99 (Art 7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq h_e/20 \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

- On adopte préalablement la section des poteaux comme suite :

➤ **Tableau II-2 : Pré dimensionnement des poteaux**

Niveau	Section des poteaux
Entre sol et RDC et 1 ^{er} étage	40x40
2 ^{ème} et 3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	35x35
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	30x30

II.2. Les charges permanentes G :

La charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : les plafonds, les enduits et les revêtements.

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et d'exploitation, on se réfère au document technique réglementaire **(DTR B.C.2.2)**.

II.2.1. Les planchers :

a. Plancher terrasse inaccessible :

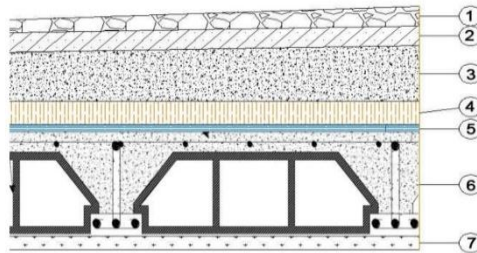


Fig II-3 : Coupe verticale d'un plancher terrasse inaccessible

La charge permanente de la terrasse accessible est donnée dans le tableau suivant :

Tableau II-3 : Charge permanente de la terrasse accessible

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Couche de gravier	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multi couche	0,02	6	0,12
3	Hourdis et table de compression	0,2	14	2,80
4	Isolation thermique	0,04	4	0,16
5	Enduit sous plafond	0,02	5	0,1
				G = 4,03

b. Plancher étages courant :

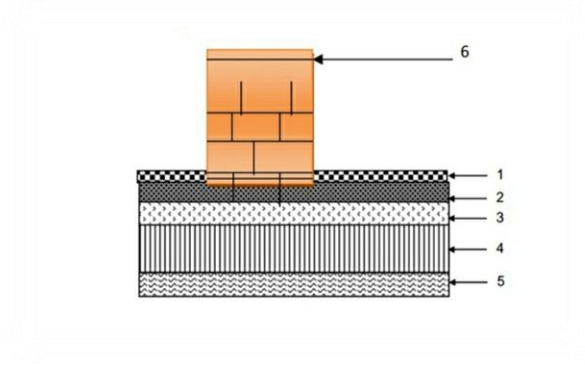


Fig II-4 : Plancher étages courants

La charge permanente du plancher d'étage courant est donnée dans le tableau suivant :

Tableau II-4 : Charge permanente de l'étage courant

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	22	
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en corps creux	0,2	14	2,80
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloison de séparation	0,1	12	1,20
				G=5,40

c. Plancher dalles pleines :



Fig II-5 : Plancher étages courants

La charge permanente d'une dalle pleine est donnée dans le tableau suivant :

Tableau II-5 : Charge permanente d'une dalle pleine

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$G(\text{KN/m}^2)$
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	22	0,44
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente totale G_{tot}				5,35

II.2.2. Les cloisons :

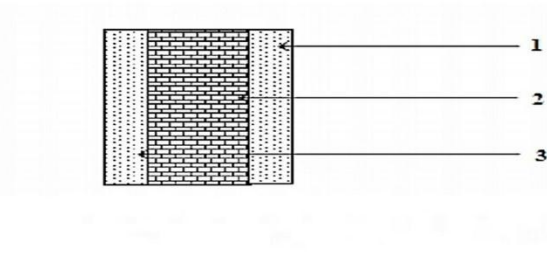


Fig II-6: Plancher étages courants

a. Les cloisons extérieures :

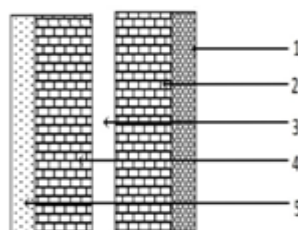


Fig II-7 : Coupe verticale d'un mur extérieur

La charge permanente d'un mur de séparation est donnée dans le tableau suivant :

Tableau II-6 : Charge permanente d'un mur extérieure

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0,015	22	0,33
2	Briques creuses	0,100	12	1,20
3	Lame d'air	0,050	/	/
4	Enduit plâtre	0,020	10	0,20
				G=1.73

b. Les cloisons intérieures :

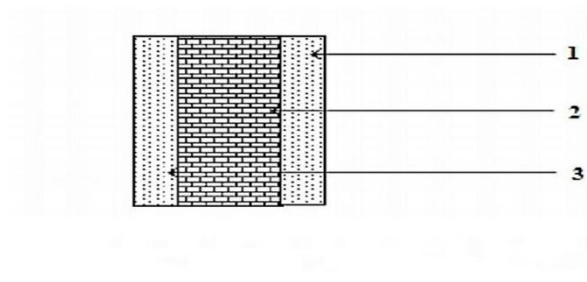


Fig II-8: Coupe verticale d'un mur intérieur

Tableau II-7 : Charge permanente (G) murs intérieur

N°	Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges(KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
2	Briques creuses	0,1	9	0,9
3	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
				G=1.3

II.2.3. La charge de l'acrotère :

Le poids propre :

$$G = \rho \times S$$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1) / 2$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0.0685$$

$G = 1.71 \text{ KN/ml}$

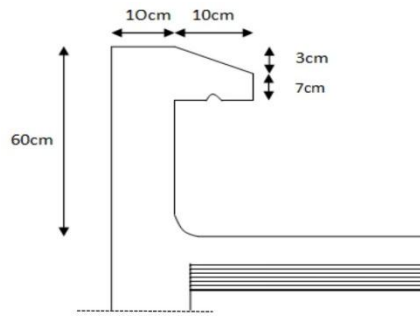


Fig II-9 : Coupe verticale de l'acrotère

II.3. Les charges d'exploitation :

Comme nous l'avons déjà fait pour les charges permanentes nous déterminons les surcharges d'exploitations relatives aux éléments déjà donnés.

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

Tableau II-8 : Charges d'exploitation

L'élément	Surcharge Q (KN /m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher RDC à usage commercial	3.5
Plancher étage courant a usage d'habitation	1.5
Acrotère	1
Escalier	2.5
Balcon	3.5

2.4. Descente de charge :

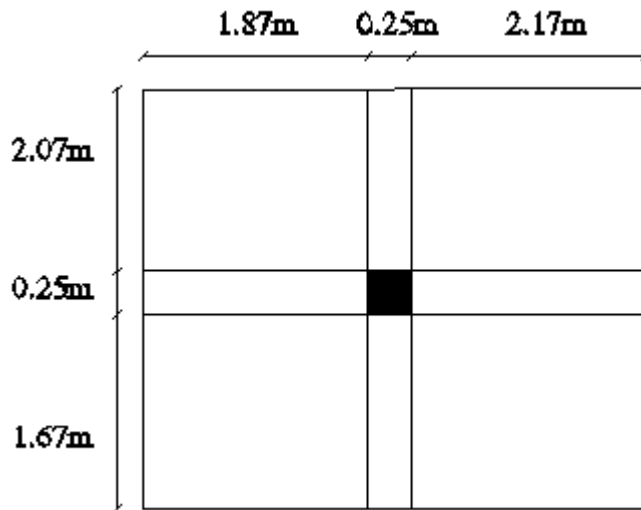
(Détermination de l'effort « N » revenant au poteau le plus sollicité)

➤ Charges et surcharges revenant au poteau B2 :

$$S_n = (1.87 \times 2.07) + (2.17 \times 2.07) + (1.87 \times 1.67) + (2.17 \times 1.67) = 15.10 \text{ m}^2$$

$$S_b = (1.87 + 0.25 + 2.17) \times (+1.67 + 0.25 + 2.07)$$

$$S_b = 17.11\text{m}^2$$



FigII-10: Représentation des éléments considérés dans la descente de charge

➤ **Les charges d'exploitation:**

-Plancher du L'entre-sol: $\rightarrow Q = 1.5 \times 15.10 = 22.65\text{kN}$

-Plancher du l'étage courant : $\rightarrow Q_1 = \dots\dots\dots Q_6 = 1.50 \times 15.10 = 22.65\text{kN}$.

-Plancher terrasse : $\rightarrow Q_0 = 1.00 \times 15.10 = 15.10\text{kN}$

Plancher du RDC : $\rightarrow Q_{\text{RDC}} = 3.5. \times 15.10 = 52.85\text{kN}$

II.6.3 Poids propre des éléments :

✓ **Poids du plancher** = $G \times S$

-Plancher terrasse :

$$P = 4.03 \times 15.10 = 60.85\text{kN}$$

Plancher étage courant

$$P = 5.4 \times 15.10 = 81.54\text{kN}$$

-Plancher RDC :

$$P = 5.4 \times 15.10 = 81.54\text{kN}$$

✓ **Poids des poutres :**

-Poutres principales :

$$P_{PP} = 0.30 \times 0.35 \times 4.60 \times 25 = 12.075 \text{ kN}$$

-Poutres secondaires :

$$P_{PS} = 0.30 \times 0.35 \times 4.40 \times 25 = 11.55 \text{ kN}$$

D'où le poids total : $P_{\text{tot}} = 23.625 \text{ kN}$

✓ **Poids des poteaux**

✓ **Poids propre revenant pour chaque Poteaux :**

Le poids propre des poteaux est calcul avec l'utilisation de la formule ci-dessous :

$$P = \rho \times v \quad \Longrightarrow \quad P = h \times S \times \rho$$

Avec:

ρ : Poids volumique du matériau qui compose le poteau, ($\rho = 25 \text{ kN}$) pour le béton armé

V : volume du poteau considéré

- pour les poteaux de l'entre sol $P_1 = 0.40 \times 0.40 \times 4.08 \times 25 = 16.32 \text{ kN}$

- pour les poteaux de RDC et 1^{er} étage $P_2 = 0.40 \times 0.40 \times 25 \times 3.06 = 12.24 \text{ kN}$

- pour les poteaux de 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} $P_3 = 0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 9.37 \text{ kN}$

- pour les poteaux de 5^{ème}, 6^{ème} $P_4 = 0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = 6.885 \text{ kN}$

2.5. Loi de dégression de charge :

En raison du nombre d'étages qui composent la tour étudiée n = 5, en doit tenir compte de

La loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

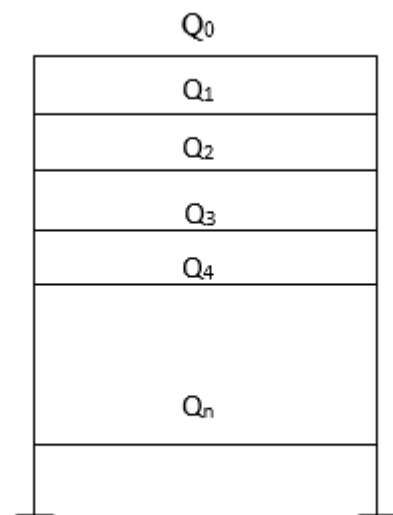
$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \Sigma_{i=1}^n Q_i$$

Pour $n \geq 5$



Coefficients de dégression des surcharges

Niveau	6	5	4	3	2	1	RDC	Entre sol
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714

$$Q_0 = 15.10 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 15.10 + 22.65 = 37.75 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 15.10 + 0.95[2 \times 22.65] = 58.13 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 15.10 + 0.90[3 \times 22.65] = 76.25 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 15.10 + 0.85[4 \times 22.65] = 92.11 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 15.10 + 0.80[5 \times 22.65] = 105.7 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 15.10 + 0.75[6 \times 22.65] = 117.025 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_{RDC}) = 15.10 + 0.714[7 \times 22.65 + 52.85] = 149.675 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_{RDC} + Q_{es}) = 15.10 + 0.688[7 \times 22.65 + 52.85] = 160.054 \text{ KN}$$

Tableau II-9 : Tableau récapitulatif de la descente de charge

Niv	charges permanentes Kn					charges exploitations Kn		efforts normaux		section des poteaux cm ²	
	G plancher	G poutre	G poteau	G total	G cum	Q plancher	Q cum	N=Gc+Qc	$S \geq \frac{Ns}{\sigma_{bc}}$	S trouvé	S adopté
Terrasse	60.85	23.625	00	84.47	84.47	15.10	15.10	102.57	68.38		
6	81.54	23.625	6.885	112.05	196.54	37.75	52.85	249.39	166.26	30x30	30x30
5	81.54	23.625	6.885	112.05	308.59	58.13	110.98	419.57	279.713	30x30	30x30
4	81.54	23.625	9.37	114.535	423.125	76.25	187.23	610.355	406.90	30x30	35x35
3	81.84	23.625	9.37	114.535	537.66	92.11	279.34	817	544.66	30x30	35x35
2	81.54	23.625	9.37	114.535	625.195	105.7	385.04	1010.235	673.49	30x30	35x35
1	81.54	23.625	12.12	117.285	769.48	117.025	502.065	1271.545	847.696	30x30	40x40
RDC	81.54	23.625	12.12	117.285	1008.25	160.054	811.794	1820.044	1028.47	30x30	40x40
Entresol	81.54	23.625	16.32	121.485	890.965	149.675	651.74	1542.705	1213.362	30x30	40x40

II.4.4) Les vérifications :

II.4.4.1) Vérification des conditions de l'RPA (ARTICLE 7.4.1)

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ en zone IIa.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

a. Vérification relative au coffrage (RPA 99 version 2003 Art .7.4.1) :

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois.

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone de moyenne Sismicité (IIa) doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b \times h) \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min}(b \times h) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	observation
35x35	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 35$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
40x40	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée

b. Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Lorsque une pièce élancée (poteau) est soumise à un effort de compression ;il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie) c'est les flambement .

Cette instabilité dépend de :

- ✓ La longueur de flambement.
- ✓ La section (caractéristiques géométriques).
- ✓ La nature des appuis.

Le calcul des poteaux u flambement consiste à vérifier les conditions suivantes :

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

Avec :

λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs.

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{B}{I}}$)

I : Moment d'inertie du poteau : $I = bh^3/12$

B : Section transversale du poteau ($B = b \times h = b^2$).

L_0 : Longueur d'un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

$$\text{D'où : } \lambda = \frac{L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{0.7L_0\sqrt{12}}{b} \rightarrow \lambda = 0.7\sqrt{12} \frac{L_0}{b}$$

$$\text{Donc : } \lambda = 2.42 \frac{L_0}{h}$$

Tableau II-10 : Vérifications des poteaux au flambement

Niveau	Lo(m)	b×h (cm ²)	$\lambda=2.42L_o /h$	$\lambda \leq 50$
ES	4.08	40X40	18.55	Condition vérifiée
RDC	3.06	40x40	24.73	Condition vérifiée
1 ^{er} étage	3.06	40×40	18.55	Condition vérifiée
2 ^{eme} , 3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	3.06	35X35	21.20	Condition vérifiée
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	3.06	30X30	24.73	Condition vérifiée

Les conditions du RPA sont vérifiées, la section des poteaux est admissible. D'où les sections des poteaux adoptées sont :

Tableau II-11 : Récapitulatif des sections des poteaux

Niveaux	ES ET RDC et 1 ^{er}	2 ^{eme} et 3 ^{eme} et 4 ^{eme}	5 ^{eme} et 6 ^{eme}
Poteaux	(40X40) cm ²	(35X35) cm ²	(30x30) cm ²

II.1.3. Les voiles:

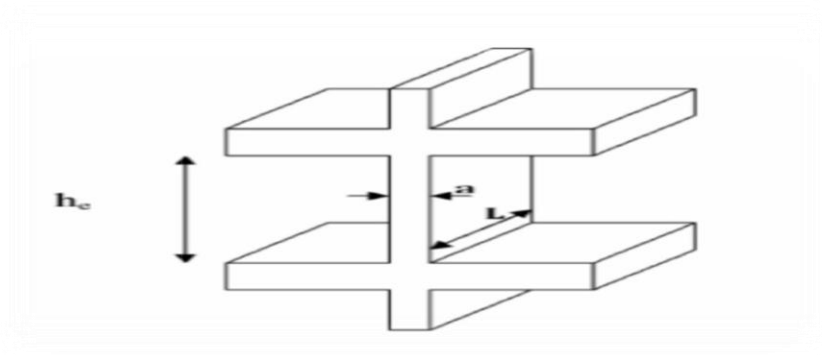
Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place. Ils sont destinés à assurer :

- La fonction de contreventement : assurer la stabilité de l'ouvrage, sous l'effet des charges horizontales.
- La fonction porteuse : reprendre une partie des charges verticales et les transmettre à la fondation.

D'après le **RPA99 version 2003** le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

a. L'épaisseur du voile :

Il n'est considéré comme voiles que les éléments satisfaisant la condition $L \geq 4a$ selon **RPA 91 version 2003 (Art7.7.1)**. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage et des conditions de rigidité aux extrémités de plus l'épaisseur minimale est de 15 cm.



FigII-11 : Coupe verticale d'un voile

Avec :

L : Portée min des voiles.

a : Epaisseur des voiles.

h_e : La hauteur libre de l'étage $h_e = h_{ep}$

h : hauteur d'étage.

e_p : épaisseur du planche

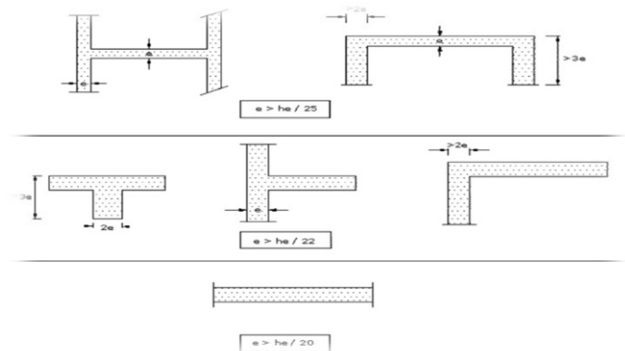


Fig II-12 : Les différents types des voile

Dans notre cas : $a \geq h_e / 22$

Tableau II-12 : Détermination de l'épaisseur des voiles pour chaque étage

	RDC	Etages courants	Entre-sol
H	408 cm	306 cm	306 cm
e_p	20 cm		
h_e	388 cm	286 cm	286 cm
A	17,63 cm	13 cm	13 cm

On opte pour des voiles d'épaisseur : $a = 20\text{cm}$.

b. Longueur minimale du voile : (vérification des exigences du RPA 99Art 7.7.1)

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, leurs longueurs **L** doit satisfaire la condition suivante : $L_{\min} \geq 4a$

$$L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

On opte pour **L = 1 m**.

On opte pour des voiles d'épaisseur **a=20 cm** et d'une longueur minimale **L_{min} = 1m**.

Conclusion :

A ce niveau on a pré dimensionné tous 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, loi de document technique nous ont permis de pré dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

➤ **Les planchers :**

Hauteur du plancher $h_t = 20 \text{ cm}$ soit un plancher de $(16+4) \text{ cm}$.

➤ **Les poutres :**

- Section des poutres principales $(25 \times 35) \text{ cm}^2$.
- Section des poutres secondaires $(25 \times 35) \text{ cm}^2$.

➤ **Les poteaux :**

La section des poteaux est :

- Entre sol ou 1^{ème} étage → (40x40) cm².
- 2^{ème} ou 4^{ème} étage → (35x35) cm².
- 5^{ème} et 6^{ème} étage → (30x30) cm².

Remarque

Vu la non satisfaction de la condition de l'effort normal a la base, après la modélisation à l'aide de l'application ETABS nous avons procédé à une augmentation des sections des poteaux pour satisfaire les exigences du **RPA 99VERSION 2003**.

Les nouvelles dimensions sont données comme suit :

Niveau	Lo(m)	b×h (cm ²)	$\lambda=2.42L_o /h$	$\lambda \leq 50$
ES	4.08	50x50	18.55	Condition vérifiée
RDC	3.06	50x50	24.73	Condition vérifiée
1 ^{er} étage	3.06	50x50	18.55	Condition vérifiée
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	3.06	45x45	21.20	Condition vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	3.06	40x40	24.73	Condition vérifiée

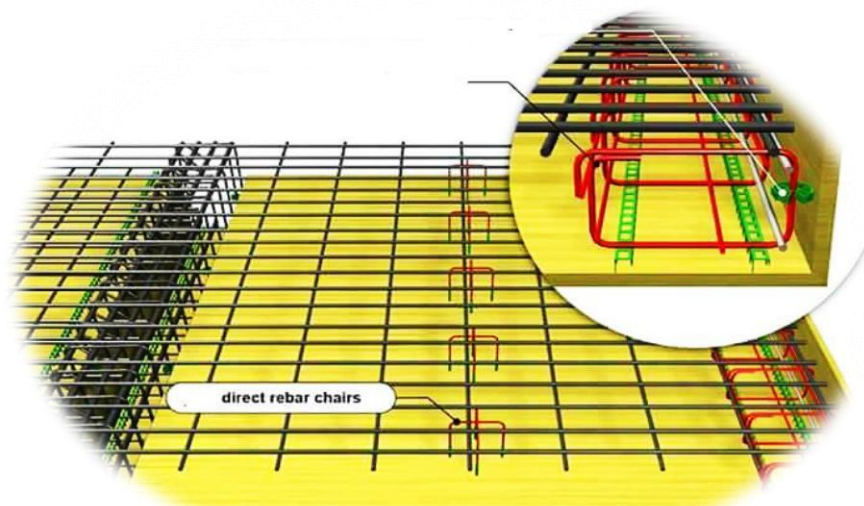
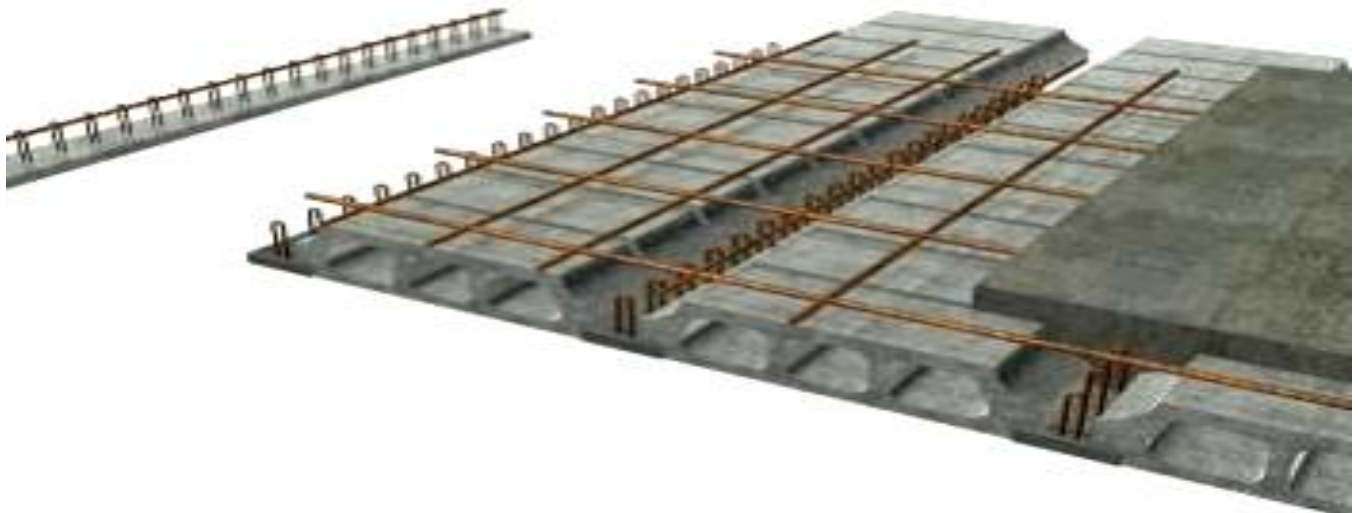
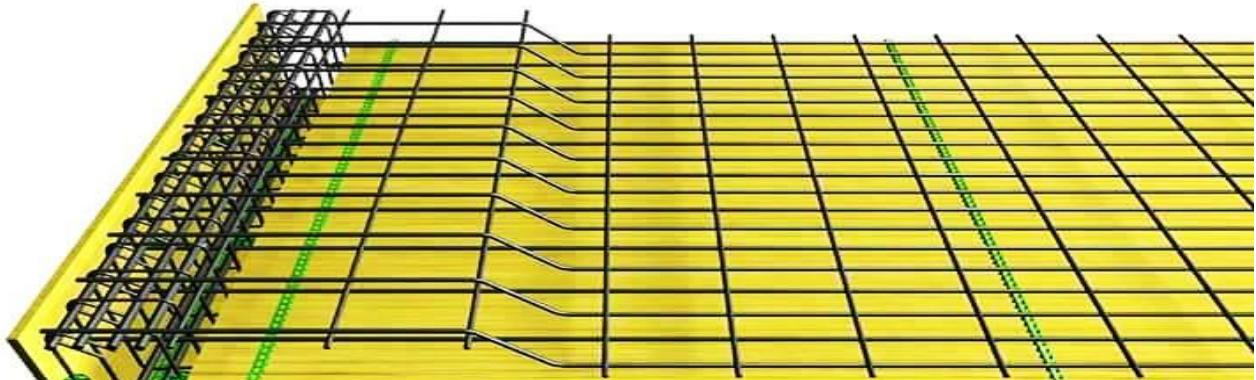
➤ **Les voiles :**

L'épaisseur des voiles e=20 cm.

Ces résultats nous servons de base dans la suite de nos calculs aux prochains chapitres.

CHAPITRE III:

Calcul des éléments



II.1 Calcul de l'acrotère :

III.1.1 Définition :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute, il sera calculé comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre de largeur soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « G » et à une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « Mr ».

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

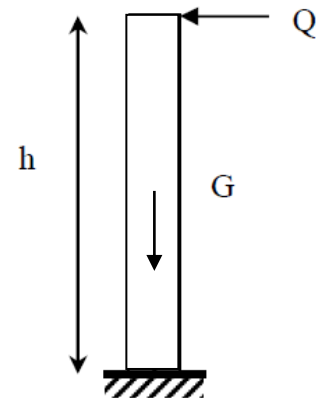
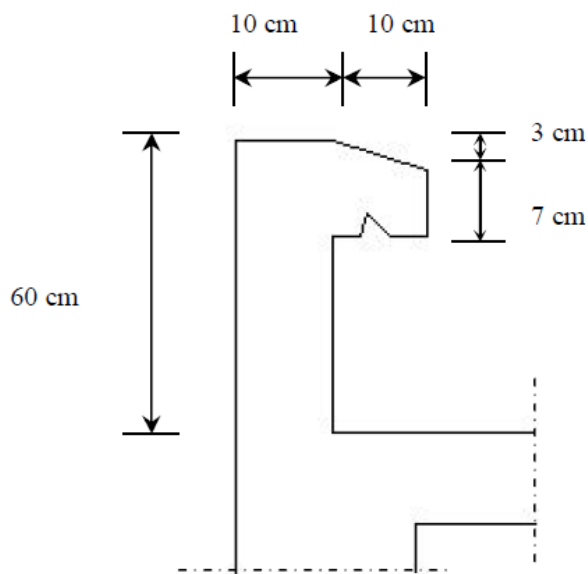


Fig III-1-1 : Coupe transversale de l'acrotère. **Fig III-1-2 :** Schéma statique de l'acrotère.

III.1.2 Calcul des sollicitations :

Le calcul des sollicitations se fait pour une bande de 1 m de largeur.

a) Inventaire des charges :

✓ Poids propre « G » :

$$G = \rho \times S \times 1\text{ml} \longrightarrow G = 25 \times S$$

Avec :

ρ : Poids volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[\frac{0,03 \times 0,1}{2} + 0,07 \times 0,1 + 0,1 \times 0,6 \right] = 1,7125 \text{ KN/ ml}$$

✓ Surcharge d'exploitation « Q » (Effort horizontal dû à la main courante) :

$$Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

b) Les efforts internes :

✓ Effort normal dû au poids propre « G » :

$$N_G = G \times H = 1,0275 \text{ KN.}$$

✓ Moment de flexion (renversement) dû à la main courante « Q » :

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

✓ Effort tranchant dû à la main courante « Q » :

$$T_Q = Q \times 1\text{ml} = 1 \text{ KN.}$$

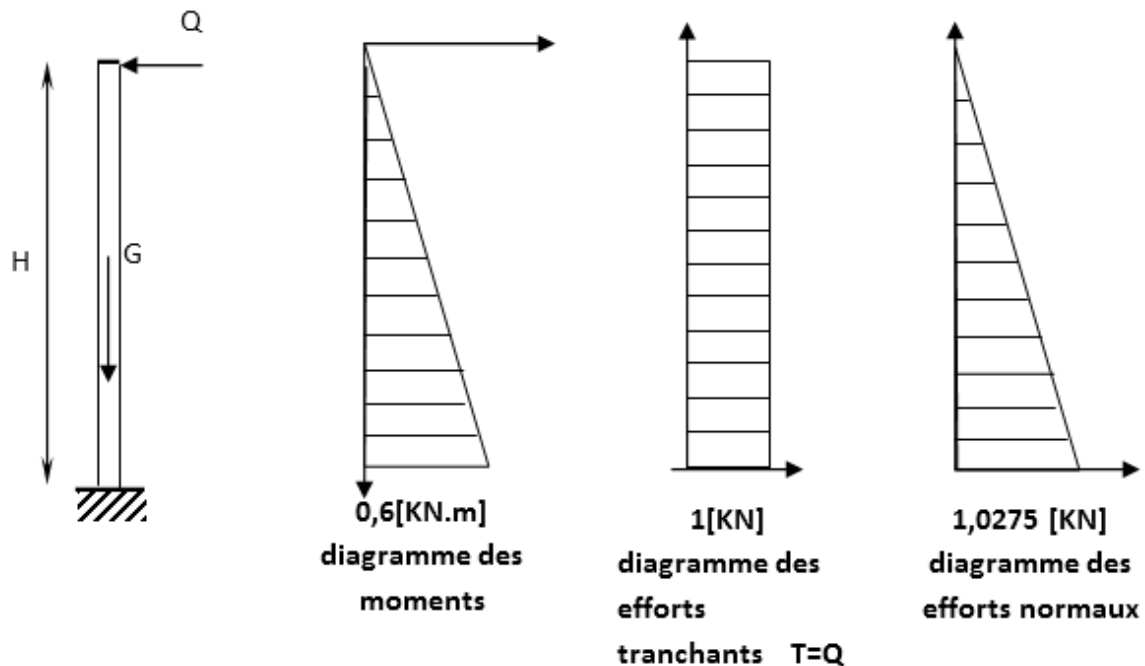


Fig III-1-3 : Diagramme des efforts internes

III.1.3 Combinaison des efforts (art A.3.2.2 BAEL) :

a) à ELU :

✓ Effort normal :

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q \longrightarrow N_u = 1,35 \times 1,0275$$

$$\longrightarrow N_u = 1,38 \text{ KN.}$$

✓ Moment de renversement :

$$M_u = 1,35 M_G + 1,5 M_Q \longrightarrow M_u = 1,5 \times 0,6$$

$$\longrightarrow M_u = 0,9 \text{ KN.m}$$

○ Effort tranchant :

$$T_u = 1,5 \times T_Q \longrightarrow T_u = 1,5 \times 1$$

$$\longrightarrow T_u = 1,5 \text{ KN}$$

b) à l'ELS :

○ Effort normal :

$$N_s = N_G + N_Q \longrightarrow N_s = 1,0275 + 0$$

$$\longrightarrow N_s = 1,0275 \text{ KN}$$

○ Moment de renversement :

$$M_s = M_G + M_Q \longrightarrow M_s = 0 + 0,6$$

$$\longrightarrow M_s = 0,6 \text{ KN}$$

○ Effort tranchant :

$$T_s = T_Q \longrightarrow T_s = 1 \text{ KN}$$

III.1.4 Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section

rectangulaire de hauteur $H = 10 \text{ cm}$ et de largeur $B = 100 \text{ cm}$, soumise à un effort normal N et à un moment de renversement M .

La fissuration est considérée comme préjudiciable puisque ces éléments sont exposés aux intempéries (variation de température, eau, neige...etc.).

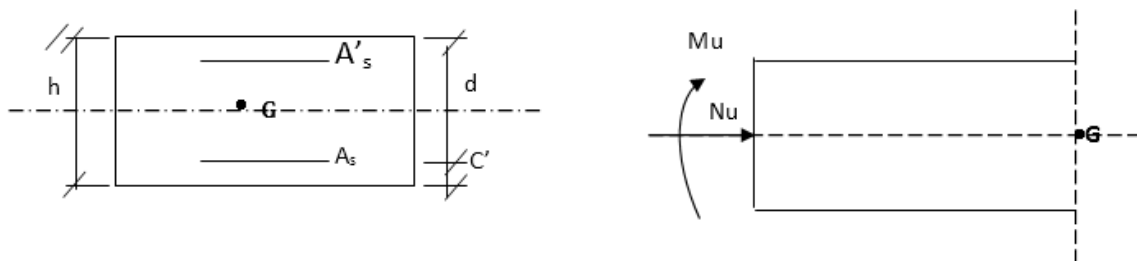


Fig III-1-4 Schéma de calcul de l'acrotère.

h : épaisseur de la section = **10 cm**.

b : largeur de la section = **100 cm**.

c' : enrobage (c'est la distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton) **c' = 2 cm**.

d : hauteur utile = **h - c' = 8 cm**.

a) Calcul à l'ELU :

➤ Position de l'axe neutre :

○ Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Avec :

M_u : moment dû à la compression.

N_u : effort de compression.

e_u : excentricité

Donc :

$$e_u = \frac{0,9}{1,38} = 0,389 \text{ m} \longrightarrow e_u = 65 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \longrightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

Donc : le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.

$\frac{h}{2} - c$: la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendus, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

Donc : la section sera calculée en **flexion simple** sous l'effet d'un moment fictif « **Mf** » puis on déduira la section d'armatures réelles « **AS** » en **flexion composée**.

➤ Calcul de la section en flexion simple :

○ Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g$$

g : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité des armatures.

$$\text{Avec : } g = e_u + \frac{h}{2} - c'$$

$$M_f = 1,38 \left[0,65 + \left(\frac{0,1}{2} - 0,02 \right) \right] = 0,94 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,94 \times 10^3 \times 10^2}{100 \times 8^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,010$$

Avec :

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} \longrightarrow f_{bu} = \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = 0,010 < \mu = 0,392 \longrightarrow \text{la section est simplement armée (SSA)}$$

À partir des abaques on tire la valeur de $\longrightarrow \beta = 0,995$

○ **Armatures fictives :**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ [MPa]} \quad \text{avec : } \beta = 0,995$$

$$A_{stf} = \frac{0,94 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,339 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de la section en flexion composée :**

○ **Armatures réelles :**

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,339 - \frac{1,38 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,30 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad A_{st} = 0,30 \text{ cm}^2$$

b) Vérifications à L'ELU :

✓ **Condition de non fragilité (BAEL 91/Art A.4.2.1) :**

Un élément est considéré non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de la première fissuration de la section droite.

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}(e_s - 0,455 \times d)}{f_e(e_s - 0,185 \times d)}$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,0275} = 0,85 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad e_s = 85 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \longrightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times (25) \longrightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}.$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1(85 - 0,455 \times 8)}{400(85 - 0,185 \times 8)} = 0,94 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures principales :**

$$A_{st} = 0,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,94 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,94 \text{ cm}^2 \geq A_{st} = 0,30 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad A = \max(A_{st}; A_{\min})$$

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée, on adoptera alors la section minimale.

$$A_s = A_{\min} = 0,94 \text{ cm}^2$$

La section d'acier est :

$$A_{\text{adoptée}} = 5\text{HA8} = 2,51 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \text{ on prend } S_t = 25 \text{ cm}$$

✓ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2$$

Soit : $5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

✓ **Vérification de l'espacement des barres :**

Armatures principales :

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min\{3h; 33\text{cm}\} = 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartitions :

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min\{4h; 45\text{cm}\} = 40\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification au cisaillement : [Art A.5.1 ; 1.BAEL91]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec :

V_u : la valeur de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU ;

b : largeur de la barre considérée = 100 [cm] ;

d : hauteur utile de la section, $d = h - c$.

$$V_u = 1,5 \times Q \longrightarrow V_u = 1,5 \times 1 \longrightarrow V_u = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,019 \text{ Mpa}$$

Comme la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, il est nécessaire de vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15 f_{ct28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}, 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5; 4) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \longrightarrow$ Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Vérification de l'adhérence des barres : [Art A 6.1, 3..BAEL]**

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec :

$$\Psi_s: \text{Coefficient de scellement droit} = 1,5 \longrightarrow \text{HA}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sum U_i : \text{Somme des périmètres ultimes des barres.} \\ \sum U_i = \pi \times n \times \varnothing = 3,14 \times 4 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

n : Nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 8 \times 10,048} = 0,207$$

$$\tau_{se} = 0,207 [\text{MPa}] < \overline{\tau_{se}} = 3,15 [\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

✓ **Ancrage des barres : [Art A.6.1, 23...BAEL 91]**

La longueur de scellement l_s est donnée par : $l_s = 40\varnothing = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$.

Les barres étant comprimées, un scellement d'une longueur de **0,6 l_s = 20 cm** et un crochet normal suffiraient largement pour garantir son ancrage.

c) Calcul à L'ELS :

Le calcul consiste à vérifier les contraintes limites des aciers.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} ; \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

$\overline{\sigma_{st}}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

✓ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251 \longrightarrow \beta_1 = 0,921 \longrightarrow K_1 = 48,29$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,921 \times 8 \times 2,01} = 40,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{48,29} \times 40,51 = 0,839 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \longrightarrow \text{Condition vérifiée, cela veut dire qu'il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.}$

✓ **Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier : [Art. A.4.5.23]**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$$

Avec :

$\eta = 1,6$: Coefficient de fissuration (barres à haut adhérence)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} \longrightarrow \overline{\sigma}_{st} = \min\{266,67; 201,63\}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = 40,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de l'acrotère au séisme :**

L'action des forces horizontales « **FP** » doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante « **Q** ».

