

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE



En vue de l'obtention du diplôme de master en Génie Civil
Option Constructions Civiles et Industrielles (C.C.I)



ETUDE D'UNE STRUCTURE (R + 6 + 1 S-S)
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL,
A OSSATURE EN PORTIQUE ET VOILE
(APPLICATION ETABS 9.6.0)

Dirigé par :

M^{me} : Alkama

Réalisé par :

M^r : CHEBRINE Sofiane

M^r : CHIKH Hakim

Promotion 2016/2017

Remerciements:

En premier, nous remercions le bon Dieu, de nous avoir aidées à surmonter de longues années d'études et faire aboutir nos efforts, et nos chers parents qui étaient toujours présent à nos côtés.

Un grand merci revient à notre encadreur **Mme Alkama**, qui a toujours été disponible afin de répondre à toutes nos questions et nous éclairer dans notre travail et y apporter les corrections nécessaires.

Nous tenons à remercier nos camarades **Master 2 CCI**, qui nous à aider dans ce projet.

Nos remerciements vont également aux membres du jury qui nous ferons l'honneur d'examiner notre travail, afin de l'enrichir par leur propositions.

On ne serait oublier toutes les personnes qui ont contribuées de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à la mémoire de mon cher père.

À ma mère bien aimé puisse Dieu nous la garder.

À mes deux frères sadék et ghiles.

*À mes grands parents, toutes mes tantes et leurs maris
ainsi mes oncles et leurs femmes et à ma cousine adoré
chavha et cousins madjid et djamel, mon binôme hakim.*

*Tous mes amis qui m'ont beaucoup aidé et soutenu
Foufou, ghiles, massi, ahmed, ossama, abd salem, tarik, saleh,
farida, thilelli, siham et radia.*

*À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à
l'élaboration de ce mémoire.*

À toutes les personnes que j'aime.

C.SOFIANE



DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à mes parents

*Qui m'ont soutenue et encouragée, À mes frères et à mes grande
parents, mes tantes et mon oncle et mon chère binôme Sofiane et a
toute la famille CHIKH.*

*À tous mes amis de domino Salim et Jugurtha, et mon amis
d'enfance Sofiane .et un grand merci à Chabane ben qui ma
beaucoup aidé et soutenue ainsi que Farida et Monia et
Radia, Rania .*

*À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de
ce mémoire Ghilas ,et Mido, abdeslam ,Pino, Fofo, Massi
(amakkas) et son binôme Moh (lhif), Sayeh et son binôme
Tarik(thamazgha), Ziad , Osama et notre grand docteur Rachid(le
parisienne), et moh (c.h.a),*

*Et au petit ange (ilyane, aylane et nylia), et ma petite chère
WIWI<3.*

Et à toute les personnes que j'aime

CHIKH.HAKIM



Sommaire:

Introduction Générale

Chapitre I : Présentation du projet.

	Page
I-1) Introduction	01
I-2) Présentation de l'ouvrage.....	01
I-3) Caractéristiques géométrique de l'ouvrage	02
I-4) Eléments de l'ouvrage.....	02
I-5) Caractéristiques mécaniques des matériaux	04
I-6) Conclusion.....	10

Chapitre II : Le pré dimensionnement des éléments résistants.

II-1) Introduction.....	11
II-2) Pré dimensionnement des éléments résistants.....	11
II-2-1) Les planchers en corps creux.....	11
II-2-2) plancher en dalle pleine.....	12
II-2-3) Les poutres.....	13
II-2-4) Les voiles.....	15
II-2-5) Les poteaux	17
II.3) Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2-2).....	17

Chapitre III : Etude des éléments secondaires.

III-1) Étude du plancher:.....	33
III-2) Etude du Porte-à-faux.....	53
III-3) Étude de l'acrotère	60
III-4) Étude d'escalier	67
III-5) Étude de la sale machine	82

Chapitre IV : Etude sismique.