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times G$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas, zone IIa et groupe 2 $\longrightarrow A = 0,15$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 $\longrightarrow$ soit $C_p = 0,8$

G : Poids propre de l'acrotère.

$$G = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7125$$

$$F_p = 0,822 \text{ KN/ml} \leq Q = 1 \text{ KN/ml} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal

$Q = 1 \text{ KN/ml}$ supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.

1. Calcul de l'escalier :

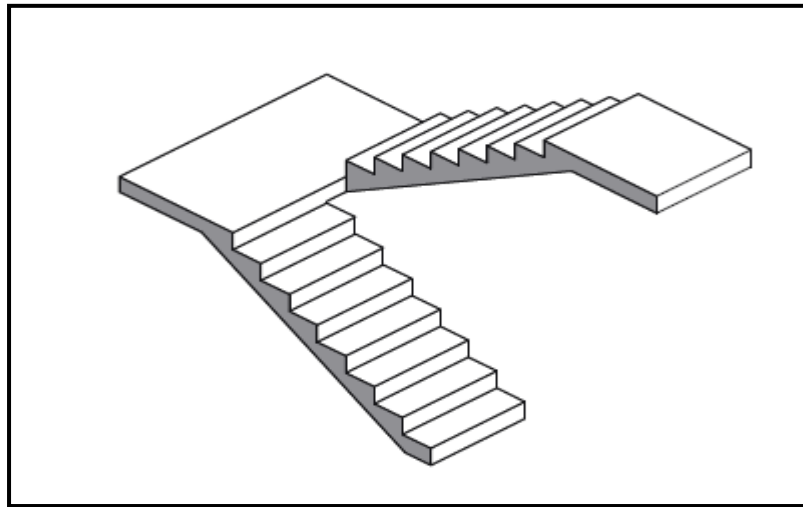


Fig III-2-1 : Escalier à deux volées parallèles avec palier intermédiaire.

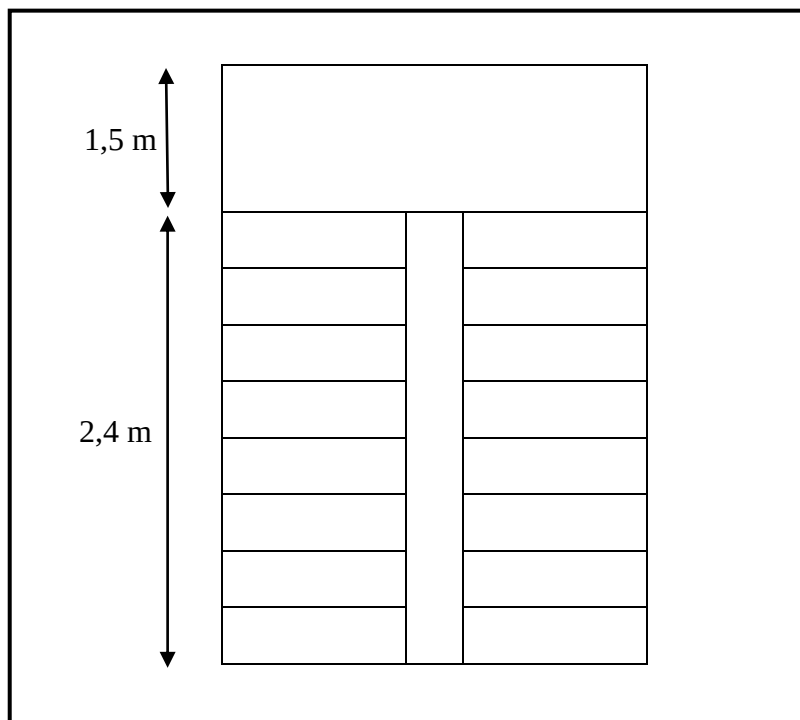


Fig III.2-2 : Vue en plan d'escalier.

1.1- Détermination des efforts :**a) Les sollicitations de calcul :**

- Pour le palier : $G = 5,46 \text{ kN/m}^2$; $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$.
- Pour la volée : $G = 10,41 \text{ kN/m}^2$; $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$.

Le calcul se fera en considérant la paillasse et le palier comme une poutre simplement appuyée sur les deux côtés.

b) Combinaison des charges :

- L'état limite ultime (ELU) : $q_u = 1,35G + 1,5Q$

· Palier : $q_{u1} = 1,35 \times 5,46 + 1,5 \times 2,5 = 11,121 \text{ kN/m}^2$.

· Paillasse : $q_{u2} = 1,35 \times 10,41 + 1,5 \times 2,5 = 17,803 \text{ kN/m}^2$.

- L'état limite de service (ELS) : $q_s = G + Q$

· Palier : $q_{s1} = 5,46 + 2,5 = 7,96 \text{ kN/m}^2$.

· Paillasse : $q_{s2} = 10,41 + 2,5 = 12,91 \text{ kN/m}^2$.

3.2- Calcul à l'ELU :

Pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant on calcule d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la R.D.M.

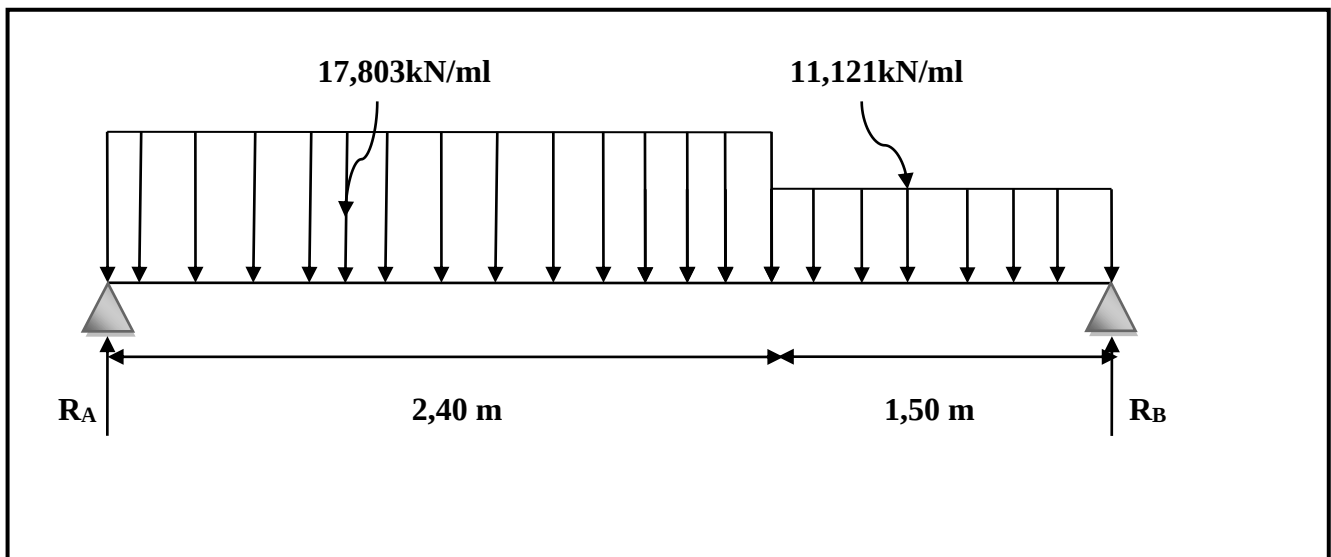


Fig III.2-3 : Schéma statique (ELU).

Réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = (17,803 \times 2,40) + (11,121 \times 1,50)$$

$$R_A + R_B = 59.345 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow R_B = \frac{\left(17,803 \times \frac{2,40^2}{2}\right) + \left[11,121 \times 1,50 + \left(2,40 + \frac{1,50}{2}\right)\right]}{(2,40 + 1,50)}$$

$$R_B = 26,56 \text{ KN}$$

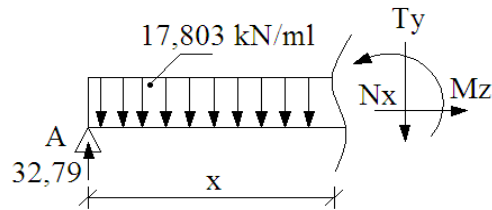
$$\text{D'où : } R_A = 32,79 \text{ KN}$$

Calcul des efforts internes :

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$

$$\sum F/yy = 0 \rightarrow T = -17,803x + 32,79$$

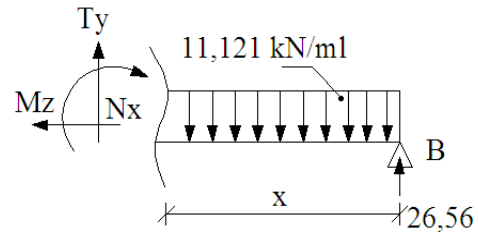
$$\sum M/A = 0 \rightarrow M = -17,803 \frac{x^2}{2} + 32,79 x$$



Tronçon 2 : $0 \leq x \leq 1,5 \text{ m}$

$$\sum F/yy = 0 \rightarrow T = 11,121x - 26,56$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow M = -11,121 \frac{x^2}{2} + 26,56x$$



$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 1,84 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,84) = 30,19 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{u \max}$ aux appuis et en travée 0,3 et 0,85 respectivement.

• **Moment en appuis:**

$$M_{u \text{ ap}} = (-0,3) M_{u \max} = (-0,3) \times (30,19) = -9,057 \text{ kN.m}$$

• **Moment en travée:**

$$M_{u \text{ travée}} = (0,85) M_{u \max} = (0,85) \times (30,19) = 25,66 \text{ kN.m}$$

Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :

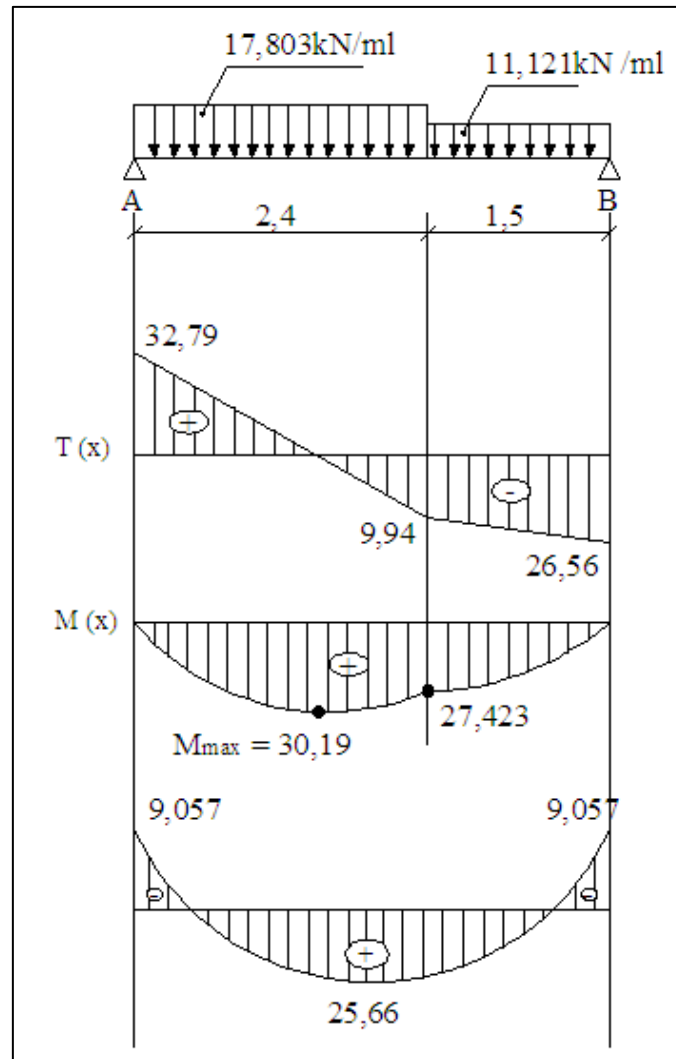


Fig III.2-4 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant réels et corrigés à l'ELU

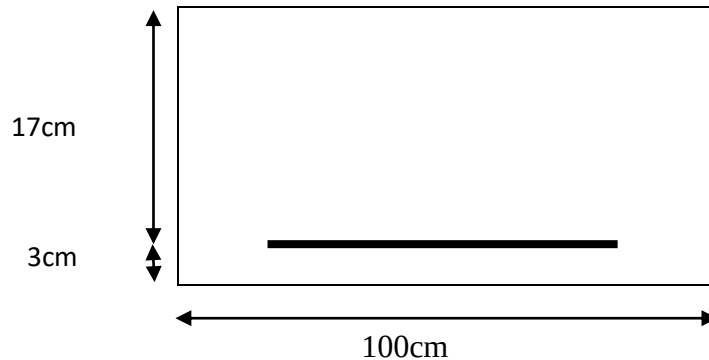
3.3-Ferraillage :

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

$$b=100\text{cm}$$

$$d=17\text{cm}$$

$$c=3\text{cm}$$



Aux appuis :

- **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9,057 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,022$$

$$\mu_a = 0,022 < \mu_l = 0,392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0,022 \rightarrow \beta = 0,989 .$$

$$A_a = \frac{M_{uapp}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9,057 \times 10^3}{0,989 \times 17 \times 348} = 1,57 \text{cm}^2.$$

On opte pour 5HA12 = 5,65cm² avec S_t = 25cm.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA8 = 2,51 cm² avec S_t = 25cm.

En travée : $M_{\text{tra}} = 25,66 \text{ KN.m}$

- **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_{\text{utr}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{25,66 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,062$$

$$\mu = 0,062 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,062 \rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_{tr} = \frac{M_{\text{utr}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{25,66 \times 10^3}{0,968 \times 17 \times 348} = 4,48 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **5HA12=5,65cm²** avec **S_t = 25cm**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{tr}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,42 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA8 = 2,51 cm²** avec **S_t = 25cm.**

- ✓ **Disposition des armatures :**

Les espacements des armatures d'une même nappe ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes : **(BAEL91 Art A.8.2.42).**

- **Armatures principales :**

$$S_t \leq \text{Min} (3h ; 33\text{cm}) = \text{Min} (45 \text{ cm} ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{-Aux appuis : } S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \\ \text{-En travée : } S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures secondaires :**

$$S_t \leq \text{Min} (4h ; 45\text{cm}) = \text{Min} (60 \text{ cm} ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{-Aux appuis : } S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \\ \text{-En travée : } S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

Les vérifications à l'ELU :

✓ Vérification à l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (BAEL 91/ Art A.5.22) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL 91/ Art. A.5.2.1, 211})$$

$$\tau_u = \frac{32,79 \times 10^3}{10^3 \times 170} = 0,193 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,193 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art A.4.2.1)

• En travées :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 17 \times 2,1}{400} = 2,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{tr} = 5,65 \text{ cm}^2 > 2,05 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

• Aux appuis :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 17 \times 2,1}{400} = 2,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{app} = 2,51 \text{ cm}^2 > 2,05 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

✓ Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres (Art A6.1.3, BAEL 91).

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

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\max}}{0,9 d \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i : \text{somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{32,79 \times 10^3}{0,9 \times 170 \times 188,4} = 1,14 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

✓ Influence de l'effort tranchant aux appuis :▪ **Influence sur le béton (BAEL 91/ Art 5.1.313) :**

On doit vérifier que : $T_u \leq 0,4b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec : $a = 0,9d = 15,3\text{cm}$

$$T_u = 32,79$$

$$0,4b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 100 \times 15,3 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 1020$$

$$T_u = 32,79 \text{ kN} < 1020 \text{ kN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Influence sur l'acier (BAEL 91/ Art 5.1.313) :**

On doit vérifier que :

$$A_s \geq (T_u + \frac{M_{app}}{0,9d}) \frac{1,5}{f_e}$$

$$A_s = 2,51\text{cm}^2$$

$$\text{et: } (T_u + \frac{M_{app}}{0,9d}) \frac{1,5}{f_e} = (32,79 + \frac{9,057}{0,9 \times 17}) \frac{1,5}{400} = 0,125\text{cm}^2$$

$$A_s = 2,51 \text{ cm}^2 \geq 0,125 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Ancrage des barres aux appuis :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \text{ avec : } \bar{\tau}_{se} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,84 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s = 1,5 ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL91 modifié99 admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesuré hors crochet est au moins égale **0,4 l_s** pour les ACIERS HA.

$$l_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 42,25 = 16,9 \text{ cm.} \quad \text{soit} \quad L_a = 20 \text{ cm}$$

3.4- Calcul à l'ELS :

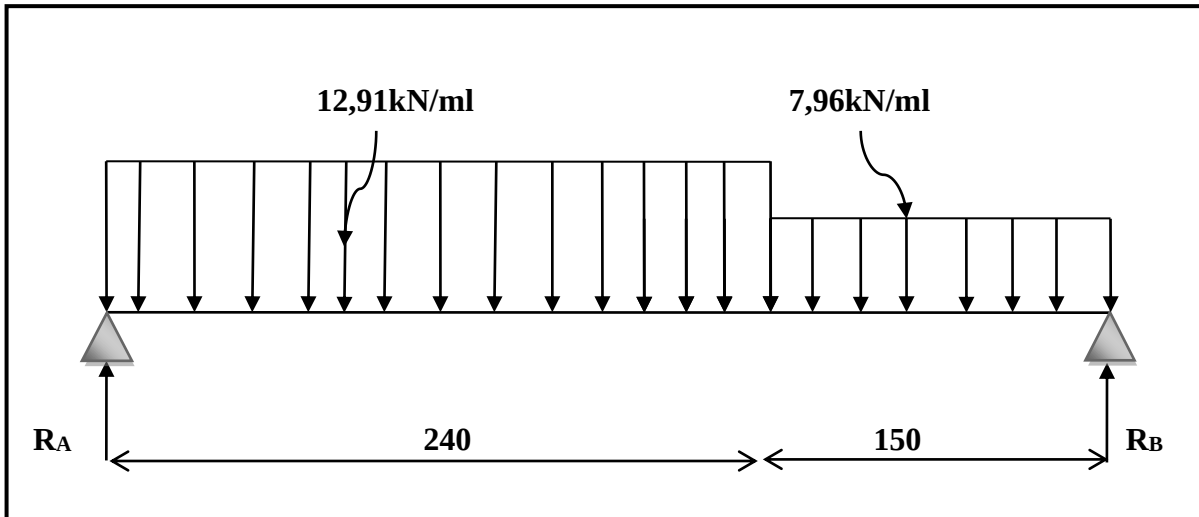


Fig III-2-5 : Schéma statique (ELS)

Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \implies R_A + R_B = 12,91 \times 2,4 + 7,96 \times 1,5 = 42,924 \text{ kN}$$

$$R_A + R_B = 42,924 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0 \implies R_B \times 3,9 - [(7,96 \times 1,5) \frac{1,5}{2} + 2,4] - [(12,91 \times 2,4) \times 1,2] = 0$$

$$R_B = 19,06 \text{ kN}$$

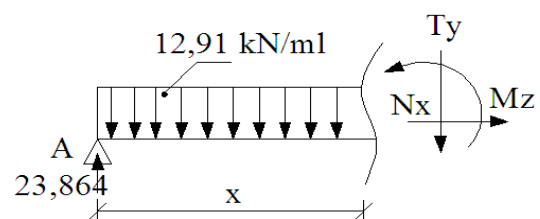
$$R_A = 23,864 \text{ kN}$$

Calcul des efforts internes :

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$

$$\sum F/yy = 0 \rightarrow T = -12,91x + 23,864$$

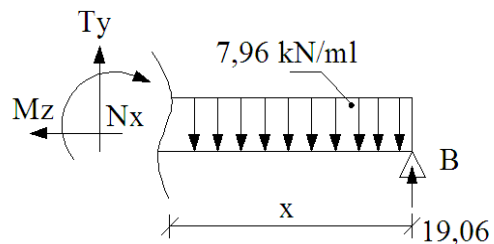
$$\sum M/A = 0 \rightarrow M = -12,91 \frac{x^2}{2} + 23,864x$$



Tronçon 2 : $0 \leq x \leq 1,5 \text{ m}$

$$\sum F/yy = 0 \rightarrow T = 7,96x - 19,06$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow M = -7,96 \frac{x^2}{2} + 19,06x$$



$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 1,84 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,84) = 22,06 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment $M_{u\max}$ aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

• **Moment en appuis :**

$$M_{u\text{ ap}} = (-0,3) M_{u\max} = (-0,3) \times (22,06) = -6,618 \text{ kN.m.}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{u\text{ travée}} = (0,85) M_{u\max} = (0,85) \times (22,06) = 18,75 \text{ kN.m.}$$

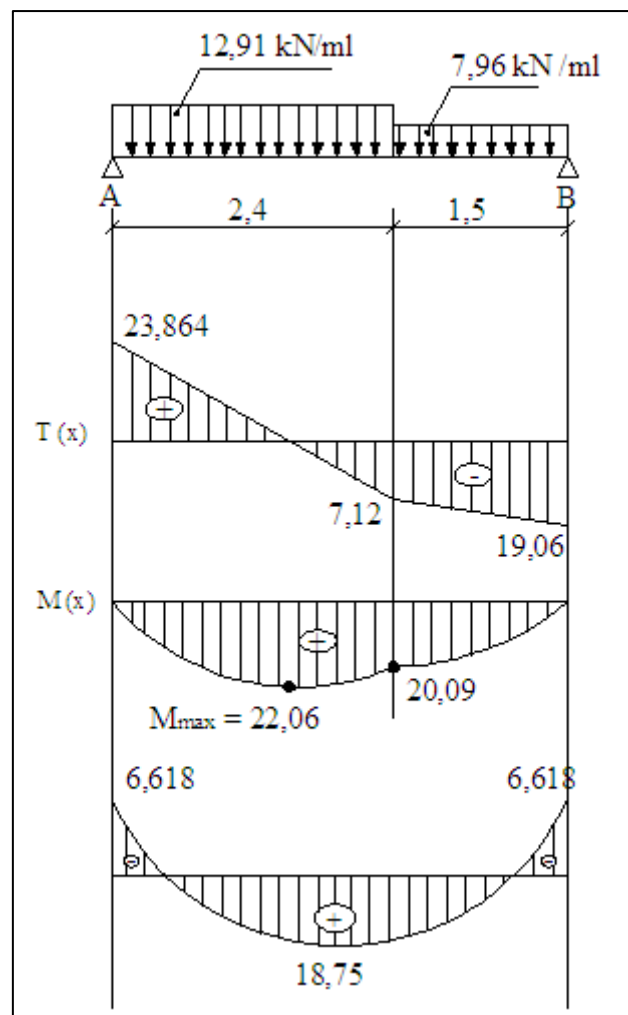
Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS :

Fig III-2-6 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant réels et corrigés à l'ELS

3.5- Vérifications à l'ELS :

✓ Vérification des contraintes dans le béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

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

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 x A_{st}}{b x d} = \frac{100 x 5,65}{100 x 17} = 0,333$$

$$\rho_1 = 0,333 \Rightarrow \beta_1 = 0,910 \Rightarrow k_1 = 40,56$$

$$\sigma_{st} = \frac{18,75 x 10^3}{0,910 x 17 x 5,65} = 214,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{214,51}{40,56} = 5,29 \text{ MPa}$$

5,29 MPa ≤ 15 MPa $\longrightarrow$ condition vérifiée.

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 x A_{st}}{b x d} = \frac{100 x 2,51}{100 x 17} = 0,147$$

$$\rho_1 = 0,147 \Rightarrow \beta_1 = 0,937 \Rightarrow k_1 = 64,37$$

$$\sigma_{st} = \frac{6,618 x 10^3}{0,937 x 17 x 2,51} = 165,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{165,5}{64,37} = 2,57 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2,57 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow$ condition vérifiée.

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

✓ **Vérification de la flèche (B.6.5.2 BAEL91) :**

Selon les règles BAEL91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

h : Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

M_t : Moment max en travée.

M₀ : Moment max isostatique.

Vérification :

$$h = 17\text{cm} \quad ; \quad L = 390\text{cm} \quad ; \quad A_{\text{utr}} = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{str}} = 18,75\text{kN m} ; \quad M_0 = 22,06\text{kNm} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{390} = 0,044 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,044 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{18,75}{10 \times 22,06} = 0,085 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{5,65}{100 \times 17} = 0,0033 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul de la flèche :

On va vérifier la formule suivante

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{\text{max}} L^4}{E_v I} \leq f^- \text{ avec: } f^- = \frac{L}{500} = \frac{390}{500} = 0,78\text{cm}$$

Avec : I= moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t (y_2 - c)^2$$

$$Y_2 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + 15 A_t d}{b h + 15 A_t} = \frac{100 \times \frac{17^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 17}{100 \times 17 + 15 \times 5,65} = 8,9\text{cm}$$

$$Y_1 = 15 - 8,9 = 6,1 \text{ cm} \Rightarrow Y_1 = 6,1 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} \times (6,1^3 + 8,9^3) + 15 \times 5,65 \times (8,9 - 3)^2 = 34015,15 \text{ cm}^4$$

$$I = 34015,15\text{cm}^4$$

$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ Mpa} \quad f_{c28} = 25\text{Mpa}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{18,75 \times (3,9)^4 \times 10^6}{10818,86 \times 34015,15} = 0.153 \text{ cm}$$

$$f = 0,153 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,72 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{La flèche est vérifiée.}$$

L'escalier sera ferrailé comme suit :

Aux appuis :-

- Armatures principales : $A_p = 5\text{HA}12$ Avec $S_t = 20\text{cm}$
- Armatures secondaires : $A_r = 5\text{HA}8$ Avec $S_t = 20\text{cm}$.

En travées :

- Armatures principales : $A_p = 5\text{HA}12$ Avec $S_t = 20\text{cm}$
- Armatures secondaires : $A_r = 4\text{HA}10$ Avec $S_t = 25\text{cm}$.

➤ Calcul des planchers en corps creux :

Notre construction comporte des planchers en corps creux à usage d'habitation de (16+4) d'épaisseur avec une dalle de compression et des planchers en dalle pleine pour les balcons.

Le plancher en corps creux est composé de :

- Corps creux utilisée comme coffrage et isolant de 16 cm d'épaisseur.
- Une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur qui armée d'un treillis soudé de nuance (TLE 520).
- Les poutrelles assurent la fonction de portance, elles sont considérées comme des poutres de section en T, appelées aussi nervures.

Ferraillage de la table de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520), dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes (BAEL 91 B.8.6.423).

- 20 cm pour les armatures $\perp$ aux poutrelles.
- 33 cm pour les armatures $//$ aux poutrelles.

Armatures $\perp$ aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4L}{F_e}$$

Avec:

L : la largeur de hourdis qui est l'entre axe des poutrelles

50 cm $\leq L \leq$ 80 cm on prend L= 65 cm.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\perp} = 5\emptyset 6 = 1,17 \text{ cm}^2 \text{ Avec } e = 20 \text{ cm}$$

Armatures $//$ aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,17}{2} = 0,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{//} = 5\emptyset 6 = 1,17 \text{ cm}^2 \text{ Avec } e = 20 \text{ cm}$$

Calcul de la poutrelle :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q) la surface de chaque poutrelle est $S=0,65 \times L$. les poutrelles sont disposées dans le sens de la petite travée et leurs calculs se fait sur deux étapes :

a) Avant coulage de la dalle de compression :

Les poutrelles sont considérées comme simplement appuyées sur ses deux extrémités :

✓ Chargement :

- Poids propre des poutrelles..... $G_1=0,12 \times 0,04 \times 25=0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids des corps creux... .. $G_2= 0,95 \times 0,65=0,62 \text{ KN/ml}$
- Poids de la main d'œuvre $Q= 1 = 1 \text{ KN/ml}$

✓ Ferrailage à l'ELU :

On fait le ferrailage pour la travée la plus long, en considérant la fissuration non préjudiciable.

➤ Combinaison de charge :

$$q_u=1,35(G_1+G_2) +1,5Q$$

$$q_u=1,35(0,12+0,62)+1,5(1)= 2,5 \text{ KN/ml}$$

➤ Moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$M_u = \frac{2,5 \times 4^2}{8} = 5 \text{ KN.m}$$

➤ Effort tranchant:

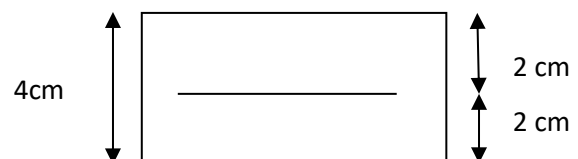
$$T_u = \frac{q_u \times l}{2}$$

$$T_u = \frac{2,5 \times 4}{2} = 5 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul des armatures :

Dimensionnement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{b = 12 \text{ cm}} : \text{largeur de la poutrelle} \\ \mathbf{h_0 = 4 \text{ cm}} : \text{hauteur de la poutrelle} \\ \mathbf{C = 2 \text{ cm}} : \text{enrobage} \\ \mathbf{d = 4 - 2 = 2 \text{ cm}} : \text{hauteur utile} \end{array} \right.$$



$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{Avec :}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

On a :

$$\mu_u = \frac{5 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 7,33 \longrightarrow \mu_u = 7,33 \gg u_l = 0,392$$

Donc : La section est doublement armée **SDA**.

Conclusion :

Comme la section de la poutrelle est très faible il est impossible de réaliser de nappes d'armatures donc on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant coulage de la dalle de compression.

b) Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, elle a une section en T.

✓ Dimensionnement de la poutrelle :

h : hauteur de la poutrelle (**16+4**).

h₀ : hauteur de la dalle de compression (**h₀ = 4cm**).

b₀ : largeur de la nervure (**b₀ = 12 cm**).

b : distance entre axes de deux poutrelles (**b=65 cm**).

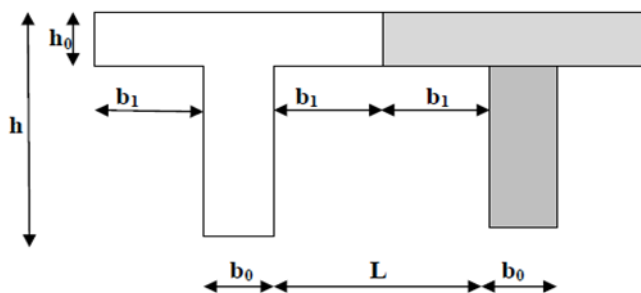


Fig III-3-1 : Dimensions de la poutrelle

➤ Charge et surcharge :

La charge permanente G	5,4 KN/m ²
La surcharge Q(kn/m ²)	1,5 KN/m ²

➤ Les combinaisons de charges :

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q$	9,54 KN/m ²
$P_u = q_u \cdot b$	6,201 KN/m ²
ELS : $q_s = G + Q$	9,3 KN/m ²
$P_s = q_s \cdot b$	6,045 KN/m ²

Choix de la méthode :

Les efforts internes peuvent être déterminés à l'aide des méthodes suivantes :

- ✚ Méthode forfaitaire
- ✚ Méthode de Caquot
- ✚ Méthode des trois moments

✓ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire (Art B.6.2,210/BAEL91modifié 99) :**

1) La valeur de la surcharge doit vérifier la condition suivante :

$$Q \leq (2G \text{ ou } 5 \text{ KN/m}^2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 2G = 2 \times 3,51 = 7,02 \text{ KN/ml} \\ Q = 1,63 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

Donc : $Q \leq 2G \text{ ou } 5 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow$ Condition vérifiée.

2) Le moment d'inerte des sections transversales est le même pour les différentes travées Considérées. $\longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre (0,8 et 1,25)

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\frac{3,60}{4,40} = 0,82 \leq 1,25$$

$$\frac{4,40}{3,60} = 1,22 \leq 1,25$$

4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable $\longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Conclusion :

Toutes des conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées. Donc le calcul se fera par la méthode forfaitaire.

Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment « M_0 » dans la travée dite de comparaison, c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

✓ **Présentation de la méthode :**

Les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

M_0 : Moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison avec
: $M_0 = ql^2 / 8$.

M_w et M_e : Moment aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

M_t : Moment max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$$M_t \geq \max[1,05; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_e + M_w}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 : \text{ Dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 : \text{ Dans une travée de rive.}$$

Avec :

α : Rapport des charges d'exploitation sur la somme des charges permanentes et d'exploitation.

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \quad \text{Avec : } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

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

0,6 M_0 Pour une poutre à deux travées.

0,5 M_0 Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0,4 M_0 Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas on a une poutre qui repose sur huit (04) appuis.

a) Calcul à l'ELU :

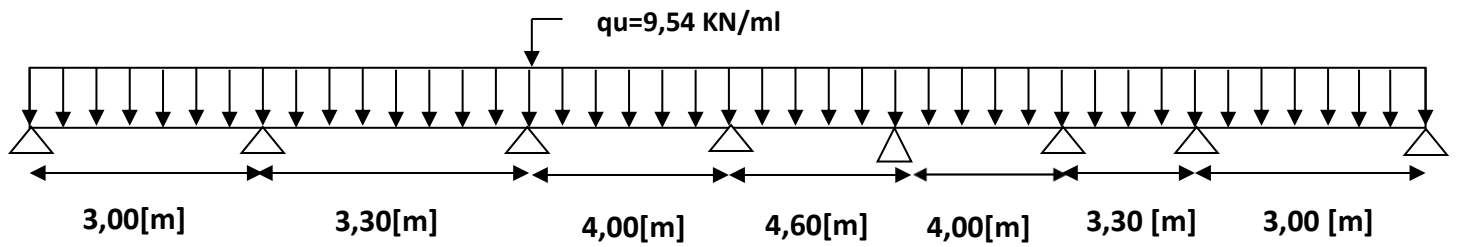


Fig III-3-2 : coupe transversale de la poutrelle

✓ **Calcul des moments et des efforts tranchants :**

Tableau III-3-1 : Les moments et les efforts tranchants à L'ELU.

	Moi	Coefficient	M appui	Alpha	M travée	Ox gauche	Ox droite	Vx gauche	Vx droite
Li		0,3	2,0928375	0,2173913		0	9,3015	0	10,0107394
3	6,976125	0,5	4,22055563	0,2173913	4,27439311	-9,3015	10,23165	-8,59226063	10,4559665
3,3	8,44111125	0,4	4,9608	0,2173913	4,40094069	-10,23165	12,402	-10,0073335	12,8019645
4	12,402	0,4	6,560658	0,2173913	7,45009709	-12,402	14,2623	-12,0020355	14,2623
4,6	16,401645	0,4	6,560658	0,2173913	10,9106595	-14,2623	12,402	-14,2623	12,0020355
4	12,402	0,4	4,9608	0,2173913	7,45009709	-12,402	9,3015	-12,8019645	9,07718352
3,3	8,44111125	0,5	4,22055563	0,2173913	4,40094069	-10,23165	9,3015	-10,4559665	8,59226063
3	6,976125	0,3	2,0928375	0,2173913	4,27439311	-9,3015		-10,0107394	

✓ **Calcul des armatures :**

➤ **Calcul des armatures à l'ELU :**

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

En travée :

$M^{\max} = 10,91 \text{ KN.m}$

En appuis :

$M^{\max} = 6,56 \text{ KN.m}$

Armatures longitudinales :

○ **En travée :** le calcul en travée s'effectue pour une poutre en T.

-Position de l'axe neutre :

Si $M_0 > M_{tDE}$ $\longrightarrow$ l'axe neutre est dans la nervure.

Si $M_0 < M_{tDE}$ $\longrightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression.

Le moment équilibré par la table de compression est :

$$M_0 = f_{bu} \times b \times h_0 (d - 0,5h_0) \text{ Avec } f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 (0,18 - 0,5 \times 0,04) = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m} > M_t^{DE} = 10,91 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10,91 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,036$$

$$\mu = 0,034 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{section simplement armée (S.S.A).}$$

$$\mu = 0,034 \longrightarrow \beta = 0,981$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,91 \times 10^3}{0,981 \times 18 \times 348} = 1,77 \text{ cm}^2 \text{ avec } \delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

On prend $A_{st} = 3HA10 = 2,35 \text{ cm}^2$.

○ Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 6,56 \text{ KN.m}$$

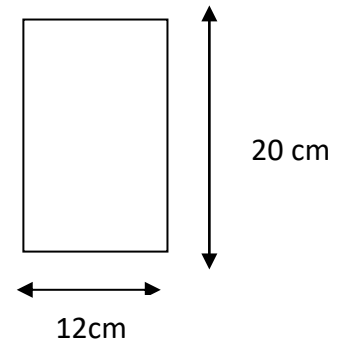
La table étant entièrement tendue, elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction. Le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,56 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,101$$

$$\mu = 0,101 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée (S.S.A).}$$

$$\mu = 0,101 \rightarrow \beta = 0,947$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,56 \times 10^3}{0,947 \times 18 \times 348} = 0,94 \text{ cm}^2$$



On prend $A_a = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$.