IV-1) Introduction	94
IV-2) Méthode de calcul.....	94
IV-3) Modélisation de la structure	95
IV-4) Vérifications selon les exigences du RPA.....	95
IV-4-1) Vérification de la participation de la masse modale.....	95
IV-4-2) Vérification de l'effort tranchant à la base	96
IV-4-3) Vérification de l'effet de la torsion d'axe (art 4.2.7 du RPA).....	99
IV-4-4) Vérification des déplacements.....	100
IV-4-5) Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux (RPA 99/ version 2003 Article 7.4.3.1)	102
IV-4-6) Vérification de l'effet P- Δ	103

Chapitre V : Etude des éléments résistants.

V-1) Les poteaux.....	105
V-2) Les poutres	120
V-3) Les voiles	130

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

VI-1) Introduction.....	149
VI-I) Les principaux rôles de la fondation	149
VI-I-1) Étude géotechnique du sol.....	150
VI-I-2) Choix du type de fondation.....	150
VI-I-3) Dimensionnement de la fondation	151
VI-I-4) Etude du radier général.....	155
VI-I-5) Pré dimensionnement du radier.....	155
VI-I-6) Détermination des efforts.....	157
VI-I-7) Calcul des sollicitations à la base du radier	158
VI-I-8) Combinaison d'actions.....	159
VI-I-9-1) Vérification de la contrainte de cisaillement	159
VI-I-9-2) Vérification de la stabilité du radier.....	160
VI-I-9-3) Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2, 42 BAEL 91).....	162
VI-I-10) Ferrailage du radier.....	163

VI-I-11) Ferrailage suivant X-X.....	166
VI-I-12) Ferrailage suivant Y-Y.....	166
VI-I-13) Vérification à l'état limite ultime.....	167
VI-II) Ferrailage du débord.....	168
VI-III) Etude de la nervure.....	169
VI-IV) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants....	172
VI-V) Calcul du ferrailage.....	175

Chapitre VII : Etude de la boîte rigide.

VII-1) Introduction	180
VII-2) Pré dimensionnement du voile périphérique.....	180
VII-3) Ferrailage du voile périphérique	182
VII-4) vérification à l'ELS.....	185

Liste des tableaux

Chap. I : Présentation du projet.

Tab II.1 : Limites d'élasticité des aciers utilisés.....	08
--	----

Chap. II : Le pré dimensionnement des éléments résistants

Tab II.1: Vérification aux exigences du RPA.....	15
Tab II.2: Valeur de la charge permanente du plancher terrasse.....	18
Tab II.3: Valeur de la charge permanente du plancher étage courant.....	19
Tab II.4: Valeur de la charge permanente de la dalle pleine.....	20
Tab II.5: Valeur de la charge permanente du mur extérieur.....	21
Tab II.6: Valeurs de la charge permanente du mur intérieur.....	22
Tab II.7: Valeurs des charges d'exploitations	23
Tab II.8: Récapitulatif de la descente de charge sur le poteau E3.....	26
Tab II.9: Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1).....	26
Tab II.10: Vérification au flambement (poteau rectangulaire).....	28
Tab II.11: Rigidités des poutres dans le sens X-X.....	29
Tab II.12: Rigidités des poutres dans le sens Y-Y.....	30
Tab II.13: Rigidités des poteaux carrés dans le sens x-x.....	30
Tab II.14: Rigidités des poteaux carrés dans le sens Y-Y.....	31

Chap. III : Etude des éléments secondaires

Tab III.2.1 : Les charges permanentes revenant à la console.....	54
Tab III.2.2 : Les charges concentrées revenant à la console.....	54
Tab III.4.1 : Charge totale du palier.....	69
Tab III.4.2 : Charge totale de la volée.....	70