Conclusion :

On adopte le ferrailage suivant :

En travée : 3HA10

Aux appuis : 2HA10

➤ **Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)**

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l^{\max} \right)$$

Avec :

$\phi_l^{\max}$: Diamètre max des armatures longitudinales.

$$\phi_t = \min \left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 14 \right) = \min(5,7; 12; 14) = 5,7 \text{ mm}$$

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

➤ **Espacement des armatures :**

$$S_{tmin} \leq (0,9d; 40) \text{ cm}$$

$$S_{tmin} \leq (16,2; 40) \text{ cm}$$

Donc on prend un espacement: **$S_{\text{tmin}} = 15 \text{ cm}$**

Conclusion :

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers en **HA6**, avec un espacement

$S_t = 15 \text{ cm}$ sur la totalité de la poutrelle

b) Vérification à l'ELU :**✓ Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.2.1) :****○ En travée :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

○ Sur appuis :

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

$$A = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A.5.1/ BAEL91modifié 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 contrainte τ_u prise conventionnellement et égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d}$$

Avec :

$$V_u^{\max} = 12,80 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{12,80 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,592 \text{ MPa}$$

Article A.5.1, 21 BAEL91 : dans le cas où les armatures d'âme sont droites et les fissurations sont peut nuisibles, la contrainte τ_u

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = \min(3,33; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,592 \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

$$\sum U_i = \pi \times n \times \varnothing = 3,14 \times 3 \times 10 = 94,2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12,80 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 0,838 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,838 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

✓ **L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL Art : A.5.1.313)**

Sur le béton :

$$V_u^{\max} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} 0,9 d \cdot b_0 = 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 12,80 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN}$$

Sur l'acier :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9d}) \longrightarrow \frac{1,15}{400} \left(12,80 + \frac{6,56}{0,9 \times 18} \right) = 0,037 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 \geq 0,037 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **L'ancrage des barres :**

$$\tau_{su} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \varnothing \frac{f_e}{4 \tau_{su}} = 1 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_c = 0,4 \times L_s = 14,13 \text{ cm}$$

On adopte : $L_c = 15 \text{ cm}$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91 Art A.5.1.1)**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa}$ «Fissuration peu nuisible»

$$\bar{\tau}_u = \min (4,35 \text{ MPa} ; 5\text{MPa}) = 4,35\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{12,80 \times 10^3}{650 \times 180} = \mathbf{0,109\text{MPa}} \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée} \\ \text{(Pas de risque de cisaillement)} \end{array}$$

$$\tau_u = 0,109 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4,35\text{MPa}$$

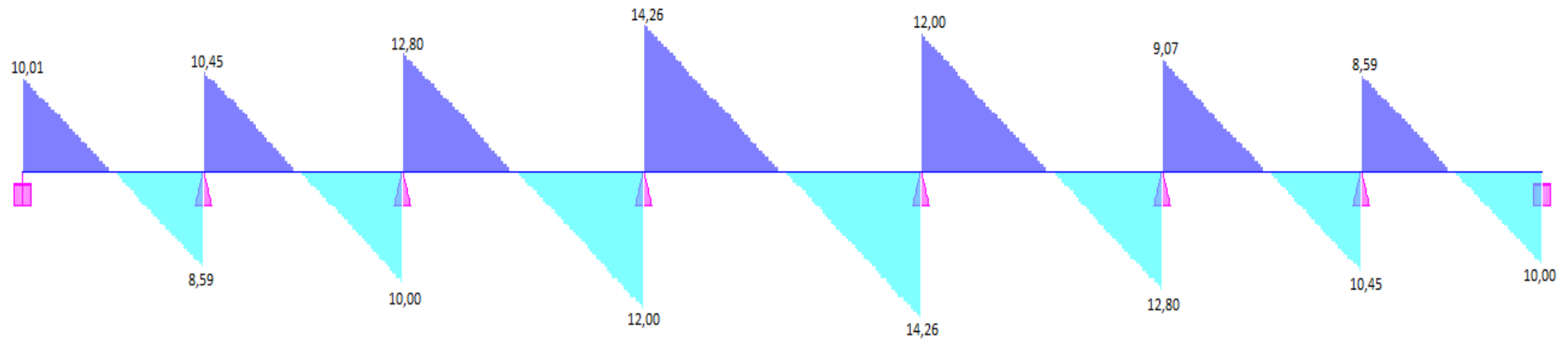


Figure III-3-3 : Diagramme des efforts tranchants moments fléchissant à L'ELU.

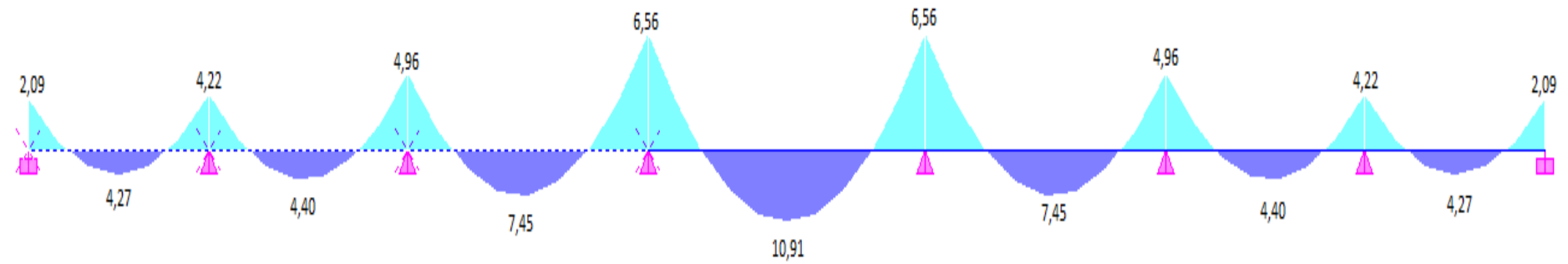


Figure III-3-4 Diagramme des moments fléchissant à L'ELU.

Calcul de la poutrelle à l'ELS :

$$q_s = 9,30 \text{ KN/ml}$$

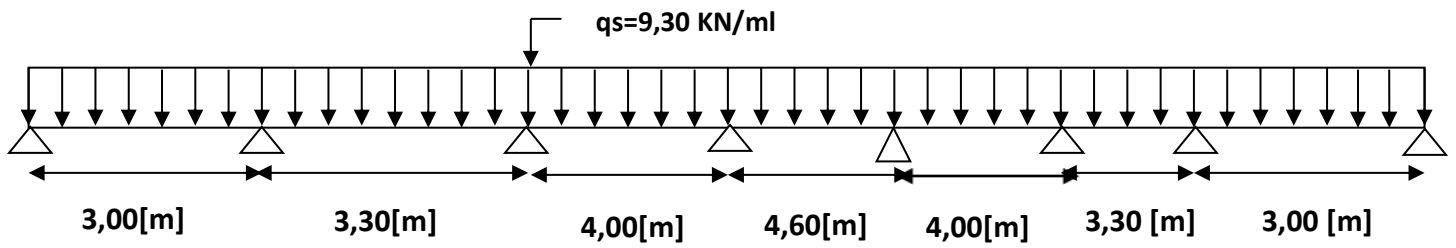


Fig III-3-5 : coupe transversale de la poutrelle

✓ **Calcul des moments et des efforts tranchants :**

Tableau III-3-2 : Les moments et les efforts tranchants à L'ELS.

Li	Moi	Coefficient	M appui	Alpha	M travée	Ox gauche	Ox droit	Vx gauche	Vx droite
		0,3	1,513687	0,21739		0	6,7275	0	7,240471
3	5,045625	0,5	3,052603	0,21739	3,091542	-6,7275	7,4002	6,214528	7,562491
3,3	6,105206	0,4	3,588	0,21739	3,183070	-7,40025	8,97	7,238008	9,259282
4	8,97	0,4	4,74513	0,21739	5,388435	-8,97	10,315	8,680717	10,3155
4,6	11,86282	0,4	4,74513	0,21739	7,891357	-10,3155	8,97	-10,3155	8,680717
4	8,97	0,4	3,588	0,21739	5,388435	-8,97	6,7275	9,259282	6,565258
3,3	6,105206	0,5	3,052603	0,21739	3,183070	-7,40025	6,7275	7,562491	6,214528
3	5,045625	0,3	1,513687	0,21739	3,091542	-6,7275		7,240471	

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

- **En travée:**

$$M^{\max} = 7,89 \text{ KN.m}$$

- **En appuis:**

$$M^{\max} = 4,74 \text{ KN.m}$$

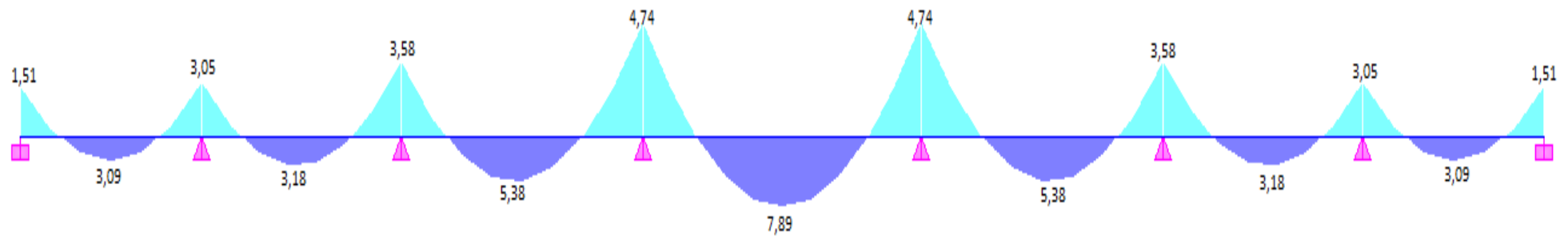


Figure III-3-6 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS.

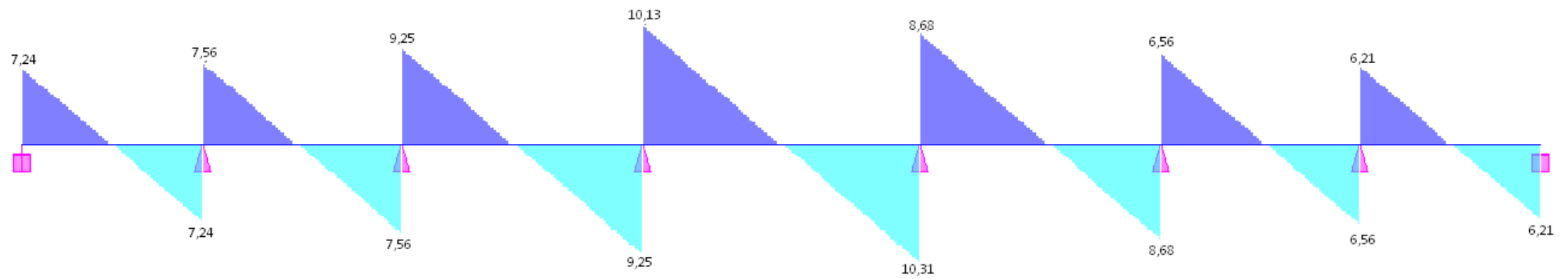


Figure III-3-6 Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.

Vérifications à l'ELS :

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :** (Art A.4.5, 3 BAEL91 modifié 99), (Art B 6.5.2/ BAEL91 modifié 99)

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

✓ **Etat limite de résistance du béton à la compression :** (Art A 4.5, 2/BAEL 91 modifié 99) :

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

Aux appuis :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b.d} = \frac{100 \times 2,35}{18 \times 12} = 1,08 \quad , \quad K_1 = 19,96$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{Avec } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\text{On a } \sigma_{st} = 130,75 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{130,75}{19,96} = 6,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

En travée :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{Avec } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

On a :

$$\sigma_{st} = 325,77 \text{ MPa} \quad ; \quad K_1 = 25,5$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{325,77}{25,5} = 12,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12,77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

• **Conclusion :**

La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

c) Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

a) Etat limite de déformation : (BAEL91.AB.4.24)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$3- \frac{A_{sa}}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{400}$$

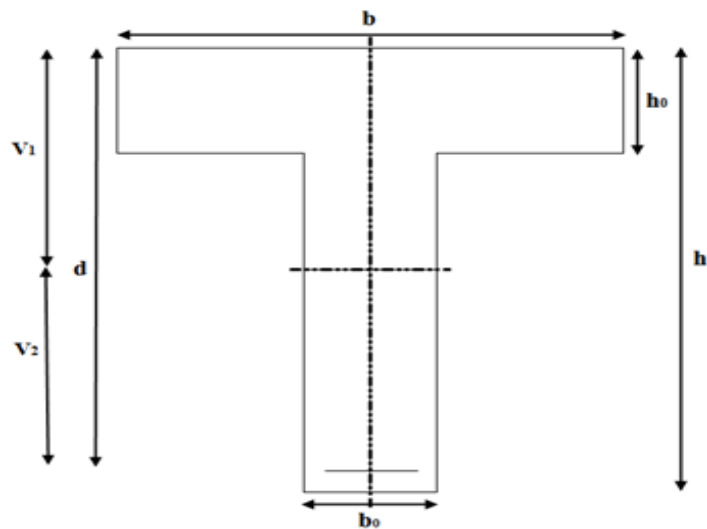
Avec :

h : hauteur totale de la section.

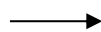
L : portée libre maximale.

M_t : moment maximum de flexion.

b_0 : largeur de nervure.

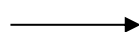


$$\frac{h}{L} = \frac{20}{460} = 0,043 < \frac{1}{16} = 0,063$$



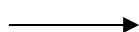
Condition non vérifiée

$$\frac{h}{L} = 0,043 > \frac{M_{st}}{15M_0} = \frac{9,47}{10 \times 19} = 0,050$$



Condition non vérifiée

$$\frac{A_{sa}}{b_0 d} = \frac{2,35}{18 \times 12} = 0,016 = \frac{4,2}{400} = 0,01$$



Condition non vérifiée

Toutes les conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est obligatoire.

➤ Calcul de la flèche :

Il faut vérifier que : $f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_0 I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$

Avec :

$\bar{f}$: la flèche admissible

E_v : module de déformation différée ; $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{C28}} = 3700 \sqrt[3]{25}$

$$E_v = 10818,865 \text{ MPa}$$

I_{fv} : inertie fissurée de la section pour les charges de longue durée.

I_{fv} est donné par la formule suivante : $I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (0.4 \times \mu \times \lambda_v)}$

I_0 : moment d'inertie totale de la section homogène.

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_s) + f_{t28}} ; 0 \right)$$

ρ : est le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \times \rho}$$

Calcul des paramètres :**✓ La position de l'axe neutre :**

$$S_{xx'} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_{st} \times d)$$

$$= 65 \times 4 \times \frac{4}{2} + (20-4) \times 12 \times \frac{12}{2} + (15 \times 2,35 \times 18) = 2738,50 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_{st})$$

$$B_0 = (65 \times 4) + (20-4) \times 12 + (15 \times 2,35) = 487,25 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{2738,5}{487,25} = 5,62 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 5,62 = 14,38 \text{ cm}$$

✓ **Calcul du moment d'inertie :**

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

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (5,62^3 + 14,38^3) + (65-12) \times \frac{4^3}{12} + (65-12) \times 4 \times \left(5,62 - \frac{4}{2}\right)^2 + 15 \times 2,35 \times (14,38 - 2)^2$$

$$I_0 = 11614,436 \text{ cm}^4.$$

➤ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{4,62}{12 \times 18} = 0,021$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,021 \times 348 + 2,1} ; 0 \right) = 0,88$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,021} = 0,78$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 11614,436}{1 + 0,88 \times 0,78} = 7575,83 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{7,89 \times 10^6 \times 4400^2}{10818,865 \times 10 \times 7575,83 \times 10^4} = 4,28 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{4400}{500} = 8,8 \text{ mm}$$

$$f = 4,28 \text{ mm} < \bar{f} = 8,8 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

CONCLUSION :

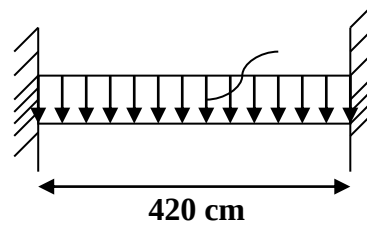
Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion ; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

III.4 La poutre palière :

La poutre palière est une section rectangulaire de dimension ($b \times h$), se situe au niveau du palier intermédiaire de l'escalier. Elle est partiellement encastrée à ses extrémités dans les poteaux.

III.4.1 prés dimensionnement :**a) Hauteur de la poutre :**

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



L : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h : hauteur de la poutre .

$$L=420 \text{ cm}$$

$$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10}$$

$$28 \leq h \leq 42$$

On adopte une hauteur de $h = 30[\text{cm}]$

b) Largeur de la poutre :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

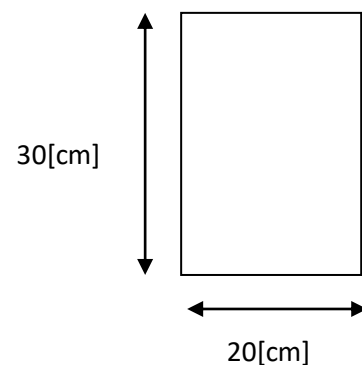
$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$$

$$12 \leq b \leq 21$$

On adopte une largeur de $b=20[\text{cm}]$

Vérification des conditions de RPA99 (ART 7.4.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 20[\text{cm}] > 20[\text{cm}] \dots\dots\dots \text{CV} \\ h = 30[\text{cm}] > 30[\text{cm}] \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{20} = 1,17 < 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$



Donc la poutre aura pour dimensions : $b \times h = (20; 30)$

III.4.2 Détermination des charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre : $25 \times 0,20 \times 0,3 = 1,5 \text{ KN/m}^2$

Poids propre du mur extérieur : $G = 1,73 \times (3,06 - 0,2) = 4,95 \text{ KN/ml}$

Réaction de l'escalier sur la poutre à L'ELU : $R_a = 38,23 \text{ KN}$

Réaction de l'escalier sur la poutre à L'ELS : $R_a = 27,66 \text{ KN}$

$$G = G_M + G_P = 4,95 + 1,5 = 6,45$$

III.4.3 Calcul à L'ELU :**a) Combinaison de charge à L'ELU :**

$$q_u = 1,35G + 2 \frac{R_A}{L}$$

$$q_u = 1,35 \times 6,45 + 2 \frac{38,23}{4,20}$$

$$q_u = 26,91 \text{ KN/m}$$

b) Réaction d'appuis :

$$R_B = R_A = \frac{q_u}{2} l = \frac{26,91}{2} \times 4,20 = 56,51 \text{ KN}$$

c) Calcule des efforts internes :

$$0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$$

$$T_y = 56,51 - 26,91x$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x=0 & \longrightarrow T_y = 56,51 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=4,20 & \longrightarrow T_y = -56,51 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_0 = -\frac{q_u l^2}{8} = -\frac{26,91}{8} 4,20^2 = -59,34 \text{ KN}$$

○ **Aux appuis :** $M_{ua} = -0,3M_0 = -17,80 \text{ m}$

○ **Aux travées :** $M_{ut} = 0,85M_0 = 50,44 \text{ KN}$

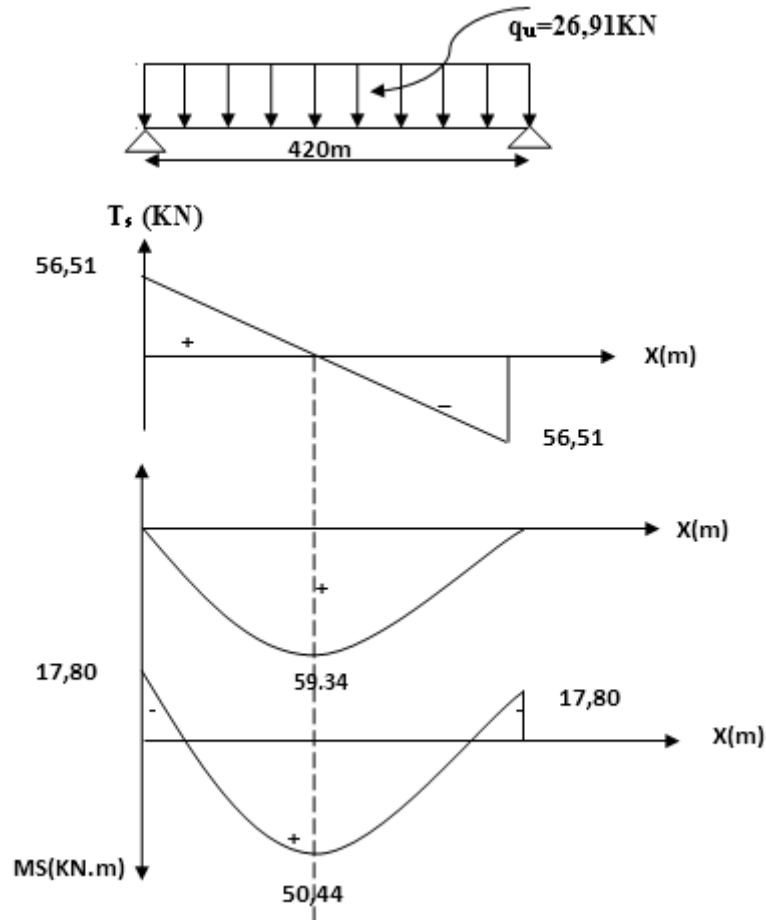


Fig III-5-1 : Diagramme des efforts internes à L'ELU

III.4.4 Calcul des armatures :

○ Aux appuis :

$$b=20\text{cm}; d=28\text{cm} ; c=2 \text{ cm}; h=30 \text{ cm}; f_{bu} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta\gamma_b} = 14,2 ; \gamma_b=1,5 ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{1,15} ; f_e=400$$

$$M_{ua}=17,80\text{KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{17,80 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,070$$

$$\mu_b < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{la section est simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_b = 0,070 \longrightarrow \beta = 0,964$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17,80 \times 10^3}{0,964 \times 28 \times 348} = 1,89 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

○ En travée : $M_{ut}=50,44\text{KN.m}$

$$\mu_t = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{50,44 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,226$$

$$\mu_b < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow (\text{SSA}).$$

$$\mu_b = 0,226 \longrightarrow \beta = 0,870$$

$$A = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{50,44 \times 10^3}{0,870 \times 28 \times 348} = 5,95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A = 6\text{HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2$$

III.4.5 vérifications à l'ELS :

- ✓ **Exigence du RPA sur Les armature longitudinal :(art 7.5.2.1RPA 99modifié 2003)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section

$$0,5\% \text{ de la section } = 0,005 \times 20 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A = 3,39 \text{ cm}^2 > 3 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{En travée : } A = 6,78 \text{ cm}^2 > 3 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 20 \times 28 = 0,676 \text{ cm}^2$$

$$\text{- Aux appuis : } A = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$\text{- Aux travées : } A = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

c) Vérification la contrainte de cisaillement : (Art A .5.1,211/BAEL91 modifier 99)

$$T_u = V_u = 56,51 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3,33; 5 \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{56,51 \times 10^3}{20 \times 28 \times 10^2} = 1,00 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \longrightarrow \text{CV} \text{ donc pas de risque de cisaillement}$$

- ✓ **Vérification de d'adhérence des barres : Art A .6.1,3/BAEL91 modifier 99)**

○ En appuis :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} \quad \Psi: \text{coefficient de scellement}$$

$$\tau_{se} = \frac{v_u^{max}}{0,9 d \sum u_i} \quad \text{avec} \quad \sum u_i: \text{la somme des périmètre utiles des barres}$$

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ mm}$$

$$\text{Donc } \tau_{se} = \frac{56,51 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113,04} = 1,98 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\Psi = 1,5 \text{ HA}$$

$$\tau_{se} = 1,98 \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \dots\dots\dots \text{CV}$$

○ **En travée**

$$\sum u_i = n \times \phi (\pi + 2) = 3 \times 12 (3,14 + 2) = 185,04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{56,51 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 185,04} = 1,21 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Encrage des barres aux appuis : (Art A .6.1,23/BAEL91 modifier 99)**

La longueur de scellement (L_s) est donnée par :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\text{Avec } \bar{\tau}_u = 0,6 \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

○ **Aux appuis :**

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

On prend **$L_s = 35 \text{ cm}$**

La longueur de scellement dépasse la largeur du poteau à laquelle les barres seront ancrée ; la

BAEL 91 admet que l'ancrage des barres se termine par un crocher de : $L_C = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

➤ **Diamètre des armatures transversales (art. A.7.2 BAEL91) :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 8,57; 12; 20 \} \text{ mm} = 8,57 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre **$\phi_t = 8 \text{ mm}$**

$$\text{Soit } A_t = 4 \text{ HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement des barres : (Art 7.5.2.2/RPA 99 version 2003)**

○ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm} \right) = \min \left(\frac{30}{4}; 12 \times 1,2; 30 \right) = 8,7 \text{ cm}$$

On opte pour **$S_t = 8 \text{ cm}$**

○ **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

✓ **Pourcentage minimum des armatures transversales : (Art 5.1, 22 / BAEL91):**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,9 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Remarque : les premières armatures transversales doivent être disposés à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

III.4.6 Calcule à L'ELS :

a) Combinaison de charge à L'ELS

$$q_s = 1G + R_s$$

$$q_s = 1 \times (6,45) + 2 \frac{27,66}{4,2}$$

$$q_s = 19,62 \text{ KN/m}$$

b) Réaction d'appuis :

$$R_B = R_A = \frac{q_s l}{2} = \frac{19,62}{2} \times 4,20 = 41,20 \text{ KN}$$

c) Calcul des efforts internes :

$$\text{➤ } 0 \leq x \leq 4,20$$

$$T_y = 41,20 - 19,62x$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x=0 & \longrightarrow T_Y = 41,20 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=4,20 & \longrightarrow T_Y = -41,20 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{19,62}{8} 4,20^2 = 43,26 \text{ KN}$$

○ **Aux appuis :** $M_{ua} = -0,3M_0 = -12,97 \text{ KN.m}$

○ **Aux travées :** $M_{ut} = 0,85M_0 = 36,77 \text{ KN.m}$

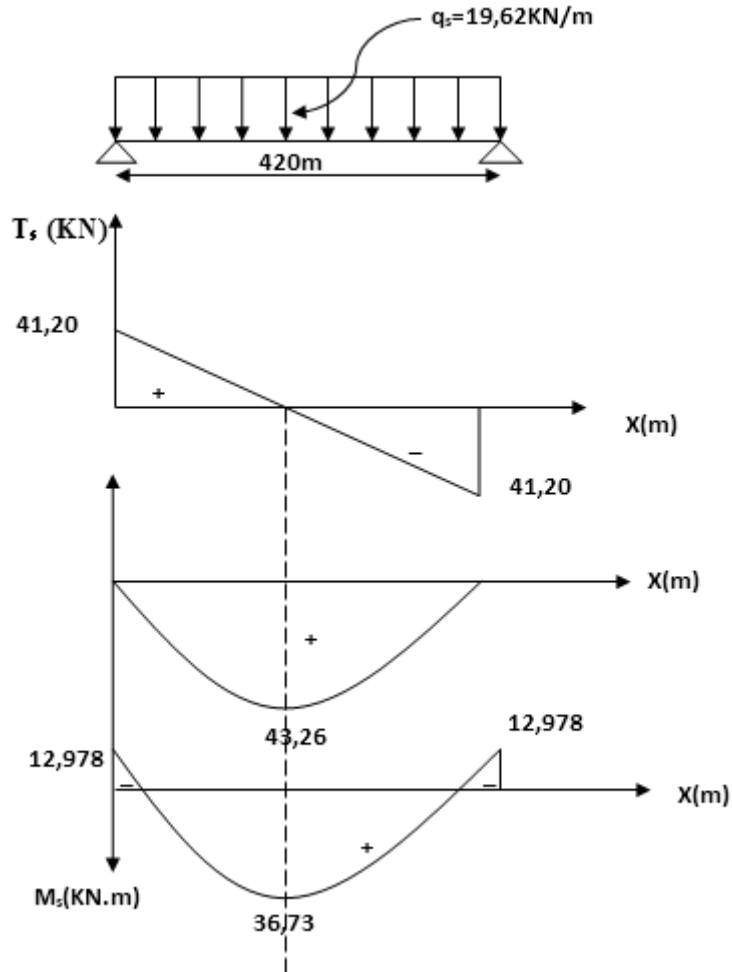


Fig. III-5-2 : Diagramme des efforts internes à L'ELS

III.4.7 Calcul à L'ELS :

✓ Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

Vérification de la condition suivante : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

○ Aux appuis :

✓ Contrainte dans le béton

$$M_{ua} = 12,97 \text{ kN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,35}{20 \times 28} = 0,420 \quad \text{donc} \quad \beta_1 = 0,9, K_1 = 35$$

$$\text{Avec } \sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{12,97 \times 10^3}{0,9 \times 28 \times 2,35} = 219,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{219,01}{35} = 6,25 < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

✓ **Contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$$

$$\sigma_s = 219,19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

○ **Aux travée**✓ **Contrainte dans le béton**

$$M_{ut} = 36,77 \text{ KN.m}$$

$$\rho = \frac{100 \times 6,78}{20 \times 28} = 1,21 \quad \beta_1 = 0,850 \quad K_1 = 18,33$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{36,77 \times 10^3}{0,850 \times 28 \times 6,78} = 227,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{227,86}{18,33} = 12,43 < 15 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

✓ **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 227,87 \text{ MPa}$$

$$227,87 < 348 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

✓ **Etat limite de déformation**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{30}{320} = 0,093 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad \frac{30}{420} = 0,071 \leq \frac{36,77}{50,44 \times 10} = 0,073 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\checkmark \quad \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad \frac{6,64}{100 \times 28} = 0,0024 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

Après les calculs et les vérifications nous sommes arrivés aux résultats suivants :

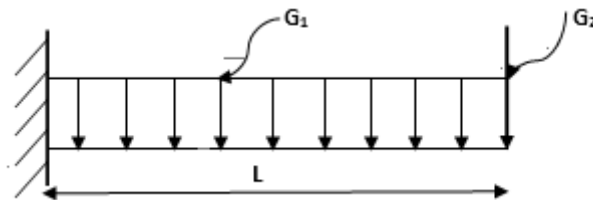
- aux appuis : 3HA12
- aux travées : 6HA12
- Armateurs transversale 4HA8 avec un espacement :
 - $S_t = 8 \text{ cm}$ pour la zone nodale.
 - $S_t = 15 \text{ cm}$ pour la zone courante

III.5 Calcul des balcons :

III.5.1 Introduction :

Le balcon est constitué par une simple dalle qui est considérée comme des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive, soumise aux différentes charges (G, Q, P).

L'épaisseur de la dalle plane est donnée par $e_p \geq l/10$



l : Largeur de balcon

$$e_p = \frac{105}{10} = 10,5 \text{ cm} \longrightarrow \text{épaisseur choisie } e_p = 15 \text{ cm}$$

III.5.2 Détermination des charges et surcharge :

a) Les charges permanentes :

- ✓ Les charges des balcons en dalle plane (**Tableaux III.5**)
- ✓ Les charges et surcharge de garde-corps

Tableau III-6-1 : le poids de garde-corps

Désignation	épaisseur	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Brique	0,10	9	0,9
Enduit de ciment (×2)	0,015	18	0,54
			G= 1,44

b) Les surcharges d'exploitations :

Pour :

- La dalle plane : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$
- Le garde-corps : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

III.5.3 Combinaison de charges :

✓ à l'ELU :

La dalle pleine :

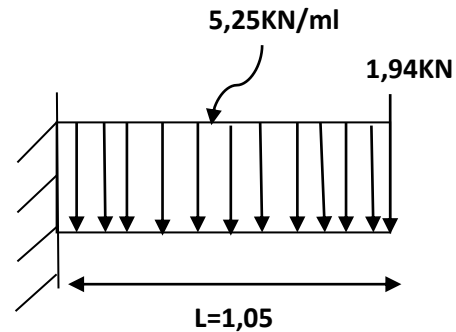
$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{ml}$$

$$q_u = (1,35(5,1) + 1,5(3,5)) \times 1\text{ml} \rightarrow q_u = 5$$

Le garde-corps :

$$g_u = (1,35G + 1,5Q)$$

$$g_u = 1,35(1,44) \rightarrow g_u = 1,94 \text{ KN}$$



A l'ELS :

La dalle pleine :

$$q_s = (G + Q)$$

$$q_s = (5,1 + 3,5) \rightarrow q_s = 8,6 \text{ KN/ml}$$

Le garde-corps :

$$g_s = G \rightarrow g_s = 1,44 \text{ KN}$$

III.5.4 Ferrailage :

✓ Calcul du moment fléchissant

✓ à l'ELU :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u l = \frac{5,25(1,05)^2}{2} + 1,94(1,05) = 4,83 \text{ KN.m}$$

✓ A l'ELS :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s l = \frac{8,6(1,05)^2}{2} + 1,44(1,05) = 6,25 \text{ KN.m}$$

✓ Calcule des armateurs en flexion simple :

✓ Armatures principales :

$$b=100\text{cm} ; d=12 ; c=3 ; h=15 ; F_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} = 14,2 ; \gamma_b=1,5 ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{1,15} ; f_e=400$$

$$U_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{4,83 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,024 < 0,392$$

$$U_u = 0,024 \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4,83 \times 10^3}{0,988 \times 12 \times 348} = 1,17 \text{ cm}^2$$

Soit $5\text{HA}10=3,93\text{cm}^2$ avec un espacement $S_t=25\text{cm}$

✓ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit $5\text{HA}10=3,93\text{cm}^2$ avec un espacement $S_t=25\text{cm}$

III.5.5 vérifications à l'ELS :

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

$$A_{\text{adopte}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 12 \times 100 = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,45 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Vérification de d'adhérence des barres : Art A .6.1,3/BAEL91 modifier 99)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28}$$

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0,9 d \sum u_i} \quad \text{avec} \quad \sum u_i : \text{la somme des périmètre utiles des barres}$$

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

✓ Effort tranchant

$$V_U = q_u \times l + g_u = 5,25 \times 1,05 + 1,94 = 7,45 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } \tau_{se} = \frac{7,45 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 157} = 0,44 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\psi = 1,5 \text{ HA}$$

$$\tau_{se} = 0,44 \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

✓ Vérification au cisaillement :(Art A .5.1,2/BAEL91 modifier 99)

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{7,45 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,062 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Il n'ya pas de risque d'entraînement des barres.

✓ Vérification de l'espacement des barres : (Art A .8.2,42/BAEL91 modifier 99)

Armatures principales

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée .}$$

Armatures de répartition

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée .}$$

Avec $h = 15 \text{ cm}$

III.5.6 vérifications à l'ELS :

✓ Vérification des contraintes dans le béton :

Vérification de la condition suivante : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

✓ Contrainte dans le béton :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,261$$

$$\rho = 0,261 \longrightarrow \{\beta_1 = 0,918; k_1 = 45,98\}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_{s \times d}} = \frac{6,25 \times 10^3}{0,918 \times 3,14 \times 12} = 180,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{180,68}{45,98} = 3,92 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Etat limite d'ouvertures des fissures :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \quad \text{avec } \eta = 1,6 \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa} \geq \sigma_s = 180,68 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Vérification de la flèche : (Art B .6.5,2/BAEL91 modifier 99)**

Les règles de BAEL précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indisponible de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$h=15 ; l=1,05\text{m} ; M_0=6,25\text{KN.m} ; M_t=4,83\text{KN.m} ; f_e=400 ; A=3,14\text{cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{15}{105} = 0,142 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \longrightarrow \frac{15}{105} = 0,142 \geq \frac{4,83}{6,25 \times 10} = 0,07 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{3,14}{100 \times 12} = 0,002 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,010 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les condition sont vérifier ,donc le calcule de la flèche n'est pas nécessaire .

Conclusion

Apré les calcule et les vérification nous somme arrivés aux résultats suivants :

- Armateurs principales 5HA10 avec $S_t=25\text{cm}$
- Armateurs répartition 4HA10 avec $S_t=16\text{cm}$

III.6 Calcule de la poutre de chaînage :

III.6.1 Pré dimensionnement

a) Détermination de la hauteur

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

$$L=330 \text{ cm}$$

$$\frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10}$$

$$22 \leq h \leq 33$$

On adopte une hauteur de $h = 30 \text{ cm}$

b) Détermination de la largeur : RPA99 modifié en 2003

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$$

$$12 \leq b \leq 21$$

On adopte une largeur de $b=20 \text{ cm}$

Donc la poutre aura pour dimensions : $b \times h = (20; 30)$

III.6.2 Détermination des charges revenant à la poutre :

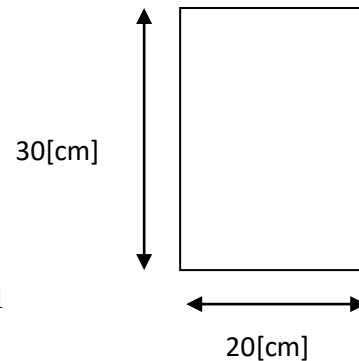
Poids propre de la poutre $25 \times 0,20 \times 0,3 = 1,5 \text{ KN/m}^2$

Poids propre du mur extérieur $G = 1,73 \times (3,06 - 0,2) = 4,95 \text{ KN/ml}$

Poids de plancher $G = 3,51 / 2 = 1,755 \text{ KN/ml}$

$$G_t = 8,205 \text{ KN/ml}$$

Charge d'exploitation $1,5 \times 0,65 / 2 = 0,488 \text{ KN/ml}$

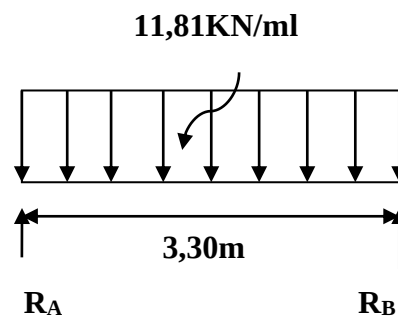


III.6.3 Calcul à L'ELU :

a) Combinaison de charge à L'ELU

$$q_u = 1,35 \times 8,205 + 1,5 \times 0,488$$

$$q_u = 11,81 \text{ KN/m}$$



b) Réaction d'appuis

$$R_B = R_A = \frac{q_u}{2} l = \frac{11,81}{2} \times 3,30 = 19,49 \text{ KN}$$

Calcul des efforts internes :

$$0 \leq x \leq 3,3$$

$$T_y = 19,49 - 11,81x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \longrightarrow T_y = 19,49 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=4,20 \longrightarrow T_y = -19,49 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{11,81}{8} 3,3^2 = 16,07 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis :** $M_{ua} = -0,3M_0 = -4,82 \text{ KN.m}$
- **Aux travées :** $M_{ut} = 0,85M_0 = 13,66 \text{ KN.m}$

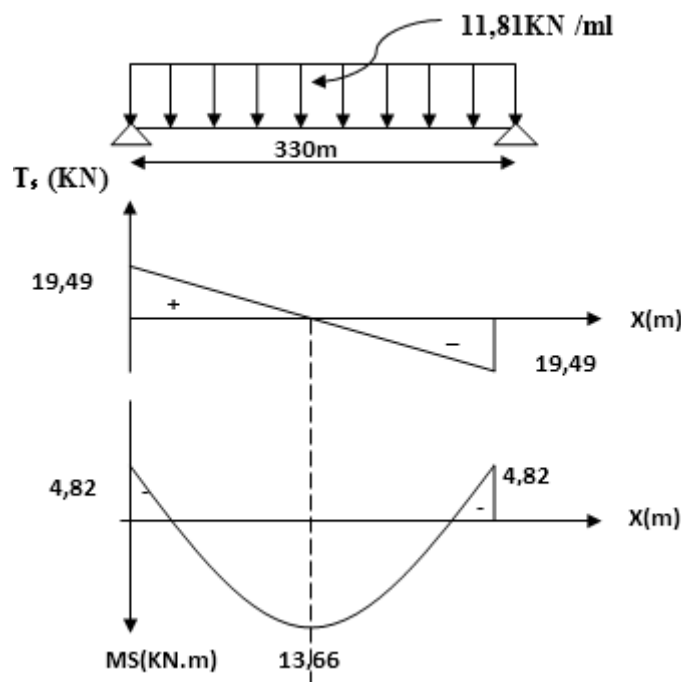


Fig III-6-1 : Diagramme des efforts internes à l'ELU

III.6.4 Calcul des armatures :

- **Aux appuis :**

$$b=20 \text{ cm} ; d=27,5 \text{ cm} ; c=2,5 \text{ cm} ; h=30 \text{ cm} ; M_{ua}=4,82 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4,82 \times 10^3}{20 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,022$$

$$\mu_b < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{la section est simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_b = 0,022 \longrightarrow \beta = 0,989$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4,82 \times 10^3}{0,989 \times 27,5 \times 348} = 0,51 \text{ cm}^2$$

Soit $A = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$

○ En travée : $M_{ut} = 13,66 \text{ KN.m}$

$$\mu_t = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13,66 \times 10^3}{20 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,064$$

$$\mu_b < \mu_l = 0,392 \longrightarrow (\text{SSA}).$$

$$\mu_b = 0,064 \longrightarrow \beta = 0,967$$

$$A = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13,66 \times 10^3}{0,967 \times 27,5 \times 348} = 1,47 \text{ cm}^2$$

Soit $A = 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$

III.6.5 vérifications à l'ELS :

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 20 \times 27,5 = 0,66 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,66 \text{ cm}^2$ cv

- En travée : $A = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,66 \text{ cm}^2$ cv

✓ Vérification de la cisaillement : (Art A .5.1,211/BAEL91 modifier 99)

$$T_U = V_U = 19,49 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3,33; 5 \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{19,49 \times 10^3}{20 \times 27,5 \times 10^2} = 0,35 \text{ MPa}$$

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

✓ Vérification de d'adhérence des barres : Art A .6.1,3/BAEL91 modifier 99)

○ Aux appuis :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} \text{ avec } \Psi: \text{coefficient de scellement}$$

$$\tau_{se} = \frac{v_u^{\max}}{0,9 d \sum u_i} \text{ avec } \sum u_i : \text{la somme des périmètre utiles des barres}$$

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,8 \text{ mm}$$

$$\text{Donc } \tau_{se} = \frac{19,49 \times 10^3}{0,9 \times 27,5 \times 62,8} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \Psi = 1,5 \text{ HA}$$

$$\tau_{se} = 1,25 \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ CV}$$

○ **En travée**

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3,14 \times 12 = 75,36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19,49 \times 10^3}{0,9 \times 275 \times 75,36} = 1,04 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,04 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Encrage des barres aux appuis : (Art A.6.1,23/BAEL91 modifier 99)**

La longueur de scellement (L_s) est donnée par :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\text{Avec } \bar{\tau}_u = 0,6 \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

○ **Aux appuis**

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

On prend **$L_s = 35 \text{ cm}$**

La longueur de scellement dépasse la largeur du poteau à laquelle les barres seront ancrée ; la

BAEL 91 admet que l'ancrage des barres se termine par un crocher de $L_C = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

➤ **Diamètre des armatures transversales (art. A.7.2 BAEL91) :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 8,57; 12; 20 \} \text{ mm} = 8,57 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre **$\phi_t = 8 \text{ mm}$**

Soit **$A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$**

➤ **Espacement des barres : (Art 7.5.2.2/RPA 99 version 2003)**

○ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm} \right) = \min \left(\frac{30}{4}; 12 \times 1,2; 30 \right) = 8,75 \text{ cm}$$

On opte pour **$S_t = 7,5 \text{ cm}$**

○ **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

✓ **Pourcentage minimum des armatures transversales : (Art 5.1, 22 / BAEL91):**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,9 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV} .$$

III.6.6 Calcule à L'ELS :**a) Combinaison de charge à L'ELS**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 1 \times 8,205 + 0,488$$

$$q_s = 8,69 \text{ KN/m}$$

b) Réaction d'appuis :

$$R_B = R_A = \frac{q_s}{2} l = \frac{8,69}{2} \times 3,3 = 14,34 \text{ KN}$$

c) Calcule des efforts internes :

$$0 \leq x \leq 3,3$$

$$T_y = 14,34 - 8,69x$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x=0 & \longrightarrow T_y = 14,34 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=3,3 & \longrightarrow T_y = -14,34 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{8,69}{8} 3,3^2 = 11,82 \text{ KN}$$

○ **Aux appuis :** $M_{us} = -0,3M_0 = -3,55 \text{ KN.m}$

○ **En travée :** $M_{ut} = 0,85M_0 = 10,05 \text{ KN.m}$

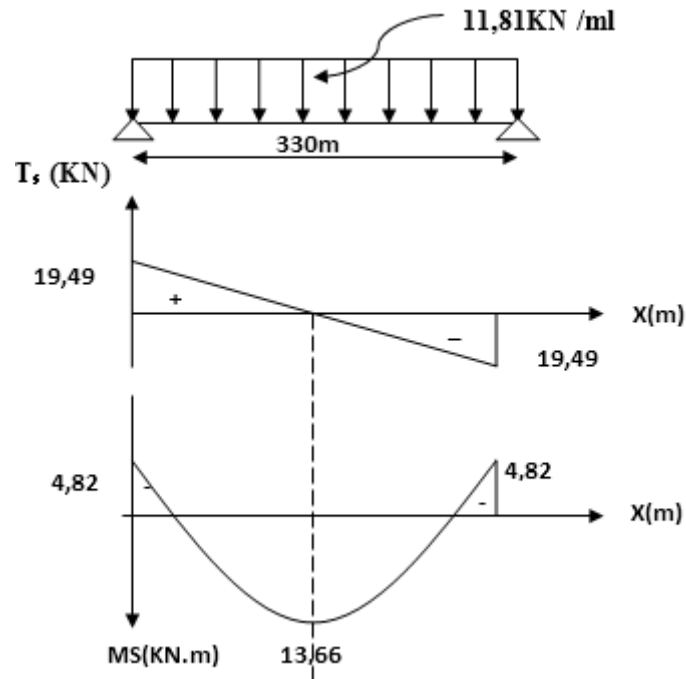


Fig III-6-2 : Diagramme des efforts internes à L'ELS

III.6.7 Calcul à L'ELS :

✓ Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

Vérification de la condition suivante : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

○ Aux appuis :

✓ Contrainte dans le béton

$$M_{ua} = 3,55 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 1,57}{20 \times 27,5} = 0,285 \quad \text{donc} \quad \beta_1 = 0,916, K_1 = 44,52$$

$$\text{Avec } \sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3,55 \times 10^3}{0,9 \times 27,5 \times 1,57} = 91,36 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{91,36}{44,52} = 2,05 < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

✓ Contrainte dans les aciers :

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$$

$$\sigma_s = 91,36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- Aux travée

- ✓ **Contraite dans le béton**

$$M_{ut}=10,05\text{KN.m}$$

$$\rho = \frac{100 \times 2,26}{20 \times 27,5} = 0,41; \quad \beta_1 = 0,902 \quad K_1 = 36,02$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{10,05 \times 10^3}{0,902 \times 27,5 \times 2,26} = 179,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{179,27}{36,02} = 4,98 < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- ✓ **Contrainte dans les aciers**

On doit vérifier : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 179,27 \text{ MPa}$$

$$179,27 < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- ✓ **Etat limite de déformation**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{30}{330} = 0,090 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 ; \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad \frac{30}{330} = 0,090 \geq \frac{10,05}{11,82 \times 10} = 0,085 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\checkmark \quad \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad \frac{2,26}{20 \times 27,5} = 0,0041 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

Après les calculs et les vérifications nous sommes arrivés aux résultats suivants :

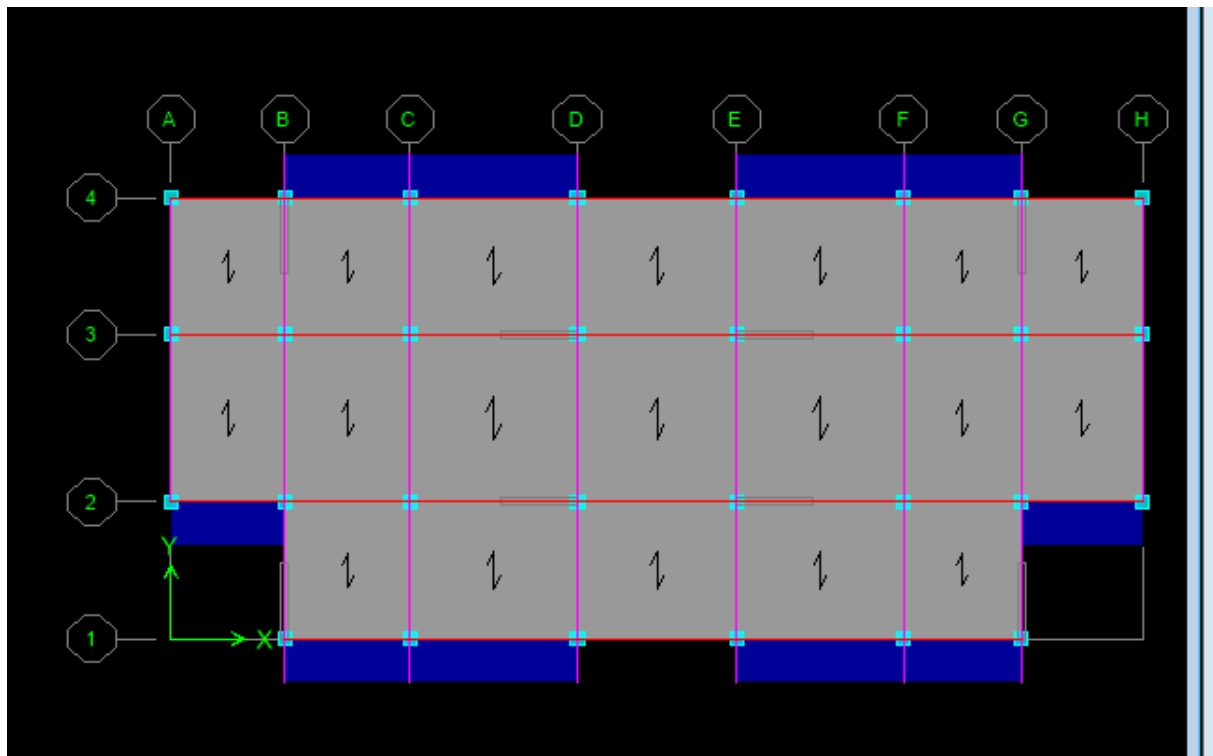
- aux appuis : 2HA10
- aux travées : 2HA12
- Armateurs transversale 4HA8 avec un espacement :

$S_t = 7,5 \text{ cm}$ pour la zone nodale.

$S_t = 15 \text{ cm}$ pour la zone courante

CHAPITRE IV:

Modélisation de la structure



IV.1) Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, qui est le problème majeur, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; pour cela, on utilise La méthode des éléments finis (MEF).

Et pour des résultats plus exacts et un travail plus facile, on s'appuie sur l'outil informatique, Et on aura des logiciels qui vont nous éviter le calcul manuel laborieux, et pour notre projet on a choisi ETABS comme logiciel de calcul.

IV.2) Concept :

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la MEF, et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la(MEF).

IV.3) Description d'ETABS :

L'ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS) est un logiciel de calcul des ouvrages de génie civil. Il permet en même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ces structures. L 'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérifications des structures en béton armé et charpente métallique. Le poste processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

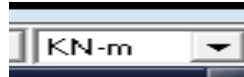
IV.4) Etapes de modélisation :

• Etape 1 :

La première étape consiste à spécifier **la géométrie de la structure**

a) Choix des unités :

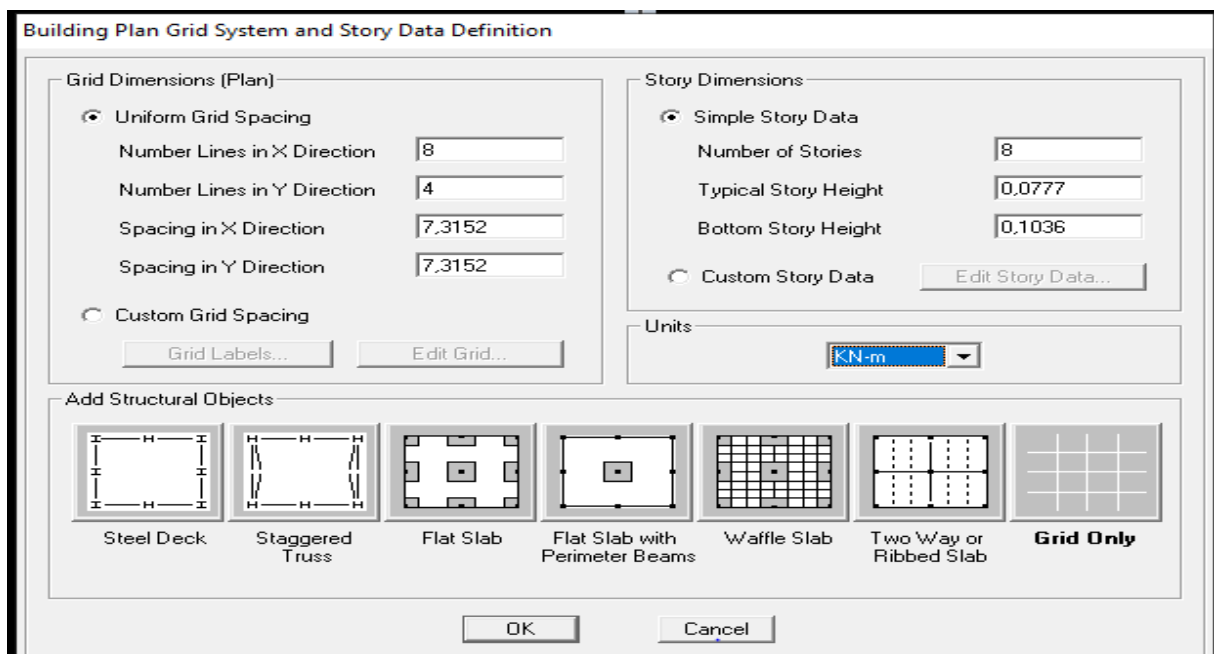
Au bas de l'écran, on sélection **KN.m** comme unités de base pour les forces et déplacements.



b) Géométrie de base

En haut de l'écran à gauche, on clique sur : **File new** → **model** → **No**

Une fenêtre s'affichera :



Cette fenêtre nous permet d'introduire :

- Le nombre de travées suivant le sens x-x et leurs longueurs.
- Le nombre de travées suivant le sens y-y et leurs longueurs.
- Le nombre d'étage et leurs différentes hauteurs.

Et pour cela on suit les étapes suivantes :

c) Pour la longueur des travées :

Costom Grid Spacing, et on remplit les tableaux comme suit :

Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	0,	Primary	Show	Top	
2	B	3,	Primary	Show	Top	
3	C	6,3	Primary	Show	Top	
4	D	10,7	Primary	Show	Top	
5	E	14,9	Primary	Show	Top	
6	F	19,3	Primary	Show	Top	
7	G	22,4	Primary	Show	Top	
8	H	25,6	Primary	Show	Top	
9						
10						

Y Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	0,	Primary	Show	Left	
2	2	3,6	Primary	Show	Left	
3	3	8,	Primary	Show	Left	
4	4	11,6	Primary	Show	Left	
5						
6						
7						
8						
9						
10						

Units: KN-m

Display Grids as: ☒ Ordinates ☐ Spacing

☐ Hide All Grid Lines

☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1,25

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

d) Pour la hauteur des niveaux :

Costom Story Data, et on remplit le tableau comme suit :

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
8	TERR	3,06	21,91	Yes		No	0,
7	ET5	3,06	18,85	No	S/SOL	No	0,
6	ET4	3,06	15,79	No	S/SOL	No	0,
5	ET3	3,06	12,73	No	S/SOL	No	0,
4	ET2	3,06	9,67	No	S/SOL	No	0,
3	ET1	3,06	6,61	No	S/SOL	No	0,
2	S/SOL	3,55	3,55	Yes		No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height: 3,06 Reset

Master Story: No Reset

Similar To: NONE Reset

Splice Point: Reset

Splice Height: 0 Reset

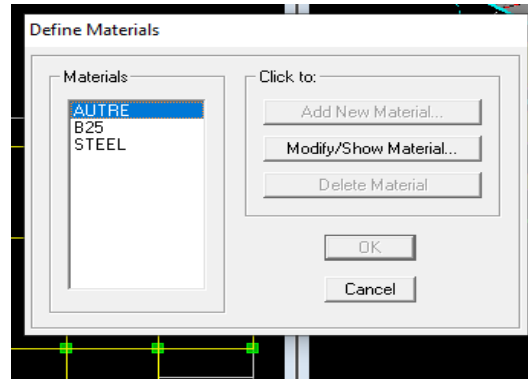
Units: Change Units KN-m

OK Cancel

- **Etape 2:**

La deuxième étape consiste à la définition des **Propriétés mécaniques** des matériaux, en l'occurrence ,l'acier et le béton , et pour cela on suit les étapes suivantes :

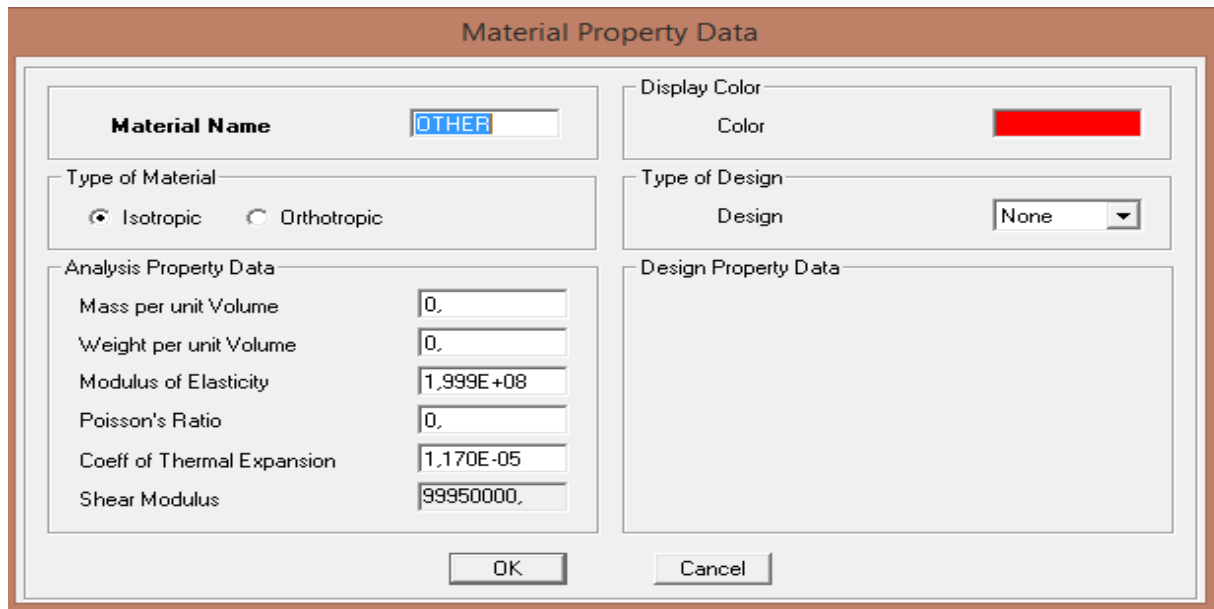
Define → **Material Properties** → **Conc**



→ **Modify/Show Material** Et on le remplit comme suit:

Material Name		Display Color	
B25		Color	[Blue]
Type of Material		Type of Design	
☒ Isotropic ☐ Orthotropic		Design: Concrete	
Analysis Property Data		Design Property Data (Eurocode 2-2004)	
Mass per unit Volume	2,5	Charact. Conc Cyl Strength, fck	25000,
Weight per unit Volume	25,	Bending Reinf. Yield Stress, fyk	400000,
Modulus of Elasticity	32164200,	Shear Reinf. Yield Stress, fywk	400000,
Poisson's Ratio	0,	☐ Lightweight Concrete	
Coeff of Thermal Expansion	9,900E-06	Shear Strength Reduc. Factor	
Shear Modulus	16082100,		
OK		Cancel	

Pour le plancher en corps creux on définit le matériau **Other** :



Material Property Data

Material Name : OTHER

Type of Material : ☒ Isotropic ☐ Orthotropic

Analysis Property Data

Mass per unit Volume	0.
Weight per unit Volume	0.
Modulus of Elasticity	1.999E+08
Poisson's Ratio	0.
Coeff of Thermal Expansion	1.170E-05
Shear Modulus	99950000.

Design Property Data

Display Color : Color [Red Box]

Type of Design : Design [None]

OK Cancel

- **Etape 3 :**

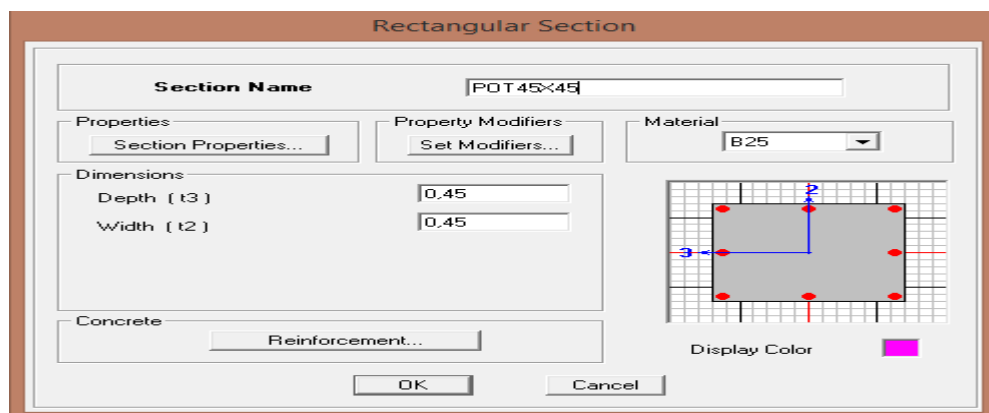
Dans cette partie on va définir les propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, dalles), et les affecte dans la structure

3.1) propriétés géométriques des éléments

a) poteaux :

Define → **Frame Sections** → **Add Rectangular**

Et on remplit comme il est montre dans la fenetre ci dessous



Rectangular Section

Section Name : POT45X45

Properties : Section Properties... **Property Modifiers** : Set Modifiers... **Material** : B25

Dimensions

Depth [t3]	0.45
Width [t2]	0.45

Concrete : Reinforcement...

Display Color : [Pink Box]

OK Cancel

→ **Reinforcement Data**

et on remplit comme il est montré a la fenetre ci-dessous

Reinforcement Data

Design Type: ☒ Column ☐ Beam

Configuration of Reinforcement: ☒ Rectangular ☐ Circular

Lateral Reinforcement: ☒ Ties ☐ Spiral

Rectangular Reinforcement:

- Cover to Rebar Center: 0,025
- Number of Bars in 3-dir: 3
- Number of Bars in 2-dir: 3
- Bar Size: #9
- Corner Bar Size: #9

Check/Design: ☐ Reinforcement to be Checked ☒ Reinforcement to be Designed

OK Cancel

→ OK → OK

Refaire les mêmes étapes avec les autres types de poteaux

b) Poutres:

Pour les poutres on suit les mêmes étapes juste on remplace **column** par **Beam**

Rectangular Section

Section Name: PP30x35

Properties: Section Properties... Property Modifiers: Set Modifiers... Material: B25

Dimensions:

- Depth (t3): 0,35
- Width (t2): 0,3

Concrete: Reinforcement...

Display Color: ☒

OK Cancel

Reinforcement Data

Design Type: ☐ Column ☒ Beam

Concrete Cover to Rebar Center:

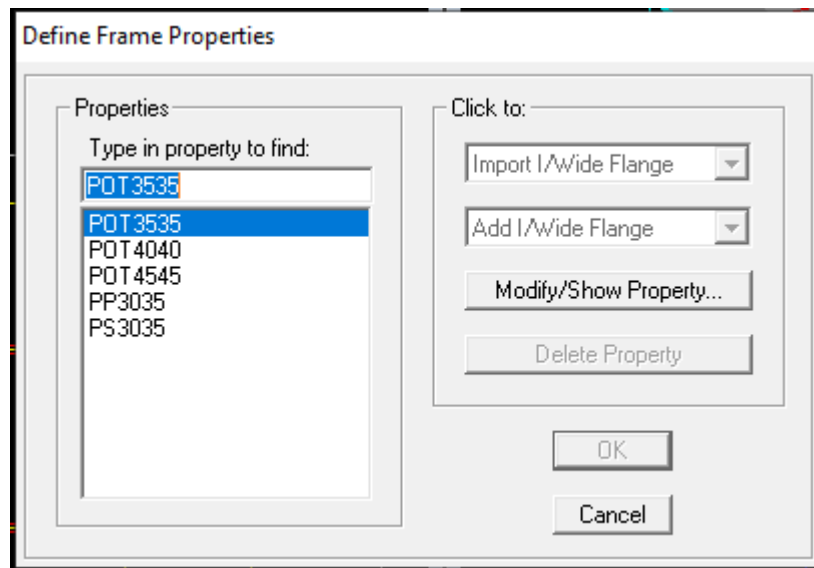
- Top: 0,025
- Bottom: 0,025

Reinforcement Overrides for Ductile Beams:

	Left	Right
Top	0,	0,
Bottom	0,	0,

OK Cancel

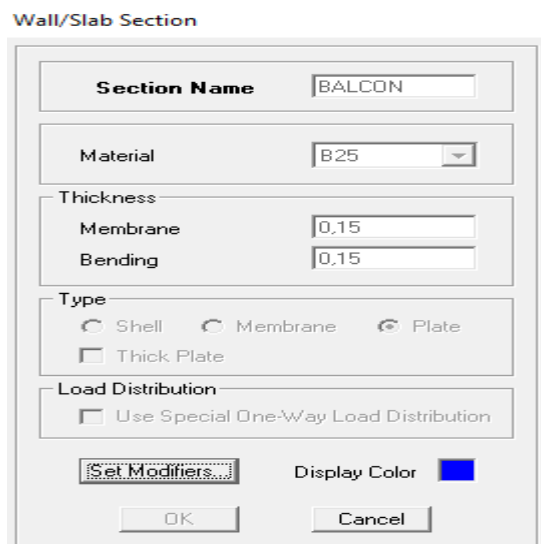
Et au finale pour les poteaux et les poutres on aura :



e) Balcon :

Define → **Wall/Slab/Deck sections** → **Add New Slab**

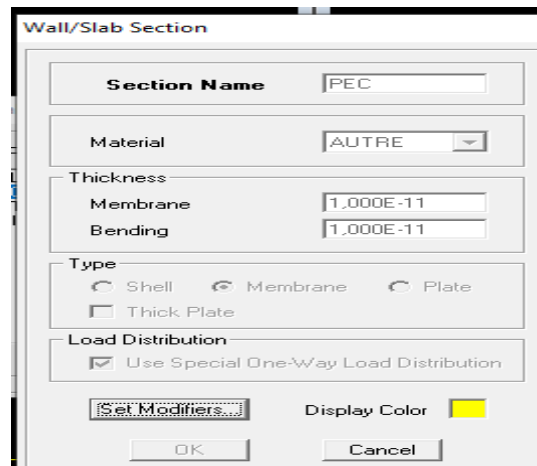
Et on la remplit comme il est montré :



g) Eléments corps creux :

Define → **Wall/Slab/Deck sections** → **Add New Slab**

Puis on remplit la fenetre comme il est montré :



Wall/Slab Section

Section Name: PEC

Material: AUTRE

Thickness:

Membrane: 1.000E-11

Bending: 1.000E-11

Type:

☐ Shell ☒ Membrane ☐ Plate

☐ Thick Plate

Load Distribution:

☒ Use Special One-Way Load Distribution

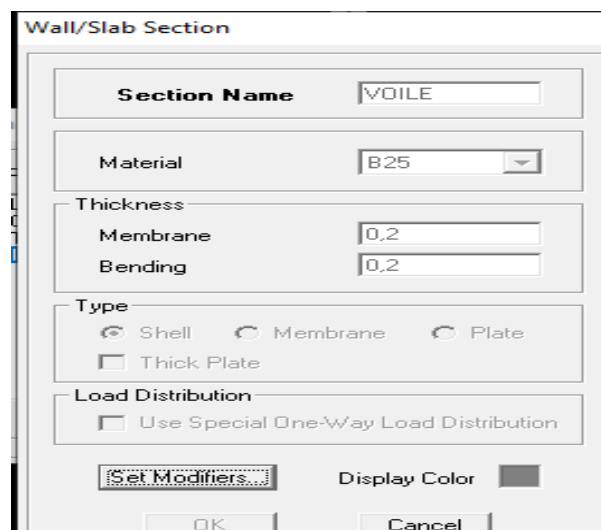
Set Modifiers...

Display Color: [Yellow]

OK Cancel

c) Voiles :

Define → Wall/Slab/Decksections



Wall/Slab Section

Section Name: VOILE

Material: B25

Thickness:

Membrane: 0,2

Bending: 0,2

Type:

☒ Shell ☐ Membrane ☐ Plate

☐ Thick Plate

Load Distribution:

☐ Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers...

Display Color: [Grey]

OK Cancel

3.2) L'affectation des éléments dans la structure

Pour affecter les éléments précédents dans la structure on suit les étapes ci-après :

a) Poteaux

On clique sur l'icône



Properties of Object	
Property	POT4545
Moment Releases	Continuous
Angle	0,
Plan Offset X	0,
Plan Offset Y	0,

properties of Object → property

On choisit le nom de la section (pot 45x45 par exemple) et on l'affecte à sa position dans la structure.

On fera de même pour les autres éléments on change juste l'icône

b) Poutres.....



Et ils seront affectés comme suit

- Poutre principales suivant y-y
- Poutres secondaires suivant x-x

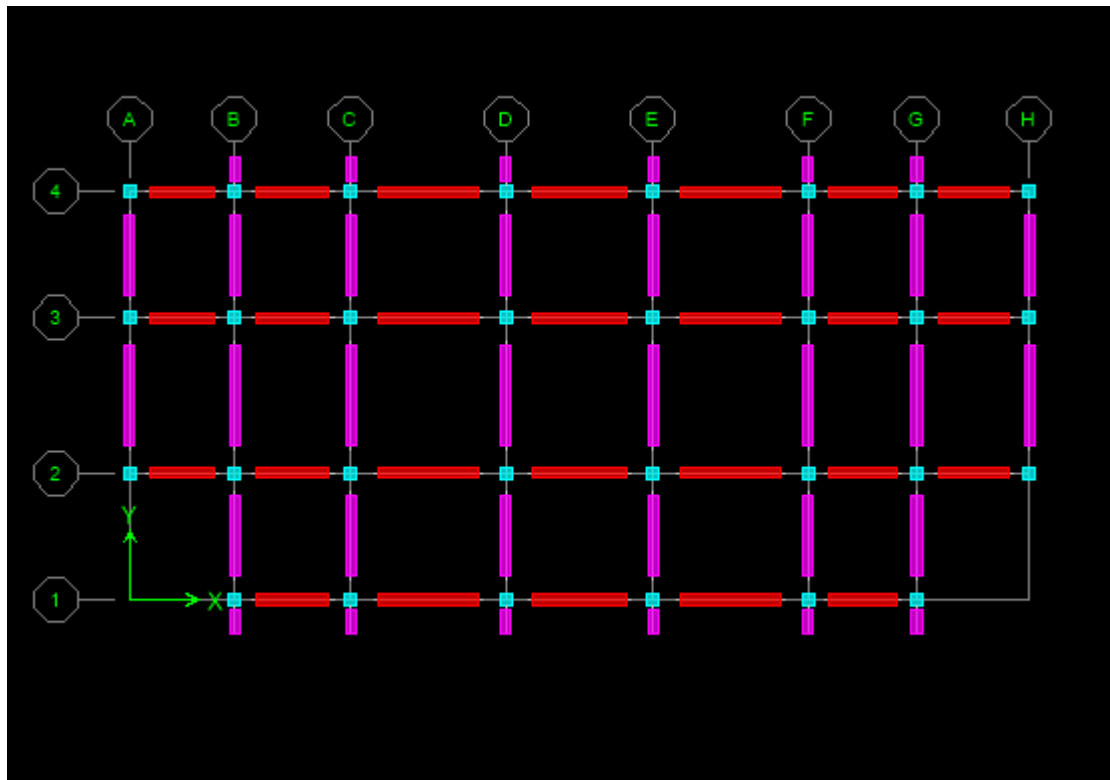
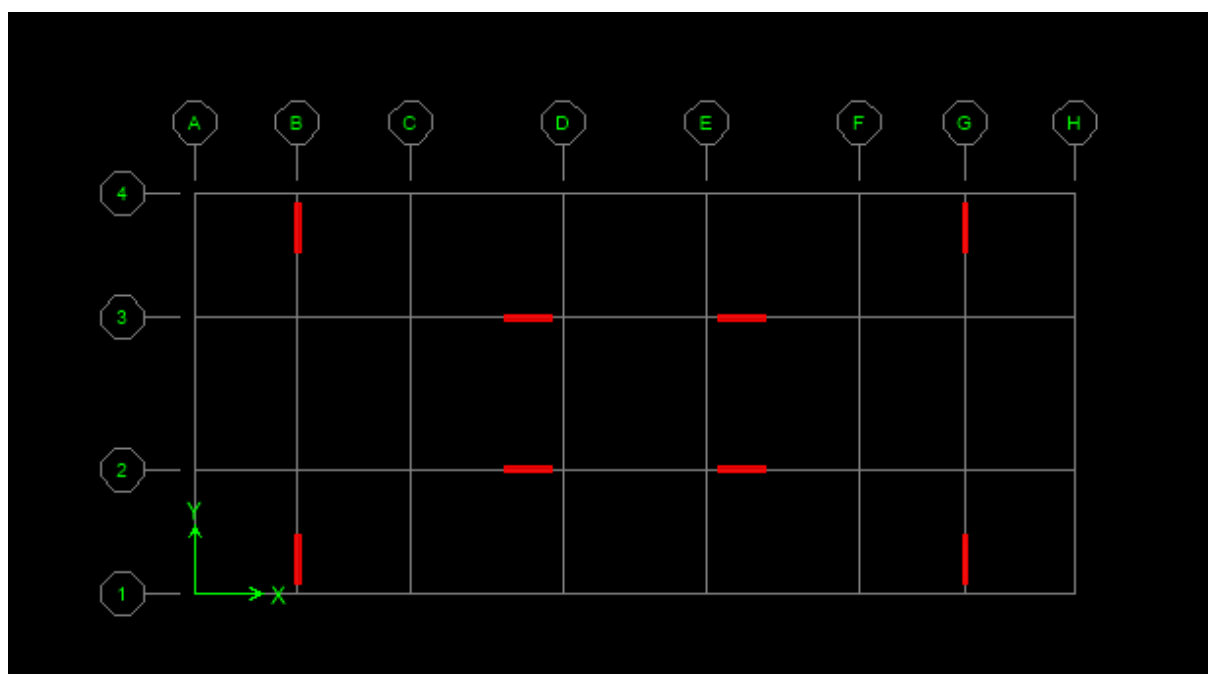


Fig IV-1 : disposition des poutres et poteaux

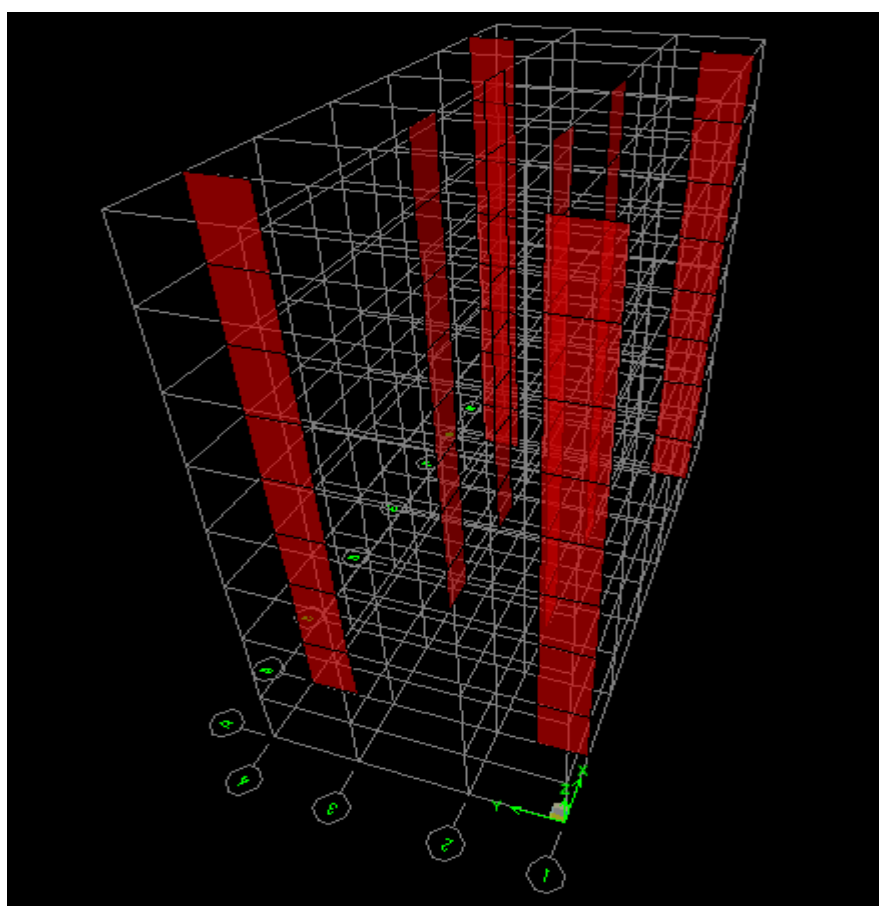
c) Voile.....