Chap. IV : Etude sismique

Tab IV.1: facteur de qualité de la structure suivant x-x.....	99
Tab IV.2: facteur de qualité de la structure suivant y-y.....	99
Tab IV.3 : vérification de l'excentricité suivant x-x.....	100
Tab IV.4: vérification de l'excentricité suivant y-y	100
Tab IV.5: Déplacements relatifs sous l'action E_x et E_y	101
Tab IV.6: Justification vis A vis de l'effet P- Δ sens x-x.....	103
Tab IV.7 : Justification vis A vis de l'effet P- Δ sens y-y.....	104

Chap. V : Etude des éléments résistants

Tab V.1.1: Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.....	105
Tab V.1.2: Récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA.....	107
Tab V.1.3: Ferrailage des poteaux à l'ELU suivant le sens X-X.....	111
Tab V.1.4 : Ferrailage des poteaux à l'ELU suivant le sens Y-Y.....	112
Tab V.1.5 : Vérification des efforts tranchants dans les poteaux.....	115
Tab V.1.6 : Ferrailage des poteaux à l'ELS.....	116
Tab V.2.1 : ferrailage des poutres principales	123
Tab V.2.2: ferrailage des poutres secondaires.....	124
Tab V.2.3: vérifications des poutres principales à ELS.....	129
Tab V.2.4: vérifications des poutres secondaires à ELS	129
Tab V.3.1 : Ferrailage des voiles transversaux VT1.....	137
Tab V.3.2 : Ferrailage des voiles transversaux VT2.....	138
Tab V.3.3 : Ferrailage des voiles transversaux VT3.....	139
Tab V.3.4 : Ferrailage des voiles longitudinaux VL4.....	140
Tab V.3.5 : Ferrailage des voiles longitudinaux VL5.....	141
Tab V.3.6 : Ferrailage des voiles longitudinaux VL6.....	142
Tab V.3.7 : Ferrailage des trumeaux	143

Chap. VI : fondation

Tab VI.1: Surface des semelles filantes sous voiles.....	152
Tab VI.2 : Surface des semelles filantes sous poteaux.....	153
Tab VI.3 : Valeurs de calcul des charges des panneaux de gauche.....	171
Tab VI.4 : Valeurs de calcul des charges des panneaux de droite.....	171
Tab VI.5 : Valeurs de calcul des charges des panneaux de gauche.....	171
Tab VI.6 : Valeurs de calcul des charges des panneaux de droite.....	171
Tab VI.7: Valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure sens Longitudinale	172
Tab VI.8 : Valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure sens Transversale	172
Tab VI.9 : Résultats des moments et efforts relevés d'ETABS.....	175
Tab VI.10 : Vérification des contraintes.....	179

Chap. VII : boîte rigide

Tab VII.1 : ferrailage du voile périphérique.....	184
Tab VII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	185

Liste des figures

Chap. I : Présentation du projet

Fig. I-1 : diagramme des contraintes de déformation à l'ELU.....	07
Fig. I-2 : diagramme des contraintes-déformation à l'ELS.....	07
Fig. I.3: diagramme de calcul de contrainte-déformation de l'acier à L'E.L.S.....	10

Chap. II : Le pré dimensionnement des éléments résistants

Fig. II.1: Coupe verticale d'un plancher courant	12
Fig. II.2: Coupe verticale des déferents voiles.....	16
Fig. II.3: Coupe du plancher terrasse	18
Fig. II.4: Coupe du plancher étage courant	19
Fig. II.5: Coupe du plancher en dalle pleine	20
Fig. II.6 : Coupe verticale d'un mur.....	21
Fig. II.7 : Coupe verticale d'un mur intérieur.....	22

Fig. II.8 : Coupe verticale de l'acrotère.....	22
Fig. II.9 : Surface d'influence du poteau F3,C3.....	23
Fig. II.10 : Coupe de poteau.....	27
Fig. II.11 : Identification des paramètres.....	28