Qui seront disposés comme suit :



Vue en 2D



Vue en 3D

Figure IV-2 : disposition des voiles

d) Plancher à corps creux, balcons, palier de repos

Et il seront affectés comme suit :

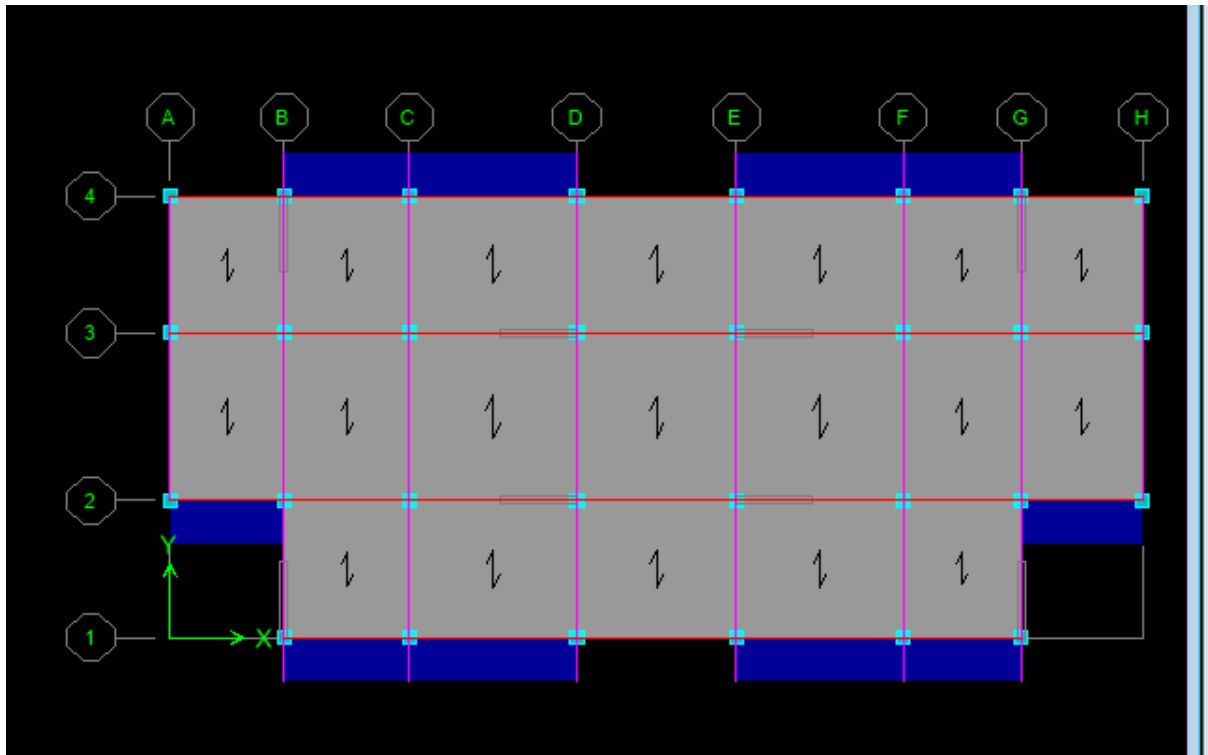
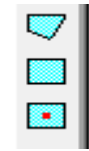


Figure IV-3 : balcon, Plancher à corps creux, palier

- **Etape 4 :**

Pour le calcul dynamique de la structure on doit introduire un spectre de réponse, ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de période propre T .

- Données à introduire dans le logiciel

- **Zone sismique :**

Zone IIa (Zone moyenne sismicité, du RPA 2003 Art 3.1)

- **Groupe d'usage :**

Groupe 2 (Ouvrages courants, du.3.2 du RPA 2003 Art 3.2)

- **Site :**

Site : S3 site meuble

• **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- _ Conditions minimales sur les files de contreventement,

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03)

- _ La redondance en plan,

Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées, dont le rapport des portées n'excède pas 1,5

- _ La régularité en plan,

La structure est classée non régulière en plan

- _ La régularité et en élévation,

La structure est classée non régulière en élévation

- _ Contrôle de la qualité des matériaux,

- _ Contrôle de la qualité de l'exécution.

Ces deux derniers critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

La valeur Q est déterminée par la formule: $Q=1+\sum Pq$

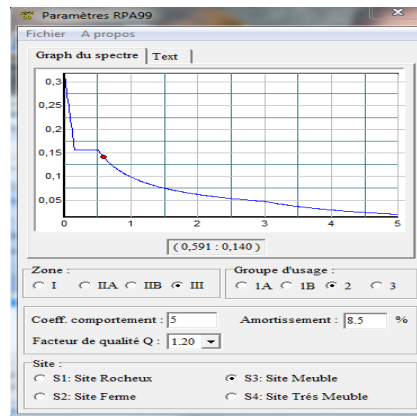
Pq : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non"

Tableau IV-1 : Facteur de qualité Q

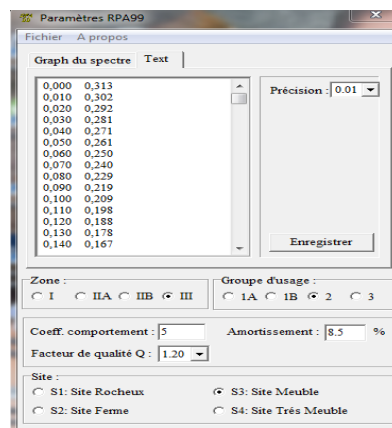
Critère q	Observation	Pq
Conditions minimales sur les files du Contreventement	Non observé	0,05
Redondance en plan	Non observé	0,05
Régularité en plan	Observé	0,00
Régularité en élévation	Observé	0,00
Contrôle de la qualité des matériaux	Non observé	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non observé	0,05
		Q = 1,20

Après avoir vérifiée les conditions ci-dessus on trouve le facteur de qualité **Q = 1,20**

En introduit dans le logiciel comme il est montré ci-dessous :

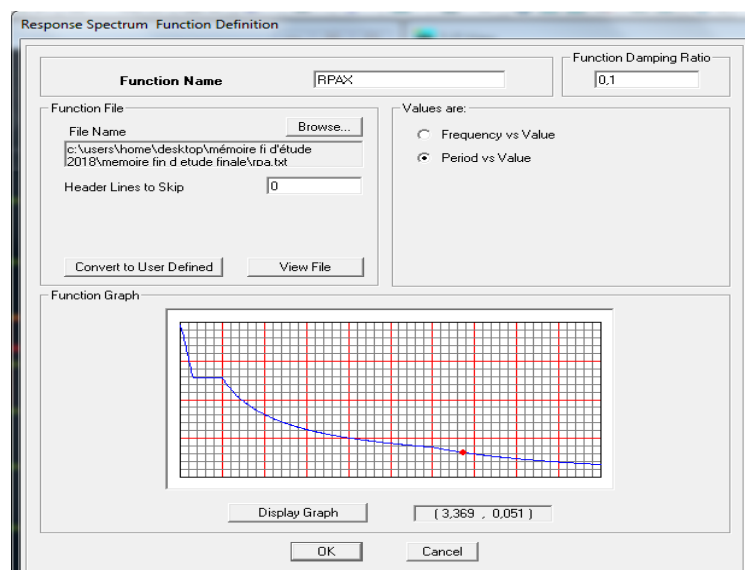


On Clique sur **Text** → **enregistré**



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define → **Response spectrum** → **Function spectre from file.**



- **Etape 5 :**

Cette étape consiste à définir les charges sismiques **E**

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique **E** suivant les deux directions **X** et **Y**, on clique sur :

Define → **Response Spectrum Cases** → **Add New Spectrum.**

Et on les remplit comme il est montré dans les fenêtres ci-dessous :

The image shows two side-by-side screenshots of the 'Response Spectrum Case Data' dialog box. The left window is for 'EX' and the right is for 'EY'. Both windows have identical fields: Spectrum Case Name, Structural and Function Damping (Damping: 0.085), Modal Combination (CQC, SRSS, ABS, GMC), Directional Combination (SRSS, ABS, Orthogonal SF, Modified SRSS (Chinese)), Input Response Spectra (Direction, Function, Scale Factor), and Eccentricity (Ecc. Ratio (All Diaph.), Override Diaph. Eccen.). In the 'EX' window, U1 has function 'RPAX' and scale factor '9.81'. In the 'EY' window, U2 has function 'RPAY' and scale factor '9.81'.

- **Etape 6 :**

Cette étape consiste au chargement des éléments

Les éléments surfaciques : On prend chaque élément surfacique (les plancher à corps creux et les balcons) et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur :

Assign → **Shell/areas load** → **Uniform.**

Uniform Surface Loads

Load Case Name: G Units: KN-m

Uniform Load:
 Load: 5,29
 Direction: Gravity

Options:
☐ Add to Existing Loads
☒ Replace Existing Loads
☐ Delete Existing Loads

OK Cancel

On refait la même chose avec la charge d'exploitation Q

Pour les éléments linéaires (acrotère)

Assign → **Fram /lines loads** → **Distributed** .

Frame Distributed Loads

Load Case Name: G Units: KN-m

Load Type and Direction:
☒ Forces ☐ Moments
 Direction: Gravity

Options:
☐ Add to Existing Loads
☒ Replace Existing Loads
☐ Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads:

	1	2	3	4
Distance	0,	0,25	0,75	1,
Load	0,	0,	0,	0,

☒ Relative Distance from End-I ☐ Absolute Distance from End-I

Uniform Load:
 Load: 0,

OK Cancel

On refait la même chose avec la charge d'exploitation Q

• Etape 7 :

Introduction des combinaisons d'action.

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

a) Combinaisons aux états limites :

$$\text{BAEL91} \begin{cases} \text{ELU} \longrightarrow 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} \longrightarrow G + Q \end{cases}$$

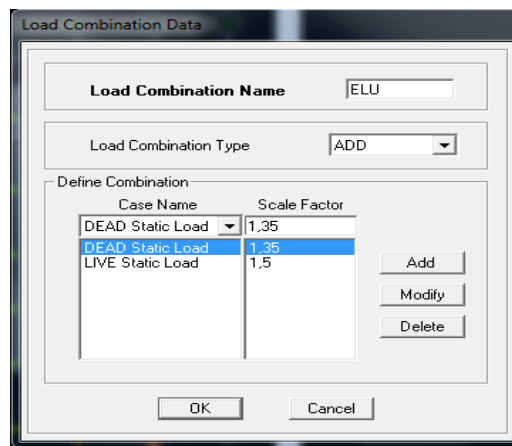
b) Combinaisons accidentelles du RPA :

$$\text{RPA99} \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

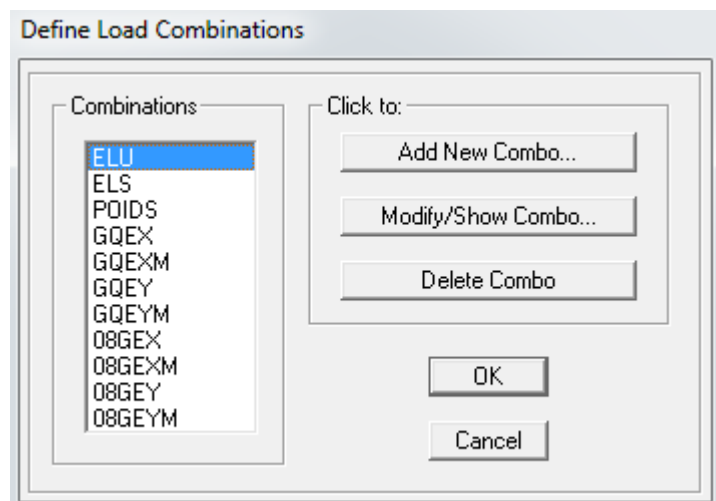
Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define $\longrightarrow$ **Loads Combinations** $\longrightarrow$ **Add New Combo.**

- Exemple: **ELU** on remplit comme suit



On reprend la même opération pour les autres combinaisons et on aura au final 11 combinaisons

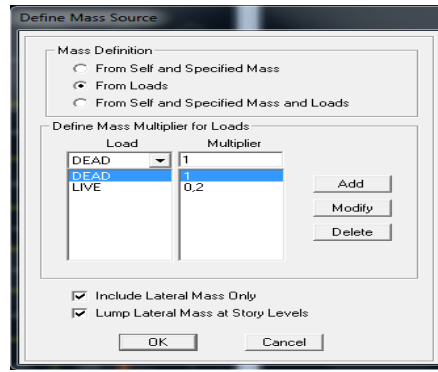


- **Etape 8:**

Introduction de la masse sismique

La masse peut être définie dans l'**ETABS** et ceci de la manière suivante :

Define → **mass source** → **From Loads**



- **Etape 9:**

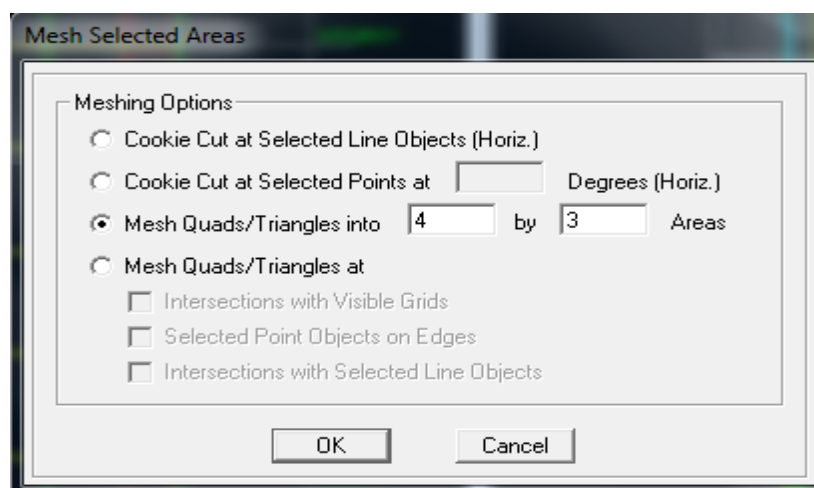
Cette étape consiste à faire le maillage pour les voiles et les dalles pleines

Pour faire le maillage on suit les étapes suivantes :

Sélectionnez tous les voiles et les balcons.

Edit → **Mesh Areas**

Une fenêtre s'affichera et elle sera remplie comme suit



- **Etape 10 :**

Pour modéliser la fondation du bâtiment, on a admis que les poteaux et les voiles sont encastres au sol de fondation. Pour réaliser cela, on sélectionne tous les nœuds de la base, et leur attribuent un encastrement en cliquant sur l'icône la  fenêtre ci-après s'affichera :



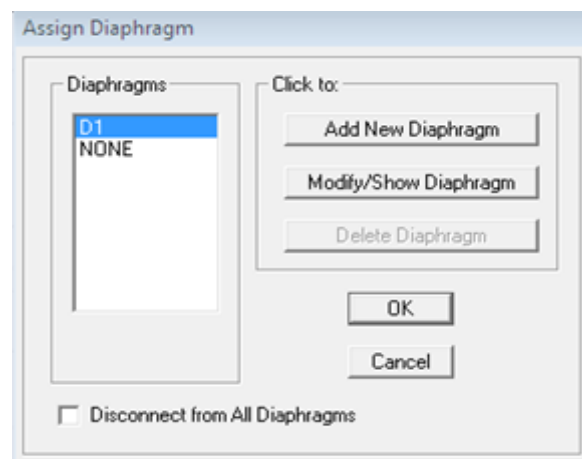
On clique sur l'icône de l'encastrement  et tous les nœuds seront encastres.

- **Etape 11:**

Les planchers sont supposés infiniment rigide dans leurs plans « diaphragmes » et leurs masse supposées concentrées en leurs centres de masse (nœud maitre). Alors on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

On sélectionne le plancher un, et on suit les étapes suivantes :

Defin ———> Diaphragm ———> Add New Diaphragm .



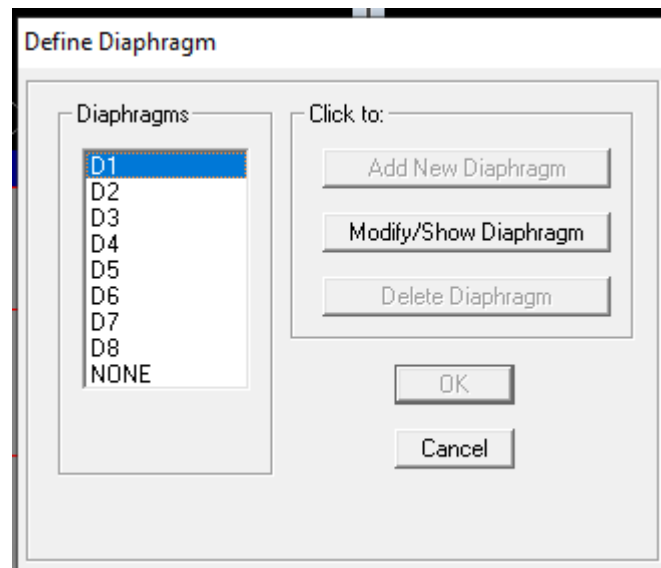


Figure (IV.6) : Diaphragme planché 1

On suit les mêmes étapes pour les autres planchers.

- **Etape 12 :**

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur :

Analyze —→ **Run Analysis** ou on clique sur le bouton **F5**

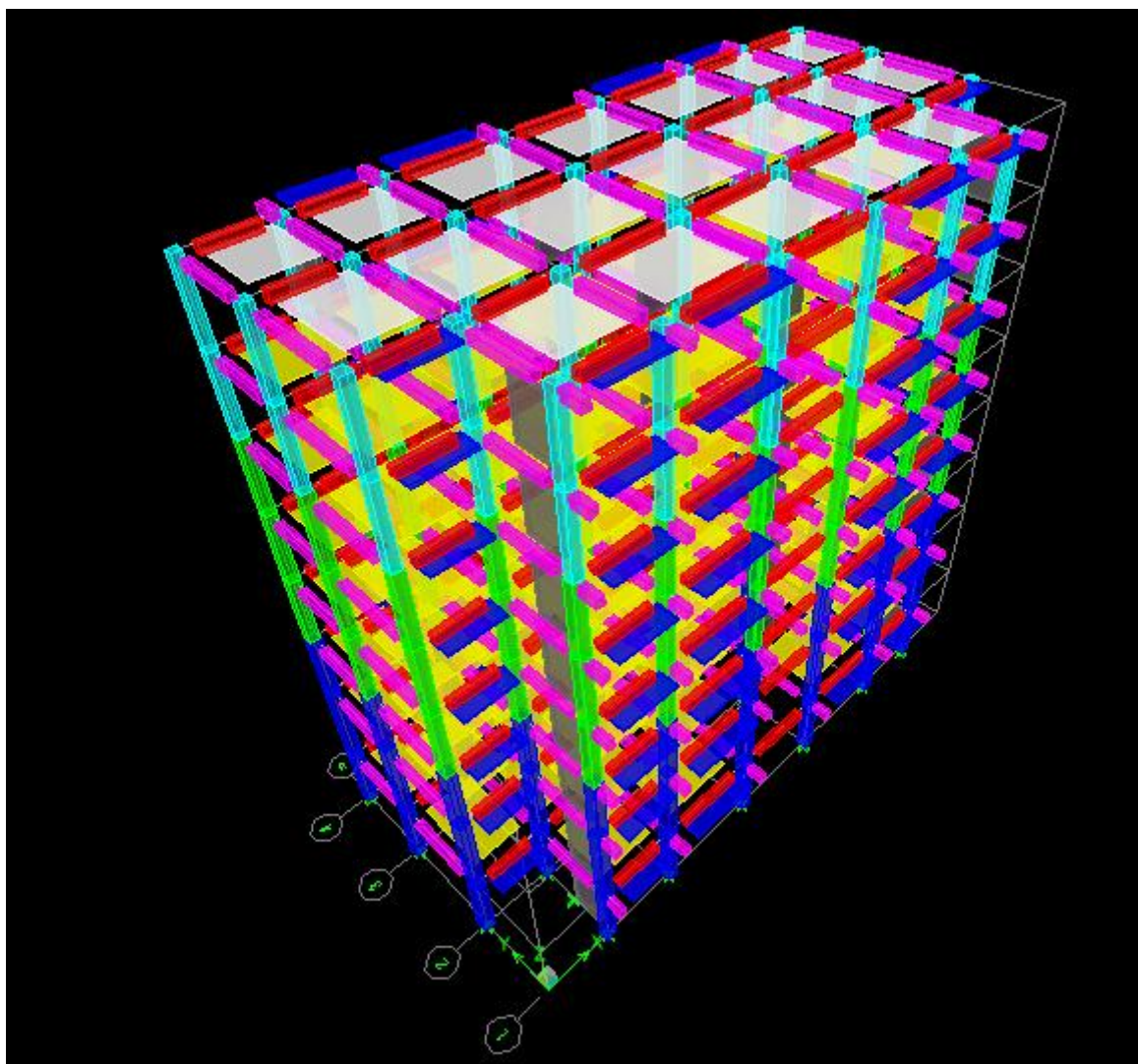
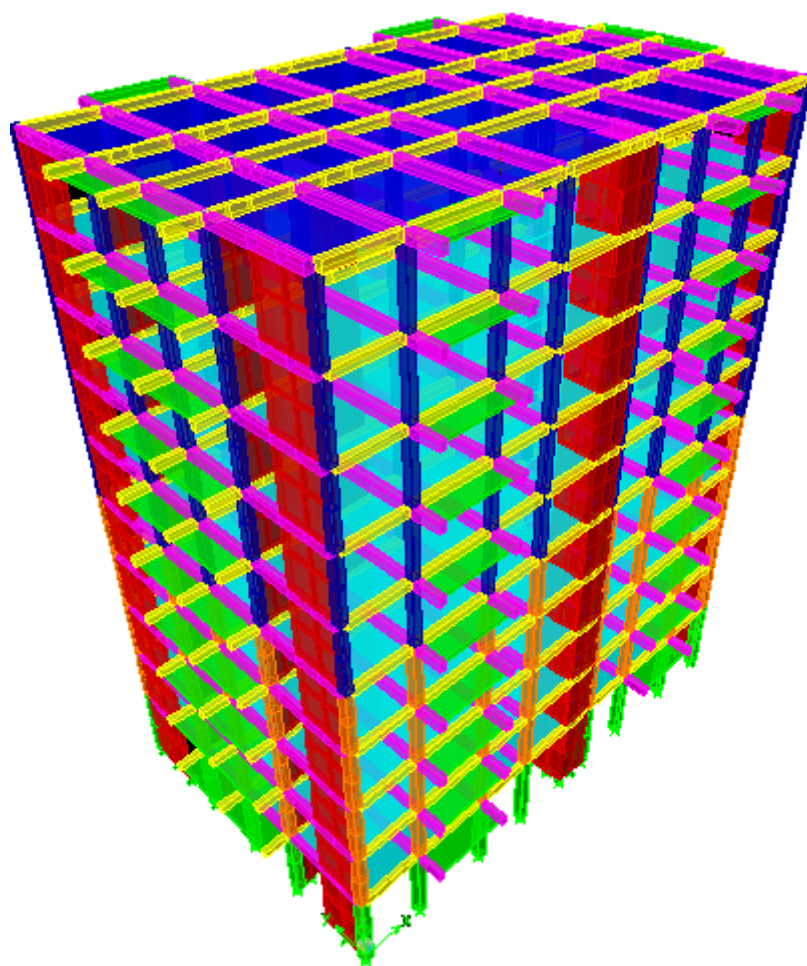


Figure IV-4 : modèle finale de notre structure

CHAPITRE V:

Etude sismique et dynamique



V-1-Introduction :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude d'un ouvrage en génie civil. Parmi les charges dynamiques les plus importantes et les plus dangereuses par l'étendue des dégâts causés se trouvent les séismes. Actuellement, toutes les constructions doivent respecter le règlement parasismique algérien **RPA99 version 2003**.

V-2- La méthode de calcul :

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique modale spectrale du fait que ce bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA 91 modifié 2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente :

Condition sur la régularité :

Le bloc ou le bâtiment étudié, présente une configuration irrégulière en élévation (variation de rigidité). **Condition non vérifiée.**

Condition complémentaire :

- Le bloc implante à la zone IIa
- Le groupe d'usage : 2.
- La MSE est applicable si : $H_t \leq 23$ m. **Condition non vérifiée**

A l'aide de logiciel ETABS on obtient se model :

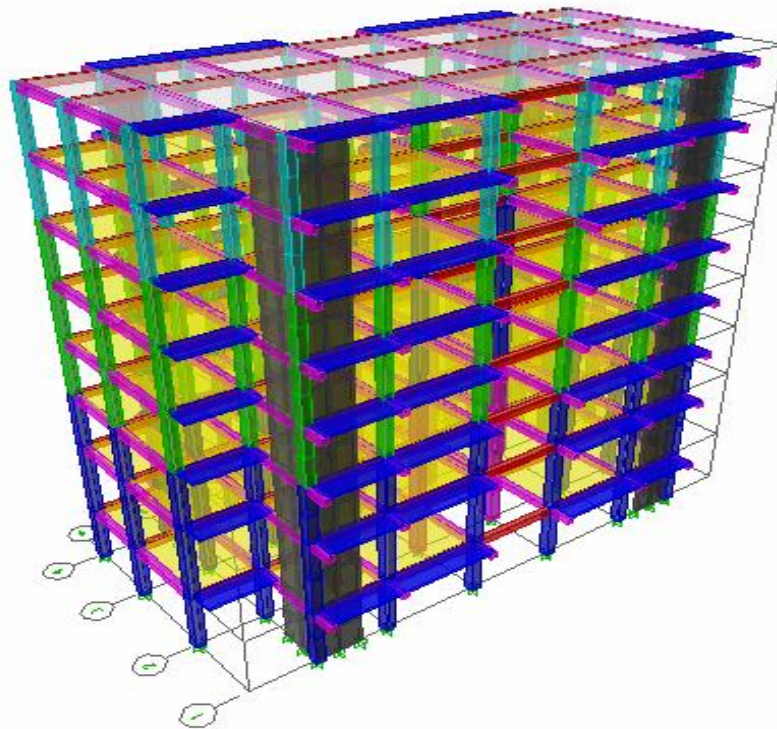


Figure V-1 : Model étudiée avec logiciel ETABS.

V-3-Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algériens :**V-3-1- Nombre de modes à retenir :**

Le **RPA 99/ version 2003 (Art 4.3.4)** préconise de prendre en considération ce qui suit :
 Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le
 Nombre de mode de vibration à retenir dans les deux directions d'excitation doit être :

✓ Les sommes des masses effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure, avec un minimum de mode à retenir égale à 03 pour chaque direction.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,877227	0,0006	73,0779	0,0006	73,0779	0,0002
2	0,798185	73,1806	0,0006	73,1812	73,0786	0,0129
3	0,659627	0,0087	0,0002	73,1899	73,0788	72,0058
4	0,24051	0,0001	14,3945	73,19	87,4733	0,0001
5	0,221717	14,7991	0	87,989	87,4733	0,0034
6	0,176866	0,0063	0	87,9954	87,4734	15,6016
7	0,109043	0	5,0252	87,9954	92,4986	0
8	0,102592	4,7535	0	92,7488	92,4986	0,0022

Tableau V.1. : Résultats d'analyse dynamique.

- ❖ Ce modèle présente une période fondamentale : $T = 0,897382s$.
- ❖ Les 1^{ère} et 2^{ème} mode sont des modes de translation.
- ❖ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- ❖ On doit retenir les 8 premiers modes que la masse atteigne les 90% (selon RPA.99).

V-4-2- Vérification de l'effort tranchant à la base :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A D Q}{R} W \quad \text{RPA2003 Page 28 formule (4.1)} .$$

1) Coefficient d'accélération de zone A : Tableau 4.1. Page 26 RPA2003.

Zone sismique	Groupe d'usage	La valeur
II_a	2	A= 0,15

2) Calcul de la période T : RPA version 2003 ; page 31 formule 4.6.

Formule	C_T	Hauteur de bâtiment	période T
$T = C_T \cdot (h_n)^{3/4}$	$C_T = 0,05$ Tableau (4-6)	$h_n = 25,5m.$	$T = 0,567s.$

3) Facteur d'amplification dynamique D: RPA 2003 page 26 Formule (4.2).

Formule	RPA99 version 2003 Page 26 Formule (4.2) $D = 2.5 \cdot \eta \quad 0 \leq T \leq T_2$ $D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s$ $D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T)^{2/3} \cdot (3 / T)^{5/3} \quad T > 3s$
Paramètres	Valeur T_2 : RPA2003 page 34 : Site meuble d'où $T_2 = 0,5.$
	Valeur de ξ : RPA99 version 2003 Page 26 Tableau (4.2) remplissage dense et contreventement mixte : $\xi = 10\%$
	Facteur de correction d'amortissement : RPA99 Page 26 Formule (4.2). $= 0,76 \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$
D	$D = 1,75$

4) Coefficient de comportement de la structure R: RPA 2003 Tableau (4.3) Page 28

Contreventement	Valeur de R
Voile porteuse	$R = 3,5$

5) Facteur de qualité Q: RPA version 2003 Page 29 Formule (4-4).

	Q _x		Q _y	
Observation de critère	Oui	non	oui	non
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05	0	0,05
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	0,05	0	0,05
6. Contrôle de qualité de l'exécution	0	0,1	0	0,1
$Q=1+\sum P_q$	1,15		1,15	

6) Poids total W_t:

Poids total W_t	23927,67KN
----------------------------------	-------------------

D'après l'Art4.3.6 du R.P.A 99/2003, la résultante des forces sismique à la base V_{logiciel} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode spectrale pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée soit :

$$V_{Etabs} > 0,8 V_{MSE}.$$

	L'effort tranchant (MSE)		0,8*V _{MSE}	V _{logiciel}	V _{logiciel} > 0,8*V _{MSE}
Sens X-X	$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R} \cdot W$	2063,76KN	1651,01KN	2472,88	Condition vérifiée
Sens Y-Y	$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R} \cdot W$	2063,76KN	1651,01KN	2334,77	Condition vérifiée

Tableau V-3 Vérification de la force sismique à la base.

V-4-3- Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

RPA99/Version2003 Art7.1.3.3

$$V = \frac{N_d}{B_C \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau Suivant ci – dessous :

poteaux	N _d (KN)	B (cm ²)	f _{c28} (KN/cm ²)	V	Observation
50*50	1900,42	2500	2,5	0,30	0,3 ≤ 0,3 Condition vérifiée.
45*45	992,94	2025	2,5	0,20	0,2 ≤ 0,3 Condition vérifiée.
40*40	365,67	1600	2,5	0,09	0,09 ≤ 0,3 Condition vérifiée.

V-4-4- Vérification de l'excentricité:

D'après le **RPA 99 /version 2003 (Article 4.3)**, dans le cas où il est procédé à une analyse Tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05 L_{\max}$.

$$CM - CR \leq 5\% L_{\max}.$$

$$L_{\max} = L_x = 27,4m.$$

Plancher	XCM	XCR	CM – CR ≤ 0,05l _x	YCM	YCR	CM – CR ≤ 0,05l _x
RDC	12,763	6,001	0,039 < 1,28	12,724	5,824	0,177 < 1,28
ET1	12,763	6,001	0,02 < 1,28	12,743	5,861	0,14 < 1,28
ET2	12,764	6,019	0,011 < 1,28	12,753	5,888	0,131 < 1,28
ET3	12,763	6,026	0,005 < 1,28	12,758	5,911	0,115 < 1,28
ET4	12,763	6,026	0,006 < 1,28	12,757	5,933	0,093 < 1,28
ET5	12,763	6,031	0,008 < 1,28	12,755	5,953	0,078 < 1,28
ET6	12,763	6,038	0,012 < 1,28	12,751	5,972	0,066 < 1,28
TERRASSE	12,766	5,957	0,018 < 1,28	12,748	5,989	-0,032 < 1,28

Tableau V-4 : Vérification de l'excentricité.

V-4-5- Déplacements relatifs :

D'après le **RPA 99 (Art 5-10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le **RPA 99 (Art 4-43)** : $\Delta K = R \delta_{ek}$

Le déplacement relatif du niveau k" par rapport au niveau k-1" est égal à : $\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$

Tableau V-5 : Vérification de déplacements inter-étages suivant E_x .

Plancher	Diaphragme	U_x	$\delta k - \delta k_{-1}$	h_e	$1\%h_e$	Observation
TERRASSE	D8	0,0217	0,0024	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET6	D7	0,0193	0,0027	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET5	D6	0,0166	0,0029	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET4	D5	0,0137	0,0031	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET3	D4	0,0106	0,0032	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET2	D3	0,0074	0,003	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET1	D2	0,0044	0,0033	3,06	0,0306	condition vérifiée
RDC	D1	0,0011	0,0011	3,06	0,0306	condition vérifiée

Tableau V-6 : Vérification de déplacements inter-étages suivant E_y .

Plancher	Diaphragme	U_y	$\delta k - \delta k_{-1}$	h_e	$1\%h_e$	observation
TERRASSE	D8	0,0246	0,0027	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET6	D7	0,0219	0,0031	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET5	D6	0,0188	0,0033	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET4	D5	0,0155	0,0035	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET3	D4	0,012	0,0036	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET2	D3	0,0084	0,0035	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET1	D2	0,0049	0,0037	3,06	0,0306	condition vérifiée
RDC	D1	0,0012	0,0012	3,06	0,0306	condition vérifiée

V-4-6- : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

D'après le **RPA 99 /version 2003 (article 4.9)**, L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

L'effet P- Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.1$$

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

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

hk : Hauteur de l'étage « k ».

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

Suivant Ex :

Tableau V-7 : Vérification L'effet P-Delta suivant Ex.

niveau	Pk (KN)	Δk_x (m)	Hk	Vkx (m)	Δk_x
Etage 6	2555,78	0,0027	3,06	512,24	0,00440243
Etage 5	2873,32	0,0031	3,06	1012,86	0,00287392
Etage4	2977,35	0,0033	3,06	1405,93	0,0022838
Etage3	2977,36	0,0035	3,06	1738,58	0,00195877
Etage2	2977,35	0,0036	3,06	2008,89	0,00174363
Etage1	3093,64	0,0035	3,06	2228,07	0,00158814
RDC	3379,24	0,0012	3,06	2411,73	0,00127067
Entre sol	3093,63	0,0037	4,08	2472,88	0,0004906

Suivant Ey :

Tableau V-8 : Vérification L'effet P-Delta suivant Ey.

niveau	Pk (KN)	Δk_y (m)	Hk	Vky (m)	Δk_y
Etage 6	2555,78	0,0027	3,06	500,23	0,00402405
Etage 5	2873,32	0,0031	3,06	959,69	0,00253963
Etage4	2977,35	0,0033	3,06	1329,87	0,00199538
Etage3	2977,36	0,0035	3,06	1635,8	0,00185219
Etage2	2977,35	0,0036	3,06	1889,12	0,00179421
Etage1	3093,64	0,0035	3,06	2097,72	0,00165008
RDC	3379,24	0,0012	3,06	2269,01	0,00142812
Entre sol	3093,63	0,0037	4,08	2334,77	0,00133956

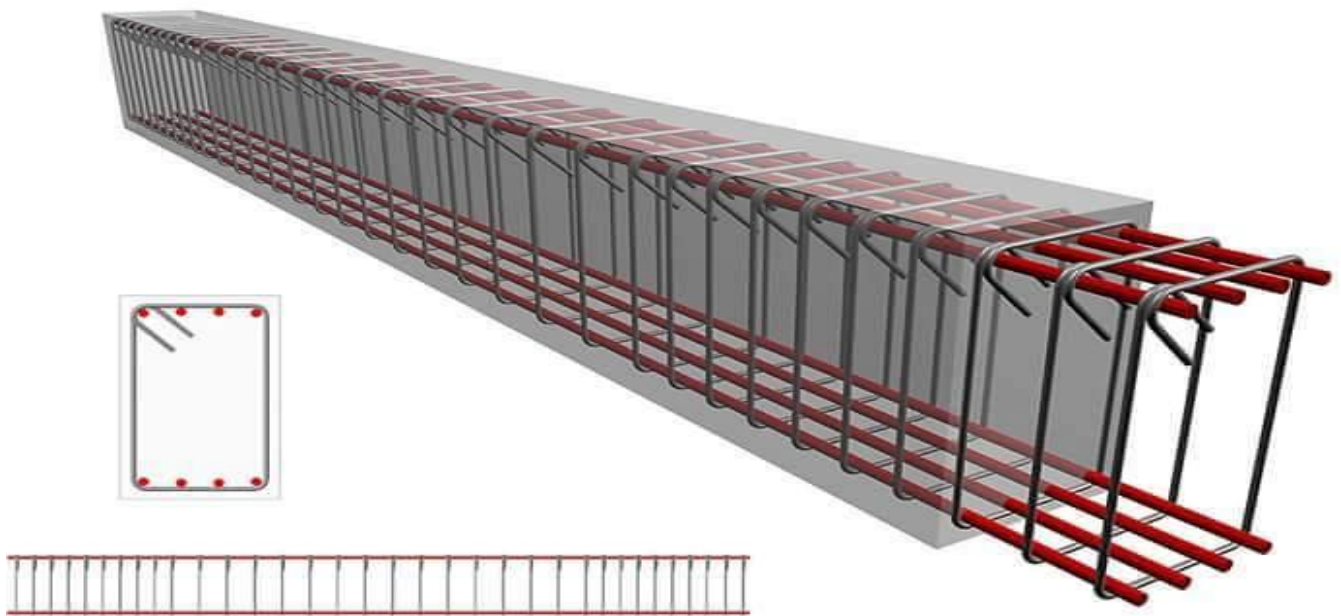
V-4-7- : Justification vis-à-vis de système de contreventement :

	<u>Forces reprises par les voiles et poteaux</u>		<u>Force reprises par les voiles uniquement</u>	
<u>Unités</u>	<u>[kN]</u>	<u>[%]</u>	<u>[kN]</u>	<u>[%]</u>
<u>Sens Ex</u>	<u>2472,88</u>	<u>100</u>	<u>1761,17</u>	<u>71,2</u>
<u>Sens Ey</u>	<u>2334,77</u>	<u>100</u>	<u>1820,78</u>	<u>78</u>
<u>ELU</u>	<u>23927,67</u>	<u>100</u>	<u>4815,98</u>	<u>20,12</u>

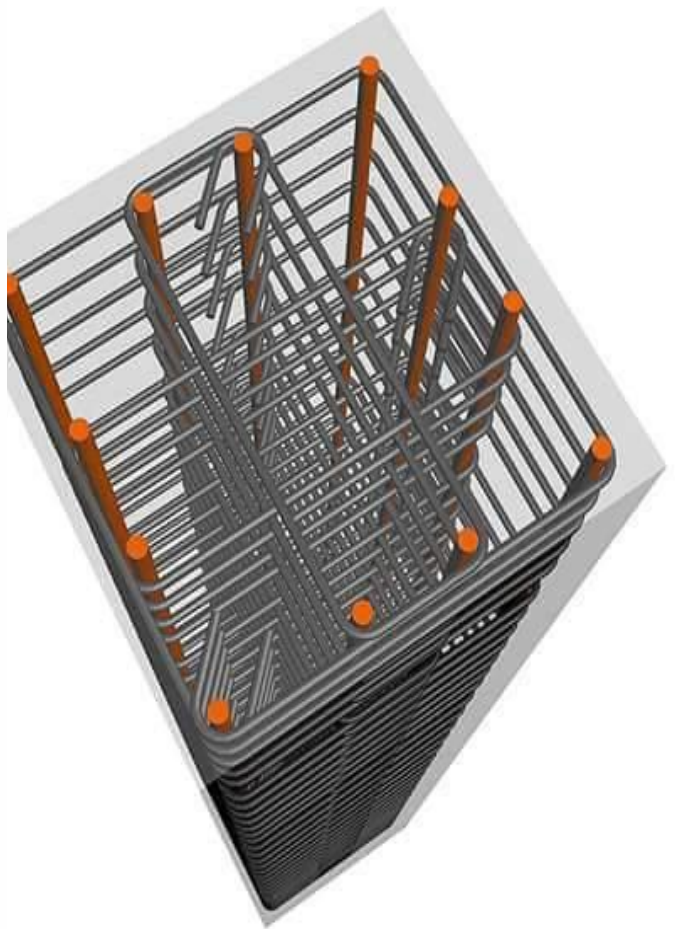
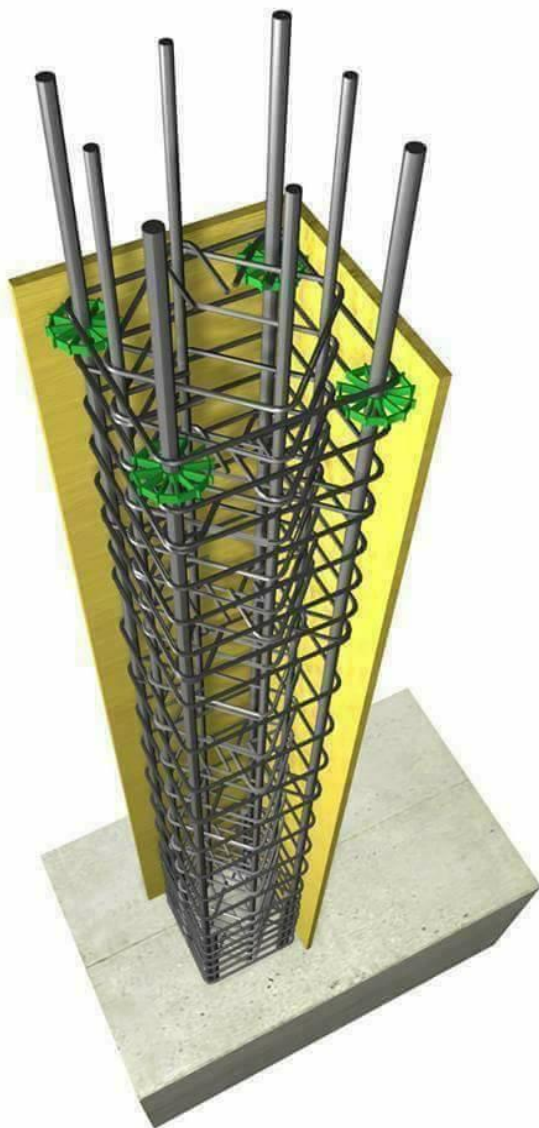
Conclusion générale :

Après avoir vérifiée les exigences imposées par le règlement parasismique algérien RPA 99/Version 2003 ; le model étudié et modélisé à l'aide de logiciel ETABS, peut passer aux ferrailages des éléments porteurs.

CHAPITRE VI : *Ferraillage des éléments*



VI-1: Ferraillage des poteaux



VI-1-1-Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation. Chaque poteau est soumis à un effort N et à un moment fléchissant M , qui sont extraits à partir de logiciel ETABS (V9.6), ils sont donc calculés en flexion Composé.

VI-1-2-Recommandations du RPA :

Tableau VI-1-1 : les recommandations du RPA.

<u>Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2).</u>			
➤ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. ➤ Le diamètre minimal est de 12 mm. ➤ La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ_L (zone II_a). ➤ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II_a. ➤ Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.			
<u>Pourcentage total maximum</u>		Le pourcentage maximal d’aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :	
<u>Pourcentage total minimum :</u>		Le pourcentage minimal d’aciers est de 0,8% de la section du béton (0,8% bh)	
Résultats			
Section	0,8% b h (cm ²)	4% b h (cm ²)	6% b h (cm ²)
Poteaux 50*50	20	100	150
Poteaux 45*45	16,2	81	121,5
Poteaux 40*40	12,8	64	96

VI-1-3-Hypothese de calcul :

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$\begin{array}{ll}
 1,35G+1,5Q \rightarrow \text{à l'ELU.} & G+Q \rightarrow \text{à l'ELS} \\
 G+Q \pm E \rightarrow \text{RPA99 révisée 2003.} & 0,8G \pm E \rightarrow \text{RPA99 révisée 2003.}
 \end{array}$$

IV.2. Calcul des armatures à l'ELU :

Les calculs se font à la flexion composée.

➤ Calcul du centre de pression

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} \longrightarrow \text{deux cas peuvent se présenter.}$$

➤ Section partiellement comprimée : (S.P.C)

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\begin{cases} eu \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ Nu \cdot (d - c') - Mf \leq (0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{cases}$$

$$M_f = M_u + Nu \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

M_f : moment fictif

➤ Calcul des armatures

$$\mu = \frac{Mf}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si : $\mu \leq \mu_l = 0.392$ la section est simplement armée.

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

$$A_f = \frac{Mf}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_f - \frac{Nu}{\sigma_s}$

Si : $\mu \geq \mu_l = 0.392$ Section est doublement armée.

ET on calcul $M_r = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{Mf}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} ; A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

Avec: $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ Mpa}$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature : $A_s' = A'$; $A_s = A_f - \frac{Nu}{\sigma_s}$

➤ **Section entièrement comprimée : (S.E.C)**

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$\begin{cases} eu \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ Nu \cdot (d - c') - M_f \geq \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h}\right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{cases}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1) Si $(0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c') b \cdot h^2 \cdot f_{bc} < N_u \cdot (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{N - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$; $A = 0$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - Mu}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}} ; \quad f_{bc} \text{ en (MPa)} \quad M \text{ en (N.m)}$$

2) Si $N_u \cdot (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{Mu - (d - 0.5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$; $A_2 = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_1$

Remarque :

Si $e_u = \frac{Mu}{Nu} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera $A = \frac{Nu - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : aire de la section du béton seul.

σ_s : contrainte de l'acier.

IV.3. Calcul du ferraillage des poteaux :

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « SOCOTEC ».

Exemple du calcul avec SOCOTEX :

The screenshot shows the 'Saisie' (Input) tab of the SOCOTEX software. The interface is divided into several sections:

- Hypotheses:** Includes fields for 'Nom d'affaire' and 'Nom du fichier' (set to 'sans nom').
- Matériaux:**
 - Contrainte béton: f_{cj} = 25 MPa
 - Limite élast. acier: f_e = 500 MPa
 - Coeff. acier/béton: n = 15
- Géométrie:**
 - Largeur: b = 0.45 m
 - Hauteur: h = 0.45 m
 - Pos. cdg armatures sup.: d' = 0.03 m
 - Pos. cdg armatures inf.: c = 0.03 m
- Calcul aux ELU:** (Checked)
 - Effort normal: N_u = 992.9 kN
 - Moment fléchissant: M_u = 10.77 kN*m
- Calcul aux ELS:** (Unchecked)
 - Effort ..: N_s = kN
 - Moment ..: M_s = kN*m
- Coefficients:**
 - durée chargement: θ = 1
 - sécurité du béton: γ_b = 1.5
 - sécurité de l'acier: γ_s = 1.15
- Sections d'armatures:**
 - supérieures: cm2
 - inférieures: cm2
- Convention signes:**
 - $N > 0$: compression
 - $M > 0$: tend la fibre inférieure
- Fissuration:**
 - ☒ peu préjudiciable
 - ☐ préjudiciable
 - ☐ très préjudiciable
- Type d'armature:**
 - ☐ rond lisse
 - ☒ barre HA
 - ☐ barre HA

On the right, there is a diagram of a square column section with dimensions 0.45 m by 0.45 m, labeled '+ G'.

The screenshot shows the 'Résultats' (Results) tab of the SOCOTEX software. The interface displays the calculated reinforcement and stresses:

- Résultats aux ELU : Sections d'armatures:**
 - supérieures: 0 cm2
 - inférieures: 0 cm2
 - Section entièrement comprimée.
- Résultats aux ELS : Contraintes:**

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	MPa	MPa
armatures supérieures :	MPa	MPa
armatures inférieures :	MPa	MPa
béton fibre inférieure :	MPa	MPa

On the right, there is a diagram of a square column section with dimensions 0.45 m by 0.45 m, labeled '+ G'.

VI-1-4 Calcul de ferrailage (flexion composée) :

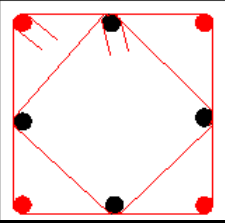
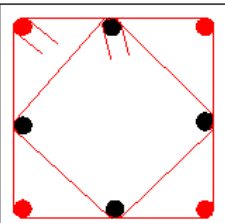
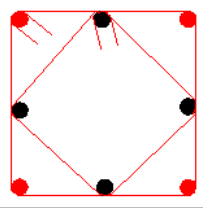
Section	sens	Combinaison	N	M	C	d	Obs	A _{sup}	A _{inf}	Choix armatures	A _{adoptée}	A _{min}	Schéma de ferrailage
50*50	SENS X-X	G+Q+EX	1900,42	-1,219	0,02	0,48	SEC	0,00	0,00	4HA20 +4HA20	25,12cm ²	20	
		0,8G+Ex	-601,64	-1,024	0,02	0,48	SET	8,58	8,71				
		G+Q+Ex	-340,52	149,096	0,02	0,48	SEC	0,00	0,00				
	SENS Y-Y	G+Q+EX	1900,42	-83,39	0,02	0,48	SEC	0,00	0,00				
		0,8G+Ex	-601,64	10,904	0,02	0,48	SET	7,97	9,33				
		G+Q+Ey	1085,18	-169,37	0,02	0,48	SEC	0,00	0,00				
45*45	SENS X-X	ELU	992,94	10,766	0,02	0,43	SEC	0,00	0,00	4HA20 +4HA16	20,59cm ²	16,2	
		0,8G+Ex	-284,51	0,767	0,02	0,43	SET	2,96	2,85				
		G+Q+Ex	586,98	-110,009	0,02	0,43	SEC	0,00	0,00				
	SENS Y-Y	ELU	992,94	-0,693	0,02	0,43	SEC	0,00	0,00				
		0,8G+Ex	-284,51	66,091	0,02	0,43	SET	0	7,48				
		G+Q+Ey	579,88	-133,355	0,02	0,43	SEC	0,00	0,00				
40*40	SENS X-X	ELU	365,67	10,852	0,02	0,38	SEC	0,00	0,00	4HA16 +4HA14	14,19cm ²	12,8	
		0,8G+Ey	-37,4	1,768	0,02	0,38	SET	0,4	0,68				
		G+Q+Ex	85,36	-67,149	0,02	0,38	SEC	0,00	0,00				
	SENS Y-Y	ELU	365,67	-0,989	0,02	0,38	SEC	0,00	0,00				
		0,8G+Ey	-37,4	1,631	0,02	0,38	SET	0,41	0,68				
		G+Q+Ey	88,69	-94,54	0,02	0,38	SEC	0,00	0,00				

Tableau VI-1-2 : Résultats de ferrailage des poteaux à ELU.

VI-1-5-Vérifications à l'ELU :**➤ Les armatures transversales :****1) Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99).**

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en Ø10 pour les poteaux 50*50 et 45*45 : Soit ($A_t = 3,14 \text{ cm}^2$). et Ø8 pour les poteaux 40*40 Soit ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$).

2) Espacement des armatures transversales :

<u>Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)</u>
$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$ $S_t \leq \min\{15 * 1,4; 40\text{cm}; (40 + 10)\text{cm}\}$ Avec : a : la petite dimension transversale des poteaux $S_t \leq 21\text{cm}$ Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.
<u>Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)</u>
<u>En zone courante (pour zone IIa) :</u> $S_t \leq \{15\phi_l^{\min}\} = \{15 * 1,4\} = 21\text{cm}$ $S_t \leq 18\text{cm}$ Soit : $S_t = 15\text{cm}$.
<u>En zone nodal (pour zone IIa) :</u> $S_t \leq \min\{15\text{cm}; 10\phi_l^{\min}\} = \min\{15; 10 * 1,4\} = \min\{15; 14\} = 12\text{cm}$ Soit: $S_t = 10 \text{ cm}$

3) Vérification de la quantité d'armatures transversales :

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\% S_t.b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0,8 \% S_t.b_1$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

l_f : longueur de flambement du poteau. $l_f = 0,7 l_0$

Les résultats se résument dans le tableau suivant :

Tableau VI-1-3 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.

poteau	hauteur	L_f	λ_g	λ_g	$A_t^{\min}$	A_{adopte}	Observation
50*50	4,08	2,856	5,712	$\lambda_g \geq 5$	2,25	3,14	condition vérifiée
45*45	3,06	2,142	4,76	$3 < \lambda_g \leq 5$	2,43	3,14	condition vérifiée
40*40	3,06	2,142	5,355	$\lambda_g \geq 5$	1,8	2,01	condition vérifiée

➤ Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1}).$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

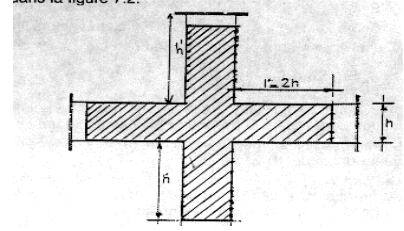


Tableau VI-4 : Détermination de la zone nodale.

	H	h'
Poteau (50*50)	4,08	$h' = \text{Max} \left(\frac{408-35}{6}; 50; 50; 60 \right) = 62,17 \text{ cm}$
Poteau (45*45)	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 45; 45; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
Poteau (40*40)	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60 \text{ cm}$

➤ La longueur minimale des recouvrements est de:

Pour la zone II_a : $L_r = 40\Phi$

Ø20	Ø16	Ø14
$L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$	$L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$	$L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

➤ Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0,075 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa.}$$

Tableau V-1-5 : Vérification des contraintes tangentielles.

poteau	h_e	$b=h$	$\lambda_g \geq 5$	d	T_u	$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$	$\bar{\tau}_{bu}$
50*50	4,08	0,50	5,712	0,48	94,19	0,039	1,875
45*45	3,06	0,45	4,76	0,43	70,76	0,036	1,875
40*40	3,06	0,40	5,355	0,38	47,09	0,030	1,875

VI-6 -Vérifications à l'ELS :**➤ Vérification des contraintes à l'ELS :**

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA.}$$

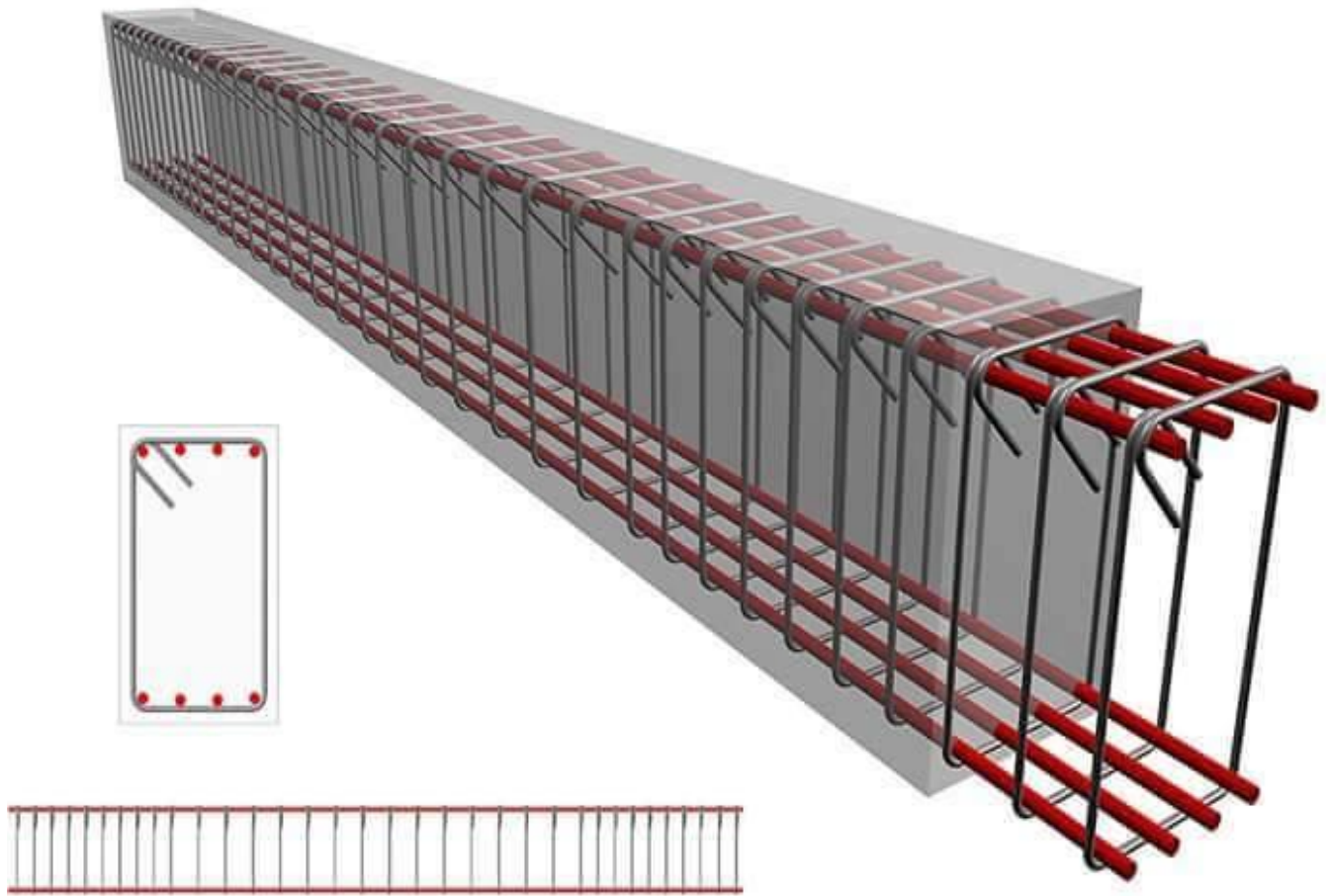
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA.}$$

Tableau V-1-6 : Vérification des contraintes à ELS.

poteaux	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs}	σ_{ss}	σ_{bi}	σ_{si}	OBS
			Mpa	MPa	MPa	MPa	
50*50	N _{min} =70,95	M _{cor} =0,022	0,26	3,84	0,25	3 ;81	CV
	N _{max} = 1203,1	M _{cor} =3,381	4,45	66,6	4,2	63,1	CV
	N _{cor} =457,85	M _{max} =23,725	2,54	36,7	0,75	12,6	CV
45*45	N _{min} =24,48	M _{cor} =0,03	0,11	1,6	0,11	1,61	CV
	N _{max} = 722,43	M _{cor} =7,82	3,49	51,8	2,81	42,8	CV
	N _{cor} =212,52	M _{max} =26,482	2,29	32	0	-5,88	CV
40*40	N _{min} =19 ;311	M _{cor} =0,973	0,17	2,43	0,04	0,69	CV
	N _{max} = 266,21	M _{cor} =7,7889	2,1	30,3	0,92	14,9	CV
	N _{cor} =64,16	M _{max} =27,114	0,7	9,13	-9,55	0	CV

Conclusion : Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

VI-2: Ferraillage des poutres



VI-2-1-Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des planchers vers les poteaux. Chaque poutre est soumise à un effort tranchant **T** et à un moment fléchissant **M**, qui sont extraits à partir de logiciel **ETABS (V9.6)**, ils sont donc calculés en flexion simple.

VI-2-2-Recommandations du RPA :

Tableau VI-2-1 : Les recommandations du RPA.

Armatures longitudinal: (R.P.A Art.7.5.2.1).			
➤ Le diamètre minimal est de 12mm. ➤ La longueur minimale de recouvrement est de 40Ø en zone II_a. ➤ 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 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.			
<u>Pourcentage total maximum</u>		Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : A_{max}=4% b h en zone courante. A_{max}=6% b h en zone de recouvrement.	
<u>Pourcentage total minimum :</u>		Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section. A_{min} = 0,5% b h	
Résultats			
Section	0,5% b h (cm ²)	4% b h (cm ²)	6% b h (cm ²)
Poutre principale 30*35	5,25	42	63
Poutre secondaire 30*35	5,25	42	63

VI-2-3-Hypothese de calcul :

Le ferraillage des poutres se fait en flexion simple (un effort tranchant et le moment de flexion).

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

1.35G+1.5Q → à l'ELU.	G+Q±E → RPA99 révisée 2003.
G+Q → à l'ELS	0.8G±E → RPA99 révisée 2003

VI-2-4 -Calcul de ferraillage :

a. Calcul des armatures longitudinales (Flexion simple):

Les résultats de ferraillage à ELU se résument dans le tableau suivant

Tableau VI-2-2 : Résultats de ferraillage des poutres à ELU.

		M	d	μ	obs	β	At (cm ²)	Amin	Choix armatures	Aadp
Poutre principale 30*35	À l'appui	83,8	0,33	0,1011	SSA	0,947	6,71	5,25	3HA12 +3HA12	6,78
	En travée	45,07	0,33	0,0544	SSA	0,972	3,51	5,25	3HA12 +2HA12	5,65
Poutre secondaire 30*35	À l'appui	60,18	0,33	0,0726	SSA	0,962	4,74	5,25	3HA12 +2HA12	5,65
	En travée	60,69	0,33	0,0732	SSA	0,962	4,78	5,25	3HA12 +2HA12	5,65

b. Calcul des armatures transversales :

1) Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l\right) \quad \phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,2\right) = (1 ; 3 ; 1,2) = 1\text{cm.}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

2) La section d'armature transversale :

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3,14 \times 0,8^2}{4} = 2,01\text{cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier :

$$A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

3) Espacement des armatures transversales :

Selon le BAEL 99 : $S_t < \min(0,9 d ; 40 \text{ cm})$		
	$S_t < (0,9 \times 33 ; 40 \text{ cm}) = (29,7 ; 40\text{cm})$	$S_t = 25 \text{ cm}$
D'après le RPA 2003 : (Art 7-5-22)		
Zone nodal :	$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} , 12\phi_l\right)$	
	$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1,2\right) = (8,75 ; 14,4) = 8,75 \text{ cm}$	$S_t = 8\text{cm}$
Zone courante :	$S_t \leq \frac{h}{2}$	
	$S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5\text{cm}$	$S_t = 15\text{cm}$

Conclusion : $S_t=8\text{cm}$ à la zone nodale.

$S_t=15\text{cm}$ à la zone courante.

4) Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

$$A_t \geq 0,3\% S_t b$$

- Poutre principale: $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire: $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$

5) Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutre principal	Poutre secondaire
$L'=2 \times 35 = 70 \text{ cm}$	$L'=2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

VI- 2-4- Vérifications à L'ELU :➤ Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :

$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$		
	A_{min}	Observation
<u>Poutres principales</u>	$\frac{0,23 \times 30 \times 33 \times 2,1}{400} = 1,195 \text{ cm}$	$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\text{min}}$ Condition vérifiée.
<u>Poutres secondaire</u>		

➤ Vérification de la contrainte tangentielle du béton (Art A.5.1.211/BAEL 99) :

$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$			
fissurations peu nuisibles.	$\bar{\tau}_u = \min \{ 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \}$		$= 3,33 \text{ MPa}$
/	T_{max}	τ_u	Observation
<u>Poutre principales</u>	90,04 KN	0,91MPa	Condition vérifiée
<u>Poutre secondaire</u>	50,7 KN	0,47MPa	Condition vérifiée

➤ Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL99):

$T_{\text{max}} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a \cdot b$ avec : $a=0,9 \cdot d$			
POUTRES	T_{max}	$0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a \cdot b$	observation
<u>Poutre principales</u>	90,04 KN	594KN	Condition vérifiée.
<u>Poutre secondaire</u>	50,7 KN	594KN	Condition vérifiée.

➤ Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313 /BAEL99) :

$A_s > (T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0,9d}) \frac{1}{\sigma_{st}}$				
Poutre	Effort tranchant T	Moment aux appuis	$(T_u - \frac{M_u}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$	Observation
principale	90,04 KN	83,8 KN.m	-5,523	Condition vérifiée
secondaire	50,7 KN	60,18 KN.m	-4,368	Condition vérifiée

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

➤ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3/ BAEL99) :

		Ferraillage	$\sum U_i$	$V_u^{\max}$	τ_{se}	$\tau_{se.adm}$	obc
P-P	En travée	3HA12+2HA12	207,24	90,04 KN	1,61	2,835	C.V
	En appuis	3HA12+3HA12	207,24		1,61		
P-S	En travée	3HA12+2HA12	207,24	50,7 KN	1,80	2,835	C.V
	En appuis	3HA12+2HA12	207,24		1,80		

➤ Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99) :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

- Pour ϕ 12: $L_s = 42,36 \text{ cm}$ soit : $L_s = 45 \text{ cm}$.

Le règlement BAEL99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet " L_c " est au moins égale à $0,4L_s$

Pour ϕ 12 : $L_c = 18 \text{ cm}$.

VI-2-5- Vérifications à L'ELS :

➤ Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL 99) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

➤ Etat limite de compression du béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

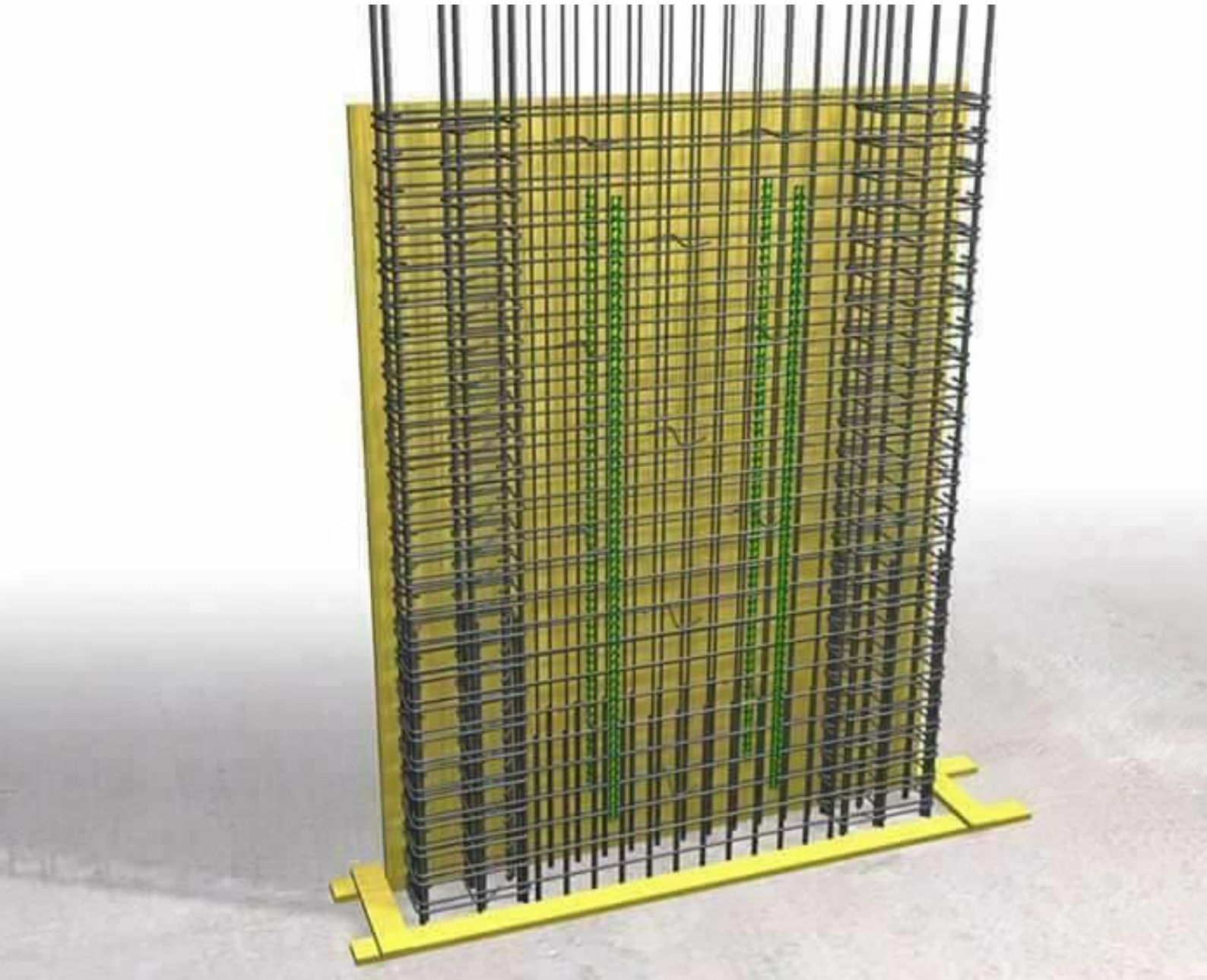
$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \text{ et}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

Tableau VI-2-3 : Vérification des contraintes à ELS.

Poutre	M _{smax}	A adopté	ρ_1	β_1	$k_{1,1}$	$\sigma_s [\text{Mpa}]$	σ_{bc}	σ_{bc}^{bar}	obs
Principale	27,785	5,65	0,579	0,888	29,28	170,40	5,82	15	Vérifiée
	38,118	6,78	0,695	0,879	15 ;99	196,80	12,30	15	Vérifiée
Secondaire	9,016	5,65	0,579	0,888	29,28	55,29	1,88	15	Vérifiée
	11,828	5,65	0,579	0,888	29,28	75,54	2,47	15	Vérifiée

VI-3: Ferraillage des voiles



VI-3-1- Ferraillage des voiles :

Le ferraillage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures : Armatures verticales. Armatures horizontales et les Armatures transversales.

Combinaison d'action :

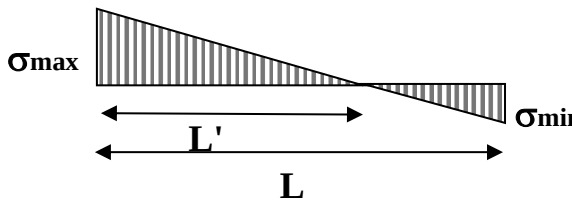
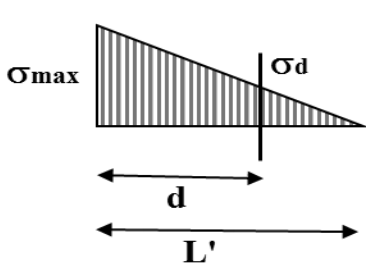
<u>Selon le BAEL 99</u>	<u>Selon le RPA version 2003 :</u>
1.35G+1.5Q	G+Q±E
G+Q	0.8G±E

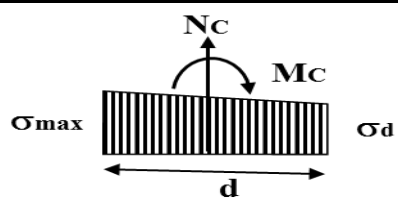
Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- ✓ **Zone I** : Entre sol, RDC. 1^{ER}
- ✓ **Zone II** : 2^{eme}, 3^{eme} et 4^{eme} étage.
- ✓ **Zone III** : 5^{eme} au 6^{eme} étage.

VI-3-2- Exposé de la méthode de calcul:

❖ Armature verticale:

Type de sollicitation	En fonction des contraintes agissant sur le voile, On est dans le cas d'une : Section partiellement comprimé SPC.
	
longueur de calcul « d »	$d \leq \min(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c).$
Largeur L'	$L' = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} L$
Calcul de la contrainte au niveau de la section [d]	$\sigma_d = (\frac{L'-d}{L'}) \sigma_{max}$ 

Calcul des efforts internes correspondants	$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d.e$ 
Calcul du ferraillage	$\gamma_s = 1$ $\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité} = (1.15 \text{ situation durable; } 1 \text{ situation accidentelle})$ $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ $\sigma_s = 400,0 \text{ [Mpa]}$ $\sigma_s : \text{Contrainte de calcul des acier}$ $A_s = \frac{N}{\sigma_s}$ $A_s : \text{Section des armatures}$
Armatures minimales	$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL Art A4.2.1})$ $A_{\min} \geq A = 0.002B \quad (\text{RPA Art 7.7.4.1})$

❖ Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Φ** et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales

BEAL 91 : $A_h = \frac{A_v}{4}$

RPA 2003 : $A_h \geq 0.15\% B$

❖ Armature transversale :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient 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 RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

❖ Armature de couture :

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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : $V=1,4$

T : effort tranchant calculé au niveau considéré

❖ 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 $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ Disposition constructives :

□□□□□□□□□□ Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1, 5e; 30\text{cm}\}$$

Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)

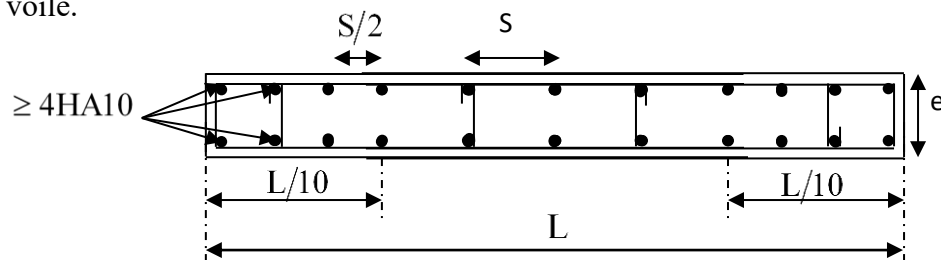
Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Longueur de recouvrement :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

❖ Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après le RPA99 /2003:

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

Avec : $V = 1.4 T$

D'après le BAEL91 :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u \leq \min\left\{0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right\}$

❖ Vérification à L'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 MPa.