Chap. III : Etude des éléments secondaires

Fig. III.1: plancher en corps creux	33
Fig. III.2: ferrailage de la dalle de compression	34
Fig. III.3: Surfaces revenant aux poutrelles.....	35
Fig. III.4: Schéma statique de la poutrelle.....	38
Fig. III.5: Diagrammes des moments (principe de la méthode forfaitaire).....	39
Fig. III.6. Diagramme des moments.....	40
Fig. III.7. Diagramme des moments.....	41
Fig. III.8.: Diagramme des moments fléchissant a l'ELU en kN.m	42
Fig. III.9: Diagramme des efforts tranchants en kN	43
Fig. III.10: Coupe schématique de la poutrelle	44
Fig. III.11: Crochet.....	49
Fig. III.12: Diagramme des moments fléchissant a l'ELS en kN.m	49
Fig. III.13: Diagramme des efforts tranchants a l'ELS en kN.....	50
Fig.III.14: Ferrailage du plancher	52
Fig.III.15: Schéma statique du porte à faux.....	53
Fig.III.16: Schéma géométrique de la console.....	56
Fig.III.17: Schéma statique de la console	58
Fig.III.18 : Ferrailage de la console.....	59
Fig.III.19 : Coupe transversale de l'acrotère.....	60
Fig.III.20: Schéma statique.....	60
Fig.III.21: Diagramme des efforts internes.....	61
Fig.III.22: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	66
Fig.III.23: Schéma d'escalier en perspective.....	67
Fig.III.24: Schéma statique.....	68
Fig.III.25 : Schéma de chargement à l'ELU.....	71
Fig.III.26: Vue en plan l'ascenseur.....	82
Fig.III.27: Schéma de ferrailage de la dalle salle machine.....	93

Chap. IV : Etude sismique

Fig. IV.1: participation massique.....	96
Fig. IV.2: Déplacement maximal dans le sens (xx).....	101
Fig. IV.3 : Déplacement maximal dans le sens (yy).....	102

Chap. V : Etude des éléments résistant

Fig. V.1 : Zone nodale.....	127
Fig. V.2: Efforts internes dans le linteau.....	145
Fig. V.3: Schéma ferrailage du linteau.....	146
Fig. V.4: Schéma du ferrailage final du linteau.....	148

Chap. VI : Etude de l'infrastructure

Fig. VI.1: Schéma d une semelle isolée.....	151
Fig. VI.2: Diagramme des contraintes.....	160
Fig.VI.3: Périmètre utile des voiles et des poteaux.....	162
Fig.VI.4: Entre axes du panneau le plus sollicité.....	164
Fig.VI.5: Schéma statique du débord.....	168
Fig.VI.6 : Présentation des chargements simplifiés.....	170

Chap. VII : Etude de la boîte rigide.

Fig. VII.1: panneau à calculer.....	180
Fig. VII.2: Schéma statique du voile périphérique.....	181
Fig. VII.3: Ferrailage du voile périphérique.....	186

INTRODUCTION:

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions qui contribue au développement du pays en édifiant des infrastructures et des superstructures selon les règles d'art de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation tout en minimisant le cout .

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée au séisme du fait de sa situation géographique, après avoir subie de nombreux séismes dévastateurs notamment celui (du 21 mai 2003) qui secoué les régions centre du pays, la réglementation de la construction s'est vu renforcé par de nouvelles normes de sécurité plus strictes. À cet effet l'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité de sol, forme de la structure, le type de contreventements à choisir...). Pour le calcul de ces ouvrages nous devons appliquer les règlements en vigueur, à savoir le (RPA99/version2003) et les règlements (BAEL91/modifiée99).

L'objet de notre travail est l'étude d'une structure en (R+ 6 +1sous sol) a usage d'habitation et commercial en portiques et voiles, et qui repose sur un radier général

Notre travail se subdivise en trois parties principales :

Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. puis nous procéderons à l'établissement des descentes de charges ainsi qu'au pré dimensionnement des éléments, enfin nous calculerons le ferrailage des différents éléments secondaire (acrotère, escalier..etc.)

La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferrailages des éléments principaux .pour y arriver, nous effectuerons d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (ETABS) qui nous permettra d'avoir les résultats