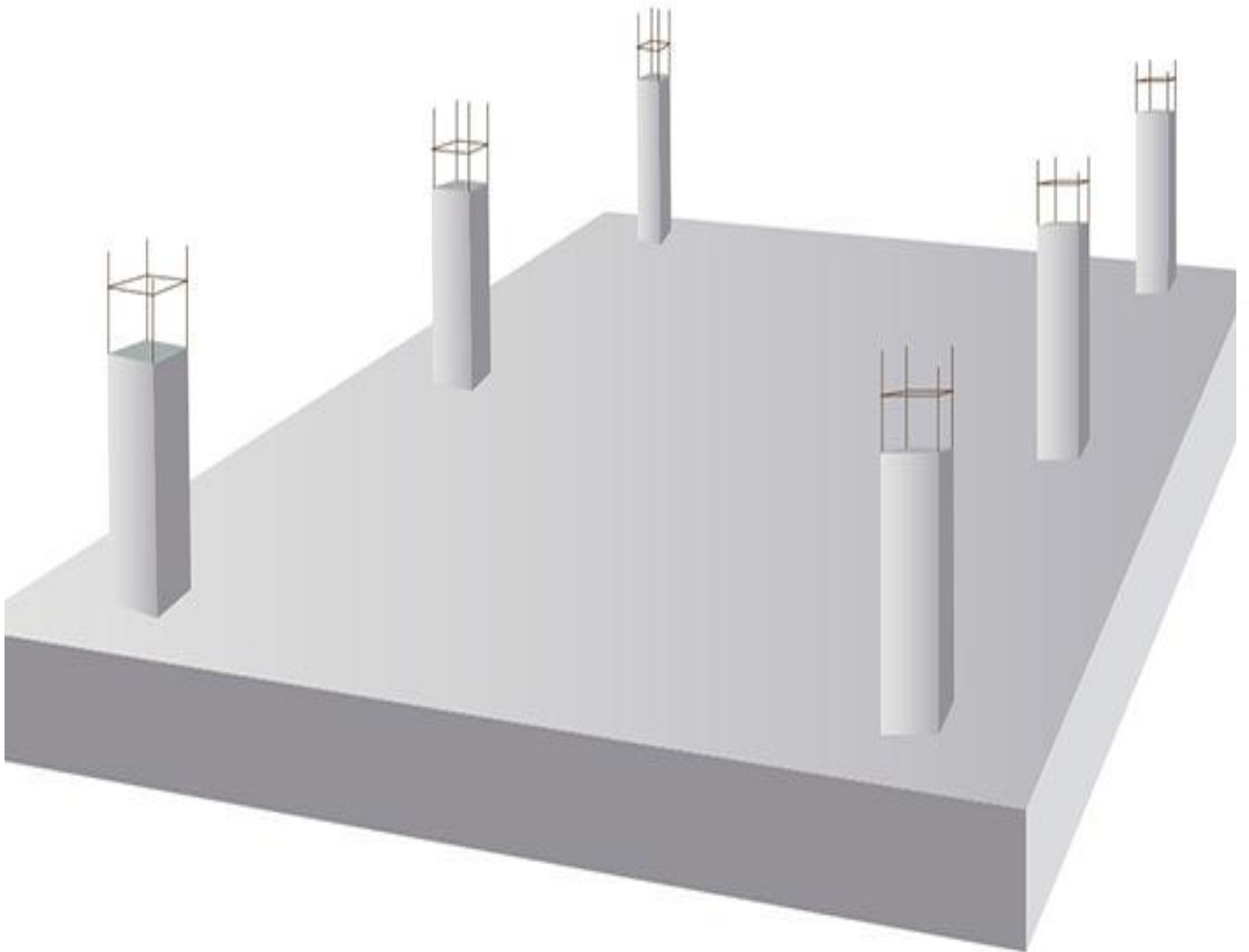
$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

VI-3-3-Calcul de ferraillage:

Voile longitudinale		Zone	I	II	III
Sollicitation de calcul	h poutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur d'étage		4,08	3,06	3,06
	L (m)		1,75	1,75	1,75
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,35	0,35	0,35
	H		4,080	3,060	3,060
	T(kN)		318,610	227,600	116,890
	N _{ser} (kN)		704,25	476,02	192,83
	Vu (kN)		446,054	318,640	163,646
	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)		6733,410	2860,200	2378,800
	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)		5869,200	1038,180	980,800
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
Armatures verticales	Lt		0,94	1,28	1,24
	Lc		0,81	0,47	0,51
	D		0,62	0,86	0,83
	σ_1		2244,470	953,400	792,933
	N ₁		559,62	326,43	262,01
	A _{v1} /bande (cm ²)		13,99	8,16	6,55
	A _{vj} (cm ²)		12,27	8,76	4,50
	A'v1/bande/nappe		17,06	10,35	7,68
Armatures minimales			2,49	3,42	3,30
Ferraillage adopté	A'v1 adopté (cm ²)		17,27	17,45	15,82
	Choix de A (cm ²)		4HA16+6HA14	4HA14+10HA12	14HA12
	Espacement (cm)		15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		5,25	5,25	5,25
	AH adopté (cm ²)		7,54	7,54	7,54
	choix de la section		15HA8	11HA8	11HA8
	Espacement (cm)		25	25	25
Armatures transversales			4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$		1,416	1,012	0,520
	3,26 MPA		1,011	0,723	0,371
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$		1,873	1,265	0,516

Voile transversale		Zone	I	II	III
Sollicitation de calcul	h poutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,08	3,06	3,06
	L (m)		1,75	1,65	1,65
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,33	0,33	0,33
	h		3,73	2,71	2,71
	T(kN)		317,630	223,030	112,160
	N _{ser} (kN)		723,78	471,77	189,56
	V _u (kN)		444,682	312,242	157,024
	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)		8259,230	5354,020	2718,620
	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)		7341,700	1693,590	1701,390
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
Armatures verticales	Lt		0,93	1,33	1,08
	Lc		0,82	0,42	0,67
	d		0,62	0,89	0,72
	σ_1		2753,077	1784,673	906,207
	N ₁		680,16	632,71	260,11
	A _{v1} /bande (cm ²)		17,00	15,82	6,50
	A _{vj} (cm ²)		12,23	8,59	4,32
	A'v1/bande/nappe		20,06	17,96	7,58
Armatures minimales			2,47	3,55	2,87
Ferraillage adopté	A'v1 adopté (cm ²)		20,096	21,54	13,56
	Choix de A (cm ²)		2*(5HA16)	2*(7HA14)	2*6HA12
	Espacement (cm)		15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		5,86	4,95	4,95
	AH adopté (cm ²)		11,775	8,635	8,635
	choix de la section		15HA10	11HA10	11HA10
	Espacement (cm)		25	25	25
Armatures transversales			4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$		1,412	0,991	0,498
	3,26 Mpa		1,008	0,708	0,356
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$		1,904	1,234	0,512

CHAPITRE VII :
Etude du radier général



Introduction

Une fondation par définition est un organe de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) ou par des fondations profondes (puits, pieux).

VII.1. Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VII.2. Fondations :**VII.2.1. Semelles isolées :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K=1$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

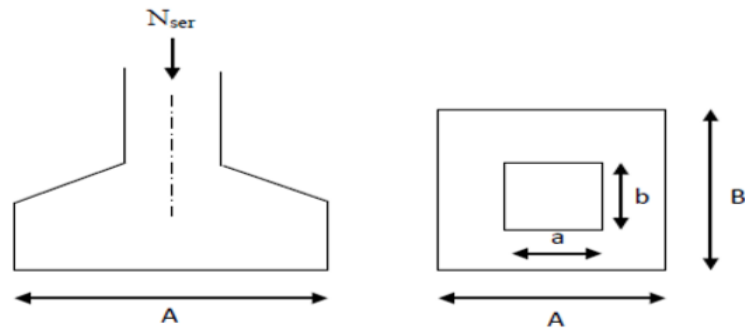


Figure VII-1 : Schéma de la semelle isolée

Exemple :

$$N_{ser} = 1900,42 \text{ KN} \quad , \quad \overline{\sigma_{sol}} = \frac{200 \text{ KN}}{\text{m}^2} \Rightarrow B = 3,08 \text{ m}$$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles très importantes, le risque de chevauchement est inévitable, alors nous optons pour des semelles filantes.

VII.2.2. Semelles filantes :

VII.2.2.1. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 0,20 \text{ MPa}$)

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

- **Sens longitudinal :**

Tableau VII-1: résultats des surfaces revenant aux voiles

Voiles	Ns (KN)	L (m)	B (m)	$S_1 = B \times L$ [m ²]
VL1	2259,58	2	5,54	11,30
VL2	2260,69	2	5,65	11,30
VL3	2260,69	2	5,65	11,30
VL4	2259,59	2	5,54	11,30
La somme				45,2

- **Sens transversal :**

Tableau VII-2: résultats des surfaces revenant aux voiles

Voiles	Ns (KN)	L (m)	B (m)	$S_2 = B \times L$ [m ²]
VT1	2375,34	2	5,94	11,88
VT2	2249,34	2	5,62	11,24
VT3	2399,82	2	6,00	12,00
VT4	2273,28	2	5,68	11,36
La somme				46,48

La surface des semelles filantes sous voiles est : $A_{sv} = S_{vl} + S_{vt} = 91,68 \text{ m}^2$

VII.2.2.2. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

a. Hypothèse de calcul :

Une semelle est 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 leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b. Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination de coordonnée de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$
- Détermination de la hauteur de la semelle :

$$\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6} \quad \text{Avec } L \text{ est la distance entre nus des poteaux}$$

- Calcul l'effort tranchant le long de la semelle.
- Calcul le moment fléchissant le long de la semelle.
- Calcul la semelle comme une poutre continue devant résister aux efforts tranchants et moments fléchissant.

- Calcul la semelle dans le sens transversal.

Soit le portique (4-4)

Tableau VII-3: résultats des efforts revenant aux poteaux

Poteaux	N=G+Q [KN]	M[KN.m]	e _i	N × e _i
C21	1836,89	-6,13	-5 ;8	-10653,962
C22	-1149,1	-8,193	-2,2	-2528,02
C23	1799,41	0,002	2,2	3958,702
C24	1900,42	-1,138	5,8	11022,436
La somme	4387,62	-15,459		1799,159

$$R = \sum N_i = 4387,62 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i + \sum M_i}{R} = \frac{4387,62 - 15,459}{4387,62} = 0.40$$

Donc l'excentricité $e = 0,40 \text{ m}$

c. Distribution par (ml) de la semelle :

$$e = 0.40 \leq \frac{11.6}{6} = 1.93 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{max} = \frac{4387,62}{11.6} \left(1 + \frac{6 \times 0.40}{11.6} \right) = 456,50 \text{ KN/ml}$$

$$q_{min} = \frac{4387,62}{11.6} \left(1 - \frac{6 \times 0.40}{11.6} \right) = 299,99 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{4387,62}{11.6} \left(1 + \frac{3 \times 0.40}{11.6} \right) = 417,37 \text{ KN/ml}$$

d. Calcul de la largeur B :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{417,37}{200} = 2.08 \text{ m}$$

On opte pour $B = 2.10 \text{ m}$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux est

$$S_p = 2.10 \times 11.6 \times 6 = 146,16 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles filantes sous voiles est : $S_v = 91,68 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes : $S_s = S_p + S_v = 91,68 + 146,16 = 237,84 \text{ m}^2$

La surface totale de bâtiment est : $S_{\text{bat}} = 373,76 \text{ m}^2$

Remarque :

La surface totale des semelles représente 63,63% de la surface du bâtiment.

Conclusion :

Vu que les semelles filantes occupent plus de 50% de la surface d'assise du sol, alors on opte pour un radier général.

VII.2.3. Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

Le radier :

- Est rigide en son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation,
- Facilite le coffrage,
- Est exécutable rapidement,
- Convient mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VII.2.3.1. Pré dimensionnement du radier :

- Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins 25 cm.
- Selon la condition forfaitaire

Sous voile :

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{5}$$

$$L_{\max} = 4,6 \text{ m} \quad 57,5 \text{ cm} \leq h \leq 92 \text{ cm} .$$

On prend : $h = 80 \text{ cm}$.

Sous poteau : la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$h_d \geq \frac{460}{20} = 23 \text{ cm}$$

On prend : $h_d = 40 \text{ cm}$.

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n avec:

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{460}{10} = 46 \text{ cm}$$

Soit : $h_n = 60 \text{ cm}$.

a. Vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10819 \text{ MPa}.$$

$L_{\max}$: Distance maximale entre deux nervures successives.

$$h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,60\right)^4 \left(\frac{3 \times 40}{10819}\right)} = 0.93 \text{ m}$$

Soit : $h_n = 100 \text{ cm}$.

b. Largeur de la nervure :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 40 \leq b_n \leq 70$$

On prend $b_n = 55 \text{ cm}$

c. Dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_{\text{dalle flottante}} \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{460}{50} = 9,2 \text{ cm} \leq h_{\text{dalle flottante}} \leq \frac{460}{40} = 11,5 \text{ cm}$$

On opte pour une hauteur de la dalle flottante de $h_{\text{dalle flottante}} = 10 \text{ cm}$

Conclusion

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur des nervures suivant les deux sens : $h = 100 \text{ cm}$.
- Largeur de la nervure : $b = 55 \text{ cm}$.
- Hauteur de la dalle : $h = 40 \text{ cm}$.
- Hauteur de la dalle flottante de $h_{\text{dalle flottante}} = 10 \text{ cm}$

VII.2.3.2. Détermination de la surface nécessaire du radier :

a. Détermination des efforts à la base :

Charge permanente $G_t = 23092,05 \text{ KN}$

Charge d'exploitation $Q_t = 4178,12 \text{ KN}$

Combinaison d'actions

- A l'ELU : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 37441,44 \text{ KN}$
- A l'ELS : $N_s = G + Q = 27270,17 \text{ KN}$

Détermination de la surface nécessaire du radier :

- A l'ELU : $S_{radier} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{sol}} = \frac{37441,44}{266} = 140,75 \text{ m}^2$
- A l'ELS : $S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{27270,17}{200} = 136,35 \text{ m}^2$

$$S_{bat} = 373,76 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} > \max(S_{nec}^{ELU} ; S_{nec}^{ELS})$$

$$S_{rad} = 140,75 \text{ m}^2$$

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur L_d . (d'après les règles BAEL).

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max(50; 30 \text{ cm})$$

On ajoute au radier un débord de 50 cm dans les quatre sens.

$$S_{radier} = S_{bat} + S_{debord}$$

$$S_{radier} = S_{bat} + (L_{debord}(L_x + L_y) \times 2) = 373,76 + (0.5 \times (25,6 + 14,6) \times 2) = 413,96 \text{ m}^2$$

Charge permanente :

- Poids du radier :

$$G_{rad} = G_{dalle} + G_{nervure} + G_{remblai} + G_{dalle \text{ flottate}}$$

- Poids de la dalle :

$$P_{dalle} = S_{radier} \times 1 \times h_{dalle} \times \rho_b$$

$$P_{dalle} = 413,96 \times 0.4 \times 25 = 4139,6 \text{ KN}$$

- Poids de la nervure :

$$P_{ner} = b \times (h_n - h_d) \times (L \times n) \times \rho_b$$

$$P_{ner} = 0,55 \times (1 - 0,4) \times 14,6 \times 8 \times 25) + (0,55(1 - 0,4) \times 25,6 \times 4 \times 25)$$

$$P_{ner} = 1808,4 \text{ KN}$$

- **Poids de T.V.O :**

$$P_{T.V.O} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

Avec :

$$S_{ner} = (b_n \times L_x \times L_y \times n) + (b_n \times L_x \times L_y \times n)$$

$$S_{ner} = (0,55 \times 25,6 \times 4) + (0,55 \times 14,6 \times 8) = 120,56 \text{ m}^2$$

$$S_{ner} = 120,56 \text{ m}^2$$

$$P_{T.V.O} = (413,96 - 120,56) \times (1 - 0,40) \times 20$$

$$P_{T.V.O} = 3520,8 \text{ KN}$$

- **Poids de la dalle flottante libre :**

$$P_{df} = S_{rad} \times e_p \times 25$$

$$P_{df} = 413,96 \times 0,10 \times 25 \rightarrow P_{df} = 1034,9 \text{ KN}$$

Poids total du radier :

$$G_{rad} = 4139,6 + 1808,4 + 3520,8 + 1034,9$$

$$G_{rad} = 10503,7 \text{ KN}$$

- **Charges d'exploitation :**

$$\text{Surcharge du bâtiment : } Q_{bat} = 4178,12 \text{ [KN]}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q_{rad} = 3,5 \times S_{rad} = 3,5 \times 413,96 = 1448,86 \text{ KN}$$

Poids total de la structure :

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 10503,7 + 23092,05$$

$$G_{tot} = 33595,75 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{bat} + Q_{rad} = 4178,12 + 1448,86$$

$$Q_{tot} = 5626,98 \text{ KN}$$

Combinaisons d'action :

- **A l'ELU :**

$$1,35G_{tot} + 1,5Q_{tot} = 1,35(33595,75) + 1,5(5626,98) = 53794,73 \text{ [KN]}$$

$$N_u = 53794,73 \text{ [KN]}$$

- **A l'ELS :**

$$G + Q = 33595,75 + 5626,98 = 39222,73 \text{ [KN]}$$

$$N_s = 39222,3 \text{ [KN]}$$

VII.2.3.3. Vérification à l'ELU :**a. Vérification de la contrainte de cisaillement :(BAEL91/Art A.5.1.211) :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ [MPa]}\right) = \min(2,5 \text{ [MPa]}; 4 \text{ [MPa]}) = 2,5 \text{ [MPa]}$$

Avec :

$$b=100[\text{cm}] \quad ; \quad d = 0,9h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ [cm]}$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{53794,73 \times 1}{413,96} \times \frac{4,6}{2} = 298,89 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{298,89}{1 \times 1000 \times 0,36} = 0,83 \text{ [MPa]} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ [KN]} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la stabilité du radier :

Calcul du centre de gravité :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12,8 \text{ [m]}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7,3 \text{ [m]}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Moment d'inertie du radier :

$$I_{XX} = 6639,22[m^4] .$$

$$I_{YY} = 20412,28 [m^4] .$$

$$M = M_0 + T_0 h$$

M_0 : Moment sismique à la base de la structure (valeur obtenu a partir du logiciel **ETABS**).

T_0 :Effort tranchant à la base de la structure (valeur obtenu a partir du logiciel **ETABS**).

h :Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

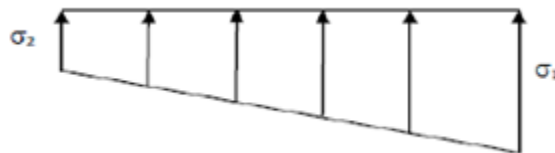


Figure VII-2 : Diagramme des contraintes du sol

Avec : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Ainsi on doit vérifier que :

- **A l'ELU** : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}$
- **A l'ELS** : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

$$N_u = 53794,73[KN] , \quad N_s = 39222,3 [KN]$$

Sens longitudinal :

- ELU :

$$M = 43385,136 + (17281,401 \times 1) = 60666,537 \text{ [KN.m]}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M \times X_G}{I_{yy}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M \times X_G}{I_{yy}} = \frac{53794,73}{413,96} + \frac{60666,537 \times 12,8}{20412,28}$$

$$\sigma_1 = 167,99 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M \times X_G}{I_{yy}} = \frac{53794,73}{413,96} - \frac{60666,537 \times 12,8}{20412,28}$$

$$\sigma_2 = 91,91 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = \frac{3(167,99) + 91,91}{4} = 148,97 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = 148,97 \left[\frac{KN}{m^2} \right] \leq 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ [KN/m}^2\text{]} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- ELS:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M \times X_G}{I_{yy}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M \times X_G}{I_{yy}} = \frac{39222,3}{413,96} + \frac{60666,537 \times 12,8}{20412,28}$$

$$\sigma_1 = 132,78 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M \times X_G}{I_{yy}} = \frac{39222,3}{413,96} - \frac{60666,537 \times 12,8}{20412,28}$$

$$\sigma_2 = 56,71 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = \frac{3(132,78) + 56,71}{4} = 113,76 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = 113,76 \text{ [KN/m}^2\text{]} \leq 200 \text{ [KN/m}^2\text{]} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sens transversal :

- ELU :

$$M = 40743,579 + (33972,954 \times 1) = 74716,533 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M \times Y_G}{I_{xx}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{53794,73}{413,96} + \frac{74716,533 \times 7,3}{6639,22}$$

$$\sigma_1 = 212,10 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{53794,73}{413,96} - \frac{74716,533 \times 7,3}{6639,22}$$

$$\sigma_2 = 47,80 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3(212,10) + 47,80}{4} = 171,02 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 171,02 \text{ [KN/m}^2\text{]} \leq 266 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ELS:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M \times Y_G}{I_{xx}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{39222,3}{413,96} + \frac{74716,533 \times 7,3}{6639,22}$$

$$\sigma_1 = 179,90 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{39222,3}{413,96} - \frac{74716,533 \times 7,3}{6639,22}$$

$$\sigma_2 = 9,6 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3(179,90) + 9,6}{4} = 137,33 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = 137,33 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \leq 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : toutes les contraintes sont vérifiées.

c. Vérification au poinçonnement :(Art A.5.24 BAEL) :

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

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

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité.

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : Épaisseur totale de la dalle.

d. Vérification pour les poteaux :

$N_u = 1163,89 \text{ KN}$ (Valeur tiré à partir du logiciel ETABS)

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,5 + 0,5 + (2 \times 1)) \times 2 = 4 \text{ m}$$

$$\frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 4 \times 1 \times 25000}{1,5} = 3000 \text{ KN}$$

$N_u = 1163,89 \text{ KN} < 3000 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée.

e. Vérification pour les voiles :

$N_u = 2260,59 \text{ [KN]}$ (Valeur tiré à partir u logiciel ETABS)

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,2 + 1 + (2 \times 1)) \times 2 = 6,4 \text{ m}$$

$$\frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 6,4 \times 25000}{1,5} = 4800 \text{ KN}$$

$N_u = 2260,59 \text{ KN} < 4800 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée.

VII.2.3.4. Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

On distingue deux cas :

1^{er} cas : si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8}$$

$$M_{0y} = 0$$

2^{ème} cas : si $0,4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la petite portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de **PIGEAUD**.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adoptera la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

a. Identification du panneau le plus sollicité :

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- **ELU :** $q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 171,02 - \frac{10503,7}{413,96} = 145,65 \text{ KN/m}^2$
- **ELS :** $q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 137,33 - \frac{10503,7}{413,96} = 111,95 \text{ KN/m}^2$

Panneau de dimension :

$$L_x = 4,4 \text{ m}$$

$$L_y = 4,6 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{4,4}{4,6} = 0,95$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

a. Calcul des armatures à l'ELU :

$$\rho = 0,95 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0410 \\ \mu_y = 0,888 \end{array} \right.$$

$$q_u = 145,65 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0410 \times 145,65 \times 4,40^2 = 115,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,888 \times 115,61 = 102,66 \text{ KN.m}$$

• **Sens XX :**

Moment en travées : $M_{utx} = 0,75 \times 115,61 = 86,70 \text{ KN.m}$

Moment aux appuis : $M_{uax} = 0,5 \times M_{0x} = 0,5 \times 115,61 = 57,805 \text{ KN.m}$

Ferraillage :

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{utx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{86,70}{1 \times 0,37^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,044 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,044 \rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{86,70 \times 10^2}{0,978 \times 37 \times 34,8} = 6,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **6HA14 = 9,23 [cm²]** avec un espacement **s_t = 15 [cm]**

• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{uax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{57,805}{1 \times 0,37^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,029 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,029 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{57,805 \times 10^2}{0,986 \times 37 \times 34,8} = 4,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **6HA12 = 6,78 [cm²]** avec un espacement **s_t = 15 [cm]**

- Sens YY :

Moment en travées :

$$M_{uty} = 0,75 \times 102,66 = 76,995 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis :

$$M_{uay} = 0,5 \times M_{0x} = 0,5 \times 102,66 = 51,33 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

- En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{uty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{76,995}{1 \times 0,37^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,039 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,039 \rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{76,955 \times 10^2}{0,981 \times 37 \times 34,8} = 6,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **6HA14 = 9,23 [cm²]** avec un espacement **s_t = 15 [cm]**

- Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{uay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{51,33}{1 \times 0,37^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,026 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{51,33 \times 10^2}{0,987 \times 37 \times 34,8} = 4,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **6HA12 = 6,78 [cm²]** avec un espacement **s_t = 15 [cm]**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-4 : Ferraillage du radier

sens	Zone	M [KN.m]	μ	Obs	β	A_u [cm ²]	Ferraillage	A_u adoptée	s _t [cm]
l_x	Travée	86,70	0,044	SSA	0,978	6,88	6HA14	9,23	15
	Appuis	59,805	0,029	SSA	0,986	4,55	6HA12	6,78	15
l_y	Travée	76,995	0,039	SSA	0,981	6,09	6HA14	9,23	15
	Appuis	51,33	0,026	SSA	0,987	4,03	6HA12	6,78	15

VII.2.3.5. Vérification à l'ELU :**a. Vérification de la condition de non fragilité :**➤ **Sens l_x :**

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3-\rho}{2}$$

Avec : ρ_0 : Pourcentage d'acier minimal réglementaire ($\rho_0 = 0,0008$ pour les HA FeE400).

$$A_{x\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3 - 0,95}{2} = 3,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{uax} = 9,23[\text{cm}^2/\text{ml}] > A_{\min} = 3,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{utx} = 6,78[\text{cm}^2/\text{ml}] > A_{\min} = 4,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Sens l_y :**

$$\omega_y = \frac{A_y}{bh} \geq \omega_0 \rightarrow A_y \geq bh\omega_0$$

$$A_{y\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{uty} = 9,23 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{uay} = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 4,47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b. Espacement des armatures : (Art A8.2.42 BAEL91)

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

Armatures parallèles à L_x :

$$S_t \leq \min\{3h; 33 \text{ cm}\} \rightarrow S_t \leq \min\{120; 33 \text{ cm}\}$$

$$15[\text{cm}] \leq 33 \text{ cm}$$

Armatures parallèles à L_y :

$$S_t \leq \min\{4h; 45 \text{ cm}\} \rightarrow S_t \leq \min\{160; 45 \text{ cm}\}$$

$$15 [\text{cm}] \leq 45 \text{ cm}$$

VII.2.3.6. Vérification à l'ELS :

$$\rho = 0,95 \begin{cases} \mu_x = 0,0483 \\ \mu_y = 0,923 \end{cases}$$

$$q_s = 111,95 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0483 \times 111,95 \times 4,4^2 = 104,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,923 \times 104,68 = 96,62 \text{ KN.m}$$

a. Moment en travées :

$$\text{Sens X-X : } M_{stx} = 0,75 \times 104,68 = 78,51 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens Y-Y : } M_{sty} = 0,75 \times 96,62 = 72,47 \text{ KN.m}$$

b. Moment aux appuis :

$$\text{Sens X-X : } M_{sax} = 0,5 \times M_{0x} = 0,5 \times 104,68 = 52,34 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens Y-Y : } M_{say} = 0,5 \times M_{0y} = 0,5 \times 96,62 = 48,31 \text{ KN.m}$$

c. Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \\ \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-5 : vérification des contraintes dans le béton

sens	zone	M_s [KN.m]	A_s [cm ²]	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\overline{\sigma_{bc}}$ [MPa]	Obs
l_x	Appuis	52,34	6,78	0,180	0,931	57,46	224,11	3,90	15	CV
	Travée	78,51	9,23	0,245	0,921	48,29	249,61	5,17		CV
l_y	Appuis	48,31	6,78	0,180	0,931	57,46	206,85	4,00		CV
	Travée	72,47	9,23	0,245	0,921	48,29	230,41	4,77		CV

Tableau VII-5 : vérification des contraintes dans le béton

VII.2.3.7. Ferrailage du débord :

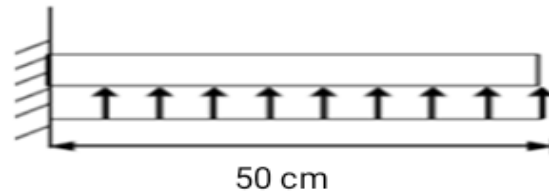


Figure VII-3 : Schéma statique du débord

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une barde de 1 mètre de longueur.

a. Sollicitation du calcul :

- A L'ELU : $q_u = 172,28 \text{ KN/m}^2$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{145,65 \times 0,5^2}{2} = 18,21 \text{ KN.m}$$

- A L'ELS : $q_s = 125,48 \text{ KN/m}^2$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{111,95 \times 0,5^2}{2} = 13,99 \text{ KN.m}$$

b. Calcul des armatures :

$b = 1 \text{ m}$; $d = 37 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{18,21}{1 \times 0,37^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,009 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,009 \rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18,21 \times 10^2}{0,996 \times 37 \times 34,8} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{m}]$$

On adopte : $\frac{5\text{HA}12}{\text{ml}} = 5,65 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$ avec un espacement $s_t = 20 \text{ cm}$

c. Vérification à l'ELU :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,46 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4,46 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \quad \rightarrow \quad \frac{2HA12}{ml} = 2,26 \text{ cm}^2/ml$$

d. Vérification à l'ELS :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 37} = 0,152 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0,936 \quad \rightarrow \quad K_1 = 63,12$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{13,99 \times 10^6}{0,936 \times 370 \times 565} = 71,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = 1,13 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

VII.2.3.8. Calcul des nervures :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Le rapport ρ est compris entre 0,4 et 1 pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau sont soit trapézoïdales ou triangulaires..

Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

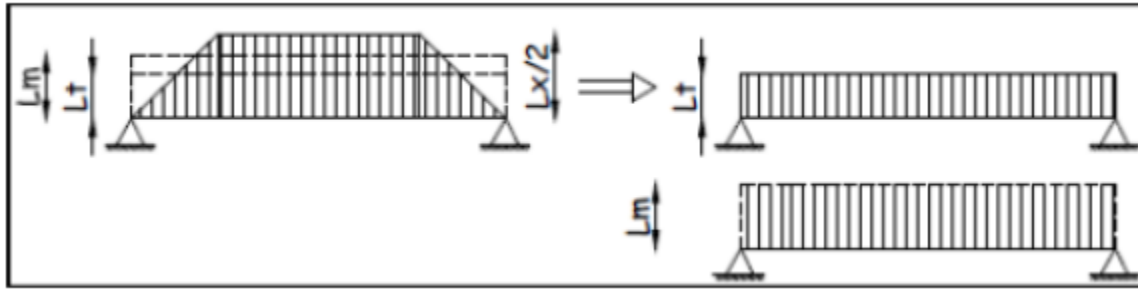


Figure VII-4 : Présentation des charges simplifiées

Deux types de chargement peuvent se présenter :

➤ **Chargement triangulaires :**

Moment fléchissant : $L_m = 0,333 \times L_x$.

Effort tranchant : $L_t = 0,25 \times L_x$.

➤ **Chargement trapézoïdale :**

Moment fléchissant : $L_m = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$

Effort tranchant : $L_t = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{4}\right)$

• **Pour les moments fléchissant :**

$Q_{Mu} = q_u \cdot L_m$

$Q_{Ms} = q_s \cdot L_m$

• **Pour les efforts tranchants :**

$Q_{Tu} = q_u \cdot L_t$

$Q_{Ts} = q_s \cdot L_t$

1. Détermination des charges :

• **A L'ELU :**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} - \frac{G_{\text{nervure}}}{S_{\text{nervure}}} \right) = \left(171,02 - \frac{10503,7}{413,96} - \frac{1808,4}{120,56} \right) = 160,65 \text{ KN/m}^2$$

• **A L'ELS :**

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} - \frac{G_{\text{nervure}}}{S_{\text{nervure}}} \right) = \left(137,33 - \frac{10503,7}{413,96} - \frac{1808,4}{120,56} \right) = 126,96 \text{ KN/m}^2$$

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneau	L_x (m)	L_y (m)	ρ_x	Chargement	L_m (m)	L_t (m)	q_u (KN/m ²)	q_s (KN/m ²)	Q_{MU} (KN/m)	$\sum Q_{MU}$ (KN/m)	Q_{MS} (KN/m)	$\sum Q_{MS}$ (KN/m)	Q_{Tu} (KN/m)	$\sum Q_{Tu}$ (KN/m)	Q_{Ts} (KN/m)	$\sum Q_{Ts}$ (KN/m)
AB	1	3,30	4,40	0,92	Trapézoïdale	1,184	0,951	160,65	126,96	190,286	190,286	150,381	150,381	152,893	152,893	120,830	120,830
	2	0	0	0	Trapézoïdale	0	0	160,65	126,96	0		0		0		0	
BC	1	3,30	4,40	0,92	Trapézoïdale	1,184	0,951	160,65	126,96	190,286	382,190	150,381	302,041	152,893	308,213	120,830	243,577
	2	3,30	3,60	0,91	Trapézoïdale	1,194	0,966	160,65	126,96	191,903		151,659		155,319		122,747	
CD	1	4,00	4,40	0,91	Trapézoïdale	1,447	1,171	160,65	126,96	232,610	424,319	183,829	335,335	188,265	315,179	148,784	249,082
	2	4,00	3,60	1,1	Trapézoïdale	1,193	0,79	160,65	126,96	191,709		151,505		126,913		100,298	
DE	1	4,60	4,40	1,04	Trapézoïdale	1,470	1,056	160,65	126,96	236,279	407,121	186,729	321,744	169,672	241,187	134,090	190,608
	2	4,60	3,60	1,27	Trapézoïdale	1,063	0,445	160,65	126,96	170,842		135,014		71,5157		56,5181	
EF	1	4,00	4,40	0,91	Trapézoïdale	1,447	1,171	160,65	126,96	232,610	424,319	183,829	335,335	188,265	315,179	148,784	249,082
	2	4,00	3,60	1,1	Trapézoïdale	1,193	0,79	160,65	126,96	191,709		151,505		126,913		100,298	
FG	1	3,30	4,40	0,91	Trapézoïdale	1,194	0,966	160,65	126,96	191,903	383,807	151,659	303,318	155,319	310,638	122,747	245,494
	2	3,30	3,60	0,91	Trapézoïdale	1,194	0,966	160,65	126,96	191,903		151,659		155,319		122,747	
GH	1	3,30	4,40	0,92	Trapézoïdale	1,184	0,951	160,65	126,96	190,286	190,286	150,381	150,381	152,893	152,893	120,830	120,830
	2	0	0	0	Trapézoïdale	0	0	160,65	126,96	0		0		0		0	

Tableau VII-6: Détermination des charges à L'ELU à L'ELS suivant sens X-X

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneau	L_x (m)	L_y (m)	ρ_x	Chargement	L_m (m)	L_t (m)	q_u (KN/m ²)	q_s (KN/m ²)	P_m (KN/m)	$\sum P_m$ (KN/m)	P_{ms} (KN/m)	$\sum P_{ms}$ (KN/m)	P_t (KN/m)	$\sum P_t$ (KN/m)	P_{ts} (KN/m)	$\sum P_{ts}$ (KN/m)
AB	1	4,00	3,60	1,111	Trapézoïdale	1,18	0,765	160,65	126,96	189,078	357,479	149,426	282,512	122,967	190,821	97,179	150,804
	2	4,60	3,60	1,278	Trapézoïdale	1,05	0,422	160,65	126,96	168,402		133,086		67,855		53,625	
BC	1	4,00	4,40	0,909	Trapézoïdale	1,45	1,174	160,65	126,96	232,788	467,666	183,970	369,592	188,531	356,102	148,994	272,96
	2	4,60	4,40	1,045	Trapézoïdale	1,46	1,043	160,65	126,96	234,879		185,622		167,571		132,429	
CD	1	4,00	3,60	1,111	Trapézoïdale	1,18	0,765	160,65	126,96	189,078	357,479	149,426	282,512	122,967	190,821	97,179	272,96
	2	4,60	3,60	1,278	Trapézoïdale	1,05	0,422	160,65	126,96	168,402		133,086		67,855		53,625	

Tableau VII-7: Détermination des charges à L'ELU à L'ELS suivant sens Y-Y

2. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :(obtenu par le logiciel ETABS)

➤ Sens longitudinal :

d) Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

➤ Sens longitudinale

✓ ELU

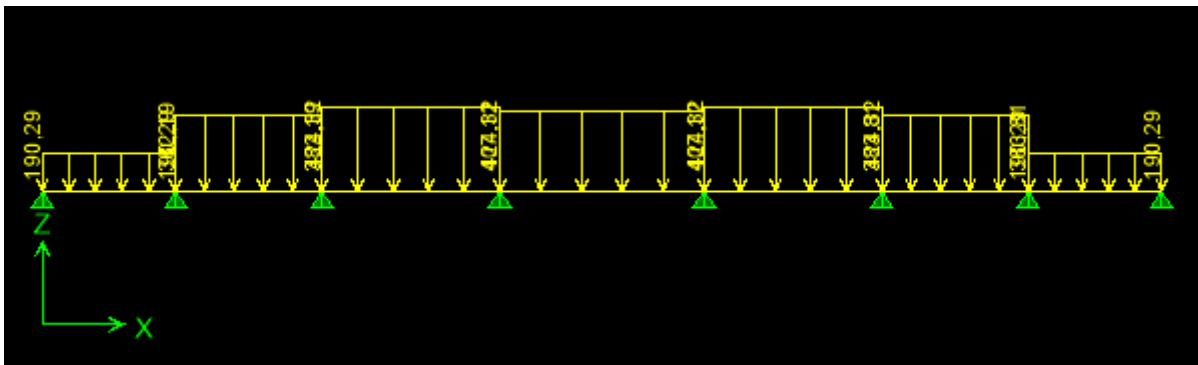


Fig.VII-5 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

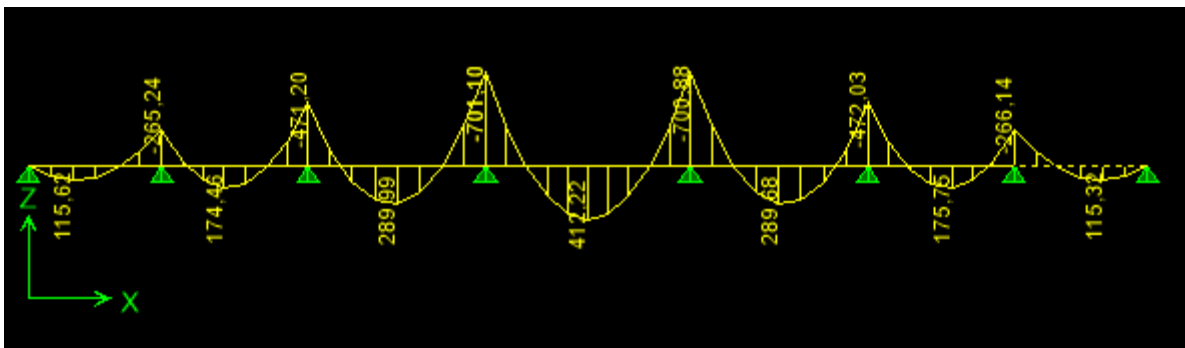


Fig.VII-6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

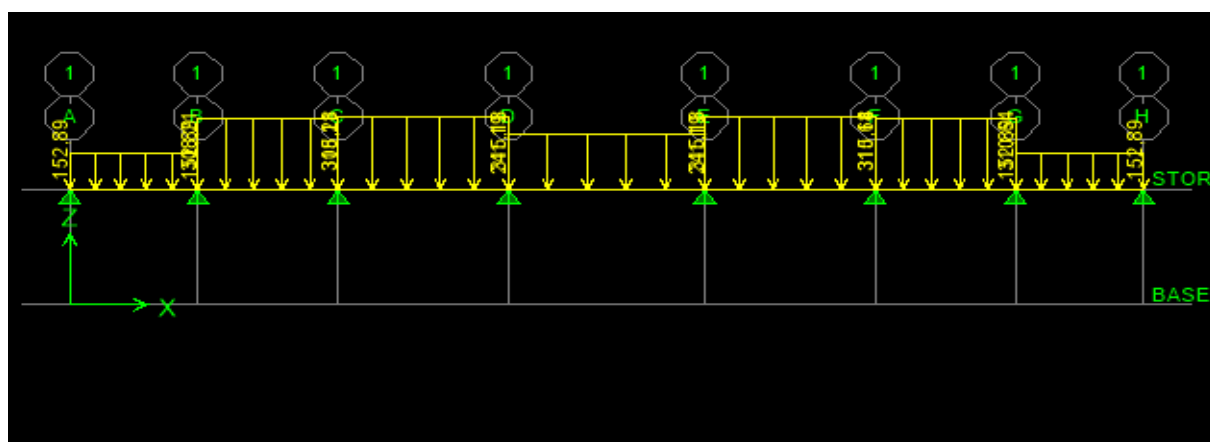


Fig.VII-7 : Schéma statique de l'effort tranchant ELU (sens longitudinal).

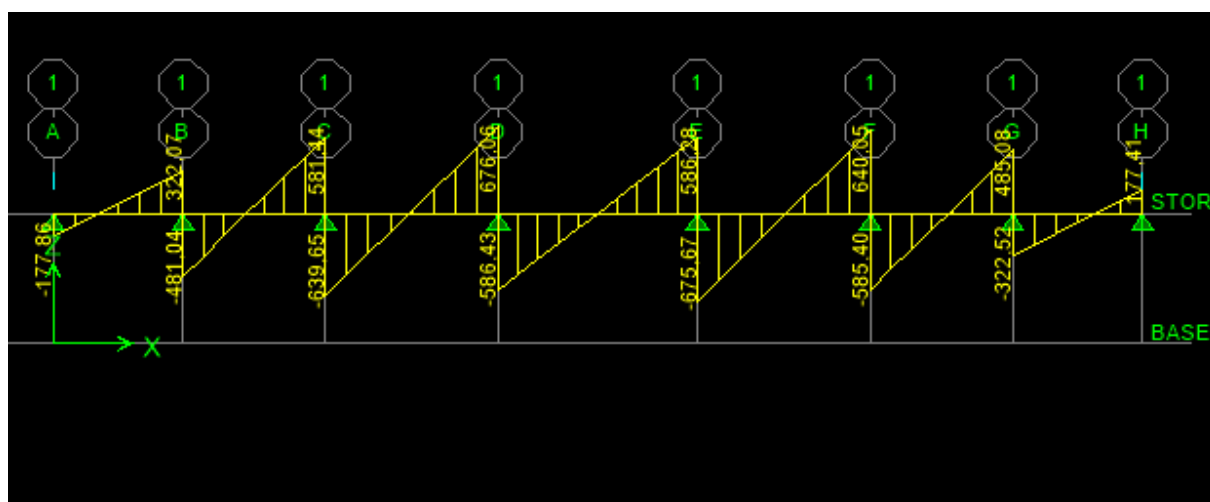


Fig.VII-8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

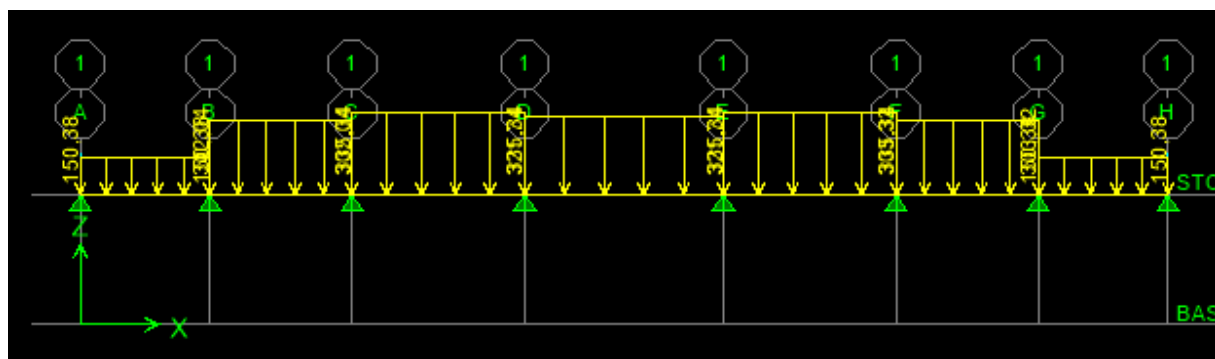
✓ ELS

Fig.VII-9: Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

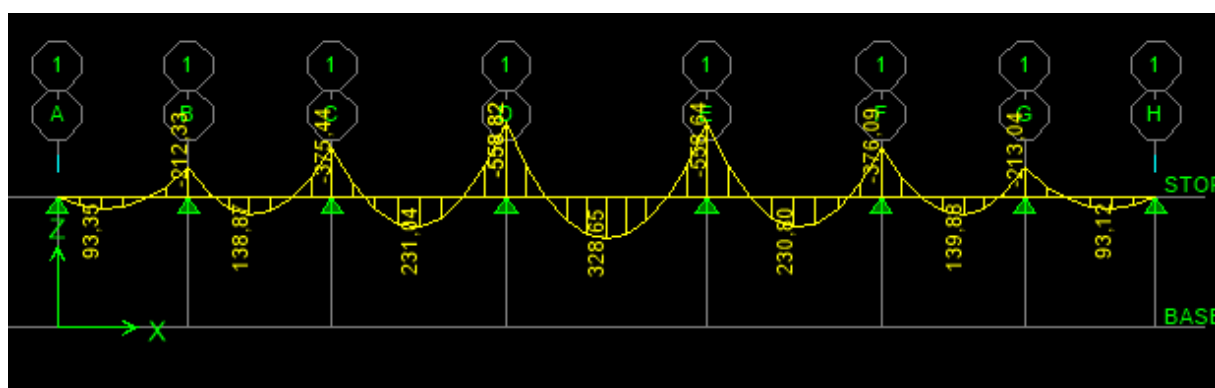


Fig.VII-10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

➤ Sens transversal :



✓ ELU

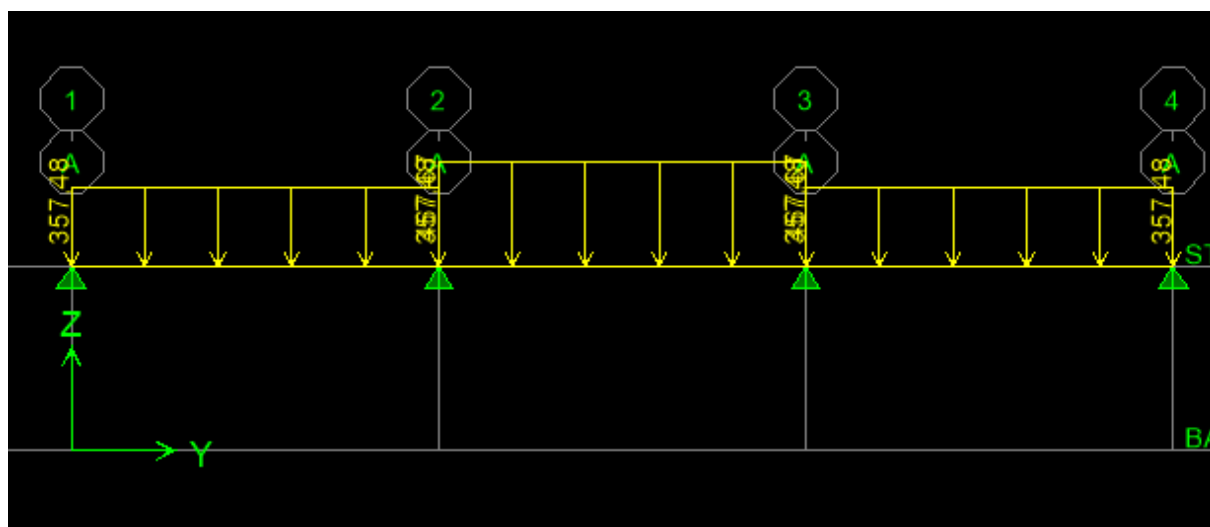


Fig.VII-11 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

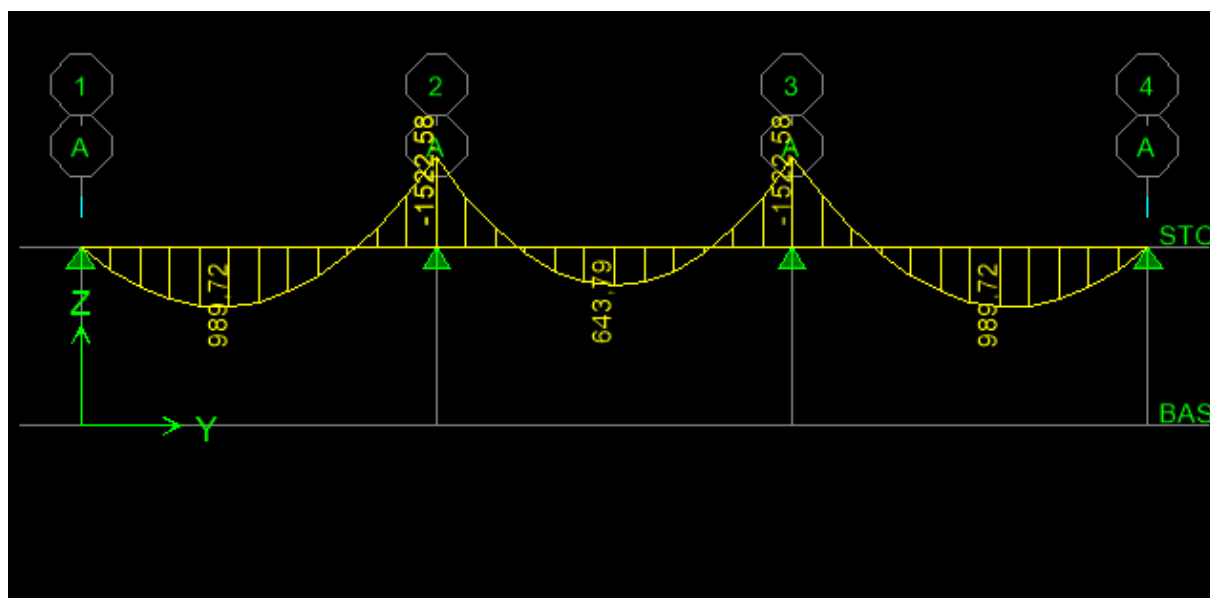


Fig.VII-12: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

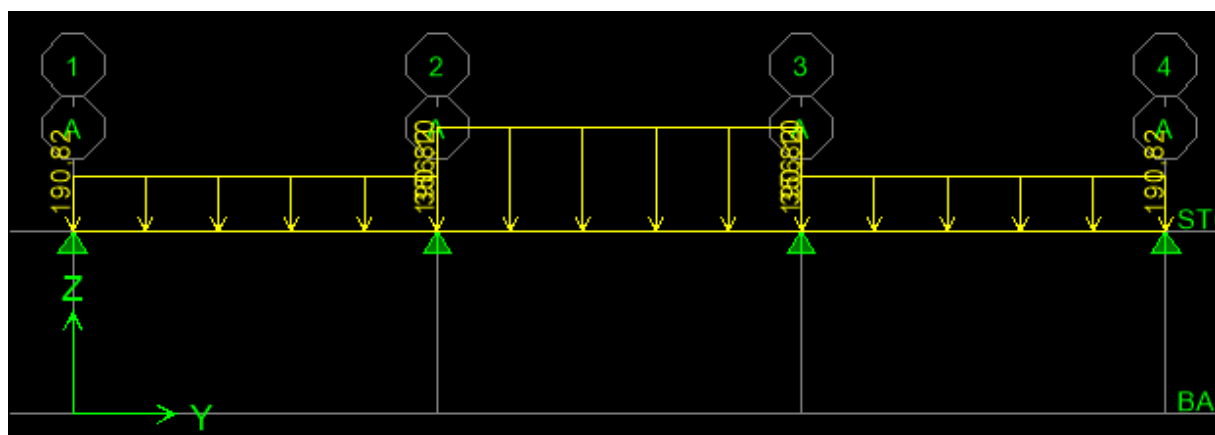


Fig.VII-13 : Schéma statique des efforts tranchants (sens transversal).

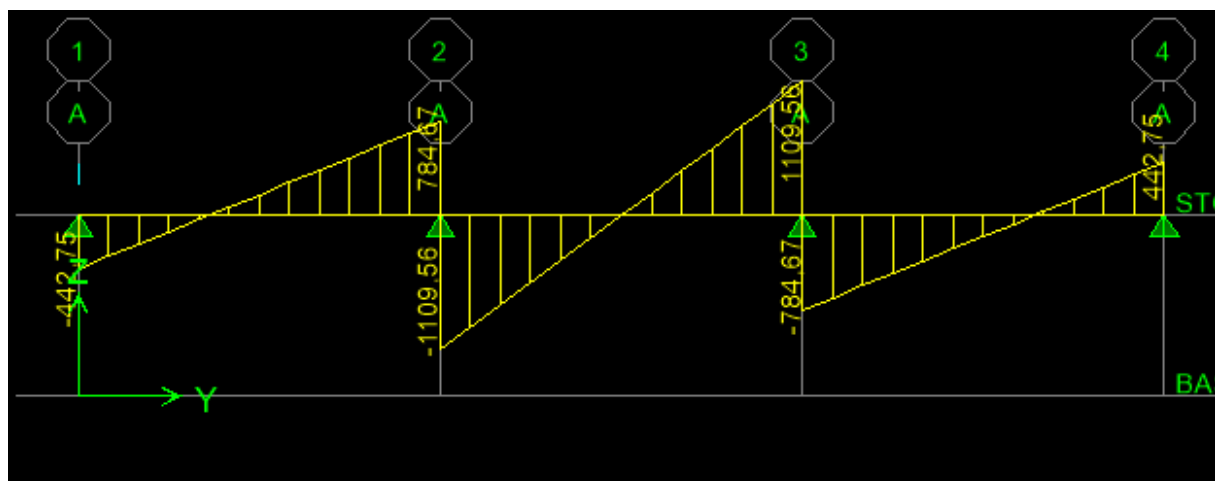


Fig.VII-14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

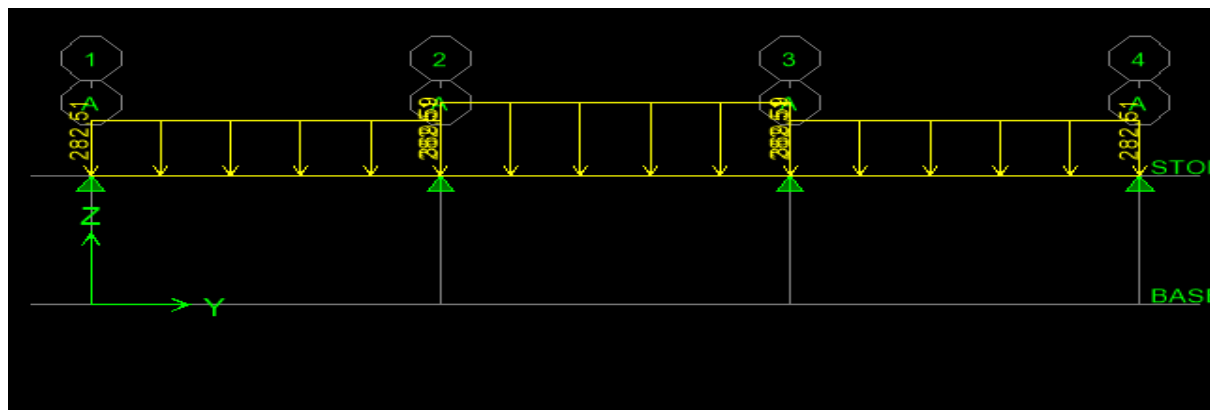
✓ ELS

Fig.VII-15 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

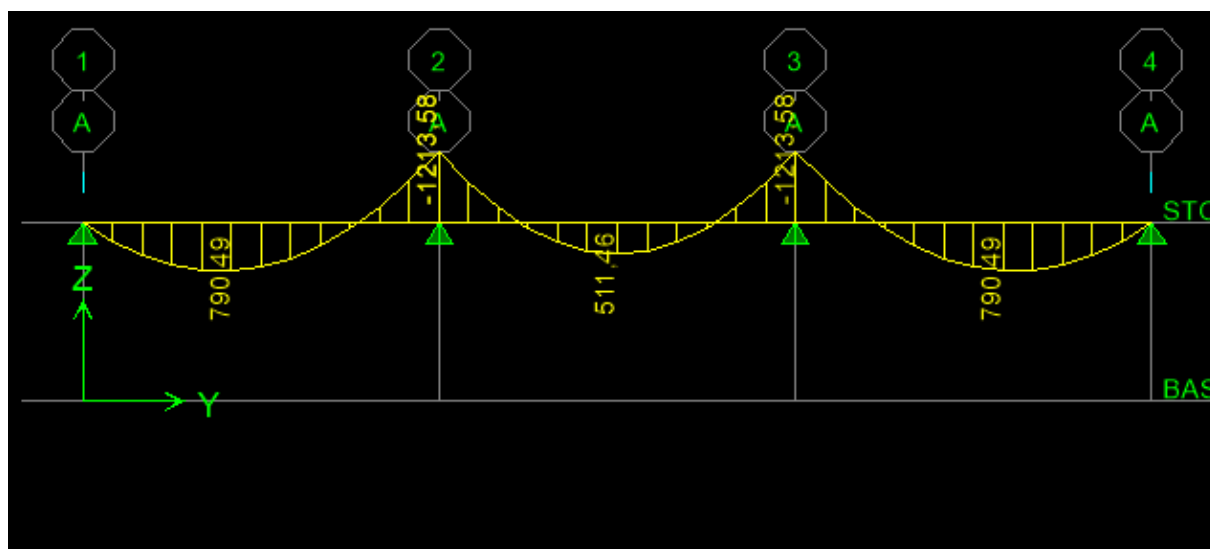


Fig.VII-16 : Diagramme moments fléchissant à l'ELS.

e) Ferrailage :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_a^{\max}$ (KN.m)	412,22	-558,82	-1522,58	-1213,58
$M_t^{\max}$ (KN.m)	-701,10	328,65	989,72	790,49
$T_{\max}$ (KN)	676,06	/	1109,56	/

Tableau VII-8 : Les efforts internes dans les nervures**3. Le ferrailage :**

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b = 55 \text{ cm}$, $h = 100 \text{ cm}$, $d = 95 \text{ cm}$, $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

4. Exemple de calcul :

$$M_{t\max} = -701,10 \text{ [KN.m]} \quad ; \quad M_{a\max} = 412,22 \text{ [KN.m]}$$

➤ Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{412,22 \times 10^6}{550 \times 950^2 \times 14,2} = 0,058 < 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,058 \rightarrow \beta = 0,970$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{412,22 \times 10^6}{0,970 \times 950 \times 348 \times 100} = 12,85 \text{ cm}^2$$

Soit : **8HA20=25,76 [cm²]**

Tableau VII-9 : Ferrailage des nervures à L'ELU

		M [KN.m]	μ	β	A_{cal} [cm ²]	choix	Espacement [cm]	A_{adop} [cm ²]
Sens longitudinal	Appuis	412,22	0,058	0,970	12,85	4HA16 (filantes) + 4HA14 (chapeaux)	St=15cm	14,19
	Travée	710,10	0,10	0,947	22,68	4HA20 (filantes) + 4HA20 (chapeaux)	St=15cm	25,13
Sens transversal	Appuis	1522,58	0,215	0,878	39,75	5HA25 (filantes) + 5HA20 (chapeaux)	St=15cm	40,23
	Travée	989,72	0,0047	0,976	25,88	5HA20 (filantes) + 4HA20 (chapeaux)	St=15cm	28,26

5. Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 550 \times 950 \times 2,1}{400 \times 100} = 6,30 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$$A_{adopté} = 14,10 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6,30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{adopté} = 25,13 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6,30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{adopté} = 40,23 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6,30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{adopté} = 28,26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6,30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Contrainte de cisaillement :

$$T_{u\max} = 758,39 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ [MPa]}\right) = \min(2,5 \text{ [MPa]}; 4 \text{ [MPa]}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{758,39 \times 10^3}{550 \times 950} = 1,45 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c. Armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi = 8 \text{ mm}$

On prend un 2cadre de $\phi = 8 \text{ mm} = 4\text{HA}8$

- En zone nodale:**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_l\right\} = \left\{\frac{100}{4}; 12 \times 2\right\} = 24 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

- En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

d. Armatures transversales minimales :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 55 = 2,475 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 2,475 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

6. Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

Tableau VII-10 : Vérification à l'ELS

		M_s^{max}	h	$A_{adopté}$ [cm ²]	ρ_1	β_1	k_{11}	σ_s [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	OBS
Sens	Appui	558,82	1	14,19	0,272	0,917	45,24	452,06	9,99	15	vérifiée
X-X	Travée	328,65	1	25,13	0,480	0,895	32,62	154,42	4,73	15	vérifiée
Sens	Appui	1213,58	1	40,23	0,770	0,873	24,37	363,73	14,92	15	vérifiée
Y-Y	Travée	790,49	1	28,26	0,502	0,888	29,64	331,58	11,18	15	vérifiée

Conclusion :

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

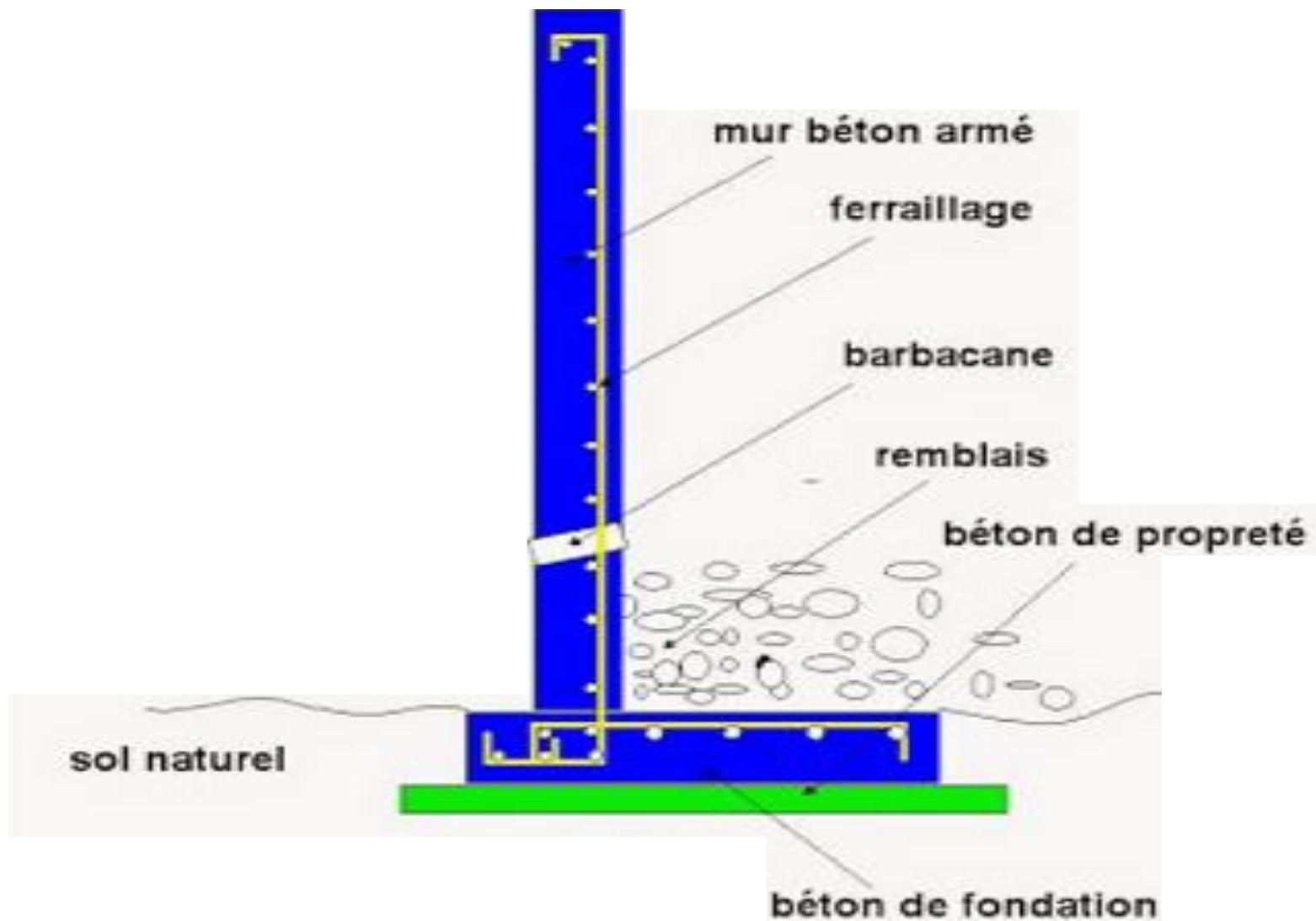
7. Les armatures de peau (BAEL/Art B.6.6 ,2) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leurs sections est au moins égale à 3[cm²] par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100[cm], la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{ml} = 3\text{cm}^2 \text{ Par paroi}$$

Soit : **2HA14 = 3,08cm²**

CHAPITRE VIII :
Etude du mur plaque



VIII.1. Introduction :

Les murs de soutènement, sont des ouvrages en béton armé. Destinés à reprendre les Poussées des terres qui provoquent leur glissement.

Dans notre cas, un mur plaque simple est prévu pour retenir la totalité des poussées des terres.

VIII.2. Pré dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de 20cm.

VIII .3. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont σ_H et σ_V tel que :

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$$

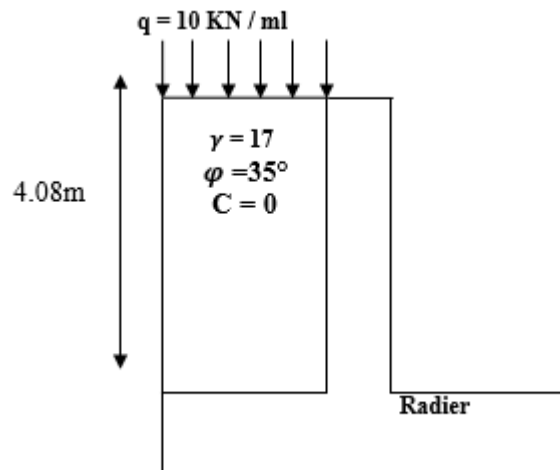
Avec :

K_0 : Coefficient des poussées de terre au repos $K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$

σ_H : Contraintes horizontales.

σ_V : Contrainte verticales.

φ : Angle de frottement interne.



FigureVIII-1 : Schéma statique du Mur plaque

VIII.3.1) données de calcul :

Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$.

Caractéristiques du sol :

Poids volumique des terres : $\gamma = 17 \text{ KN / m}^3$

Angle de frottement : $\varphi = 35^\circ$

Cohésion : $C = 0$

VIII.3.2) Calcul des sollicitations :

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - \sin 35}{\cos 35} = 0.52$$

$$\sigma_v = q + \gamma h \rightarrow 0 < h < 4.08 \text{ m}$$

- **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \sigma_v = K_0(1.35 \gamma h + 1.5q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1.5 \times 10 \times 0.52 = 7.8 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4.08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.52 \times (1.35 \times 17 \times 3.06 + 1.5 \times 10) = 44.32 \text{ KN/m}^2$$

- **ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \sigma_v = K_0(\gamma h + q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.52 \times 10 = 5.2 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4.08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.52 \times (17 \times 3.06 + 10) = 32.25 \text{ KN/m}^2$$

VIII.3.3) diagramme des contraintes

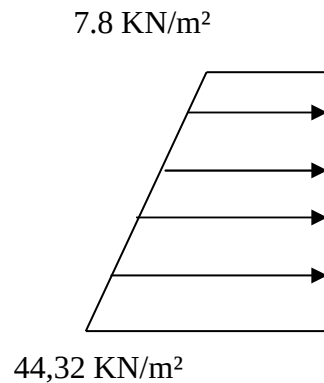


Fig VIII-2 : Diagramme des Contraintes à l'ELU.

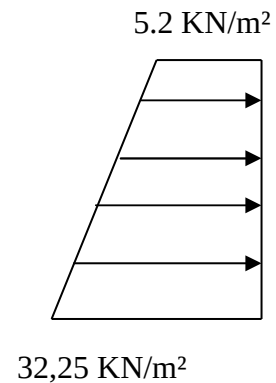


Fig VIII-3 : Diagramme des Contraintes à l'ELS.

VIII.3.4) Charges moyennes :

ELU :

$$q_u = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 44,32 + 7.8}{4} \times 1\text{m} = 35,19\text{KN/ml}$$

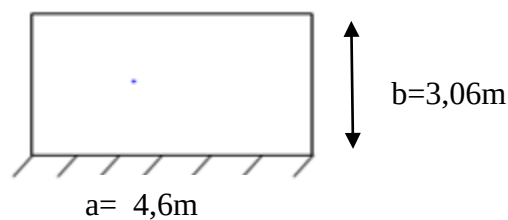
ELS :

$$q_s = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 32,25 + 5.2}{4} \times 1\text{m} = 25,49\text{KN/ml}$$

VIII .4. Calcul du moment sollicitant :

VIII 4.1. Méthode de calcul :

Le mur plaque sera calculé comme un panneau simplement appuyé sur 3 cotés et encastrée a sa base, aux dimensions $b = 3,06\text{m}$, $a = 4,6\text{m}$.



1) Détermination des moments

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés par des coefficients suivants :

- **Moment en travée**
 - 0.75 (sens XX)
 - 0.75 (sens YY)
- **Moment d'encastrement sur les grands cotés**
 - 0.5 (Appui de rive)
 - 0.5 (Autre appuis)

2) Identification des panneaux

➤ $L_x = 3,06 \text{ m}$ et $L_y = 4,60 \text{ m}$

➤ $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,06}{4,60} = 0,67 > 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens

3) Correction des moments

A L'ELU :

$$\rho = 0,67 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0720 \\ \mu_y = 0,395 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0720 \times 35,19 \times (3,06)^2 = 23,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,395 \times 23,72 = 9,37 \text{ KN.m}$$

- **Sens X-X :**
 - **Aux appuis :** $M_a = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 23,72 = 11,86 \text{ KN.m}$
 - **En travée :** $M_t = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 23,72 = 17,79 \text{ KN.m}$
- **Sens Y-Y :**
 - **Aux appuis :** $M_a = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 9,37 = 4,685 \text{ KN.m}$
 - **En travées :** $M_t = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 9,37 = 7,03 \text{ KN.m}$

A L'ELS :

$$\rho = 0,67 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0777 \\ \mu_y = 0,552 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,0777 \times 25,49 \times (3,06)^2 = 18,38 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.620 \times 18,38 = 11,39 \text{ KN.m}$$

- **Sens X-X :**

- **Aux appuis :** $M_a = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 18,38 = 9,19 \text{ KN.m}$
- **En travée :** $M_t = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 10,20 = 13,79 \text{ KN.m}$

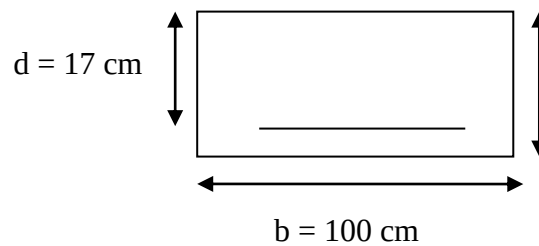
- **Sens Y-Y :**

- **Aux appuis :** $M_a = 0.5M_{0y} = 0.5 \times 11,39 = 5,70 \text{ KN.m}$
- **En travées :** $M_t = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 11,39 = 8,54 \text{ KN.m}$

VIII.9 Ferrailage à l'ELU :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \quad A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma}$$

Le ferrailage se fera pour une bande de 1ml



1) Calcul des sections d'armatures :

2) Tableau VIII-1: Ferrailage du voile périphérique

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	μ_1	section	β	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	S _t (cm)
X-X	Appuis	11,86	0.028	0.392	SSA	0.986	2,03	2	5HA10 = 3,93	20
	Travée	17,79	0.043	0.392	SSA	0.979	3,07	2	5HA10 = 3,93	20
Y-Y	Appuis	4,685	0.011	0.392	SSA	0.995	0,80	2	5HA10 = 3,93	20
	travée	7,03	0.017	0.392	SSA	0.992	1,19	2	5HA10 = 3,93	20

VIII.10 Recommandations du RPA 99 version 2003 (Art 10.1.2) :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de **0.10%B** dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre **(4)** épingles par mètre carré (**m²**) de **HA8**.

VIII.11 Vérification à l'ELS

- **Vérification des contraintes**

Le voile périphérique étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles

Constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

- **Dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{c28}} \right\}$$

Avec :

$$\eta = 1.6$$

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

- **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} \rightarrow \beta \rightarrow K$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta.d.A_s}$$

Tableau VIII-2 : Vérification des contraintes à l'ELS

sens	zone	A_s (cm ²)	M_s (KN.m)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	observation
X-X	appuis	3,93	9,19	0.231	0.923	49,93	25,33	201.63	7,95	15	CV
	travée	3,93	13,79	0.231	0.923	49,93	223,62	201.63	0,90	15	CV
Y-Y	appuis	3,93	5,70	0.231	0.923	49,93	82,70	201.63	2,43	15	CV
	travée	3,93	8,54	0.231	0.923	49,93	138,49	201.63	1,45	15	CV

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

Conclusion

- L'épaisseur du voile périphérique est de **20 cm**.
- Le calcul du voile périphérique est fait pour une bande de **1 m**.
- Le ferrailage du voile périphérique est comme suit :
 - **Sens X-X**
 - En travée : **5HA10/ml** avec un espacement de **20 cm**.
 - Aux appuis : **5HA10/ml** avec un espacement de **20 cm**.
 - **Sens Y-Y**
 - En travée : **5HA10 / ml** avec un espacement de **20 cm**.
 - Aux appuis : **5HA10 /ml** avec un espacement de **20 cm**.

Conclusion générale.

Quand le projet nous a été confié, Nous avons conscience de la grande tâche à laquelle nous avons affaire vu la géométrie complexe de la structure. Nous avons fait notre possible pour bien mener ce travail. Après les différentes étapes de calcul nous avons relevés les aspects positifs et négatifs de cette étude.

Les aspects positifs :

- Le pré dimensionnement s'est fait en respectant les formules, en évitant le surdimensionnement des sections, ainsi l'aspect économique est pris en compte.
- Vu la forme de la structure, nous avons pu éviter la torsion dans le mode fondamental.
- La modélisation nous a permis de comprendre le comportement de la structure vis-à-vis de l'action sismique en essayant d'éviter une période trop élevée en rigidifiant les éléments de contreventement en disposant les voiles d'une façon optimale.
- Notre type de ferrailage s'est fait pour chaque élément avec ses efforts internes propres et nous avons remarqué que les sections adoptées sont moins importantes sinous avons ferrailé avec l'effort max des éléments qui ne leurs sont pas propres.
- L'aspect économique est pris en considération, toute en respectant les vérificationssécuritaires.

Les aspects négatifs :

- Nous avons souhaité avoir un contreventement mixte, dont répartition des charges sismiques sont équitables entre les voiles et les portiques, mais après différents essaisde dispositions de voile, les résultats nous ont donné un contreventement par des voiles porteurs ce qui signifie que les portiques ont un rôle de contreventement négligeable devant les voiles. Les efforts sont importants ce qui nous ramène à un surcout économique.
- Une durée du temps importante pour l'étude et le calcul de ferrailage dans chaqueélément avec ses efforts propres.

Cette étude nous a permis de bien comprendre certain phénomènes et comportements, une interprétation approchée pour le résultat de l'analyse dynamique et d'acquérir l'essentiel pour la vie active.

Nous espérons que ce modeste travail puisse aider les promotions à venir.

Bibliographie

- *Document technique réglementaire DTR B.C.2.2*
- *Règlement parasismique Algérien*
RPA99/version 2003
BAEL 91 révisé 99
- *Règles de conception et de calcul des structures*
en béton armé (C.B.A 93).
- *Formulaire du béton armé volume 1–VICTOR*
DAVIDOVICI-
- *Maîtrise du BAEL91 et DTU associés (JEAN*
PERCHAT, JEAN ROUX)
- *Mémoires de fin d'études des promotions*
Précédentes
- *Cours et TD du cursus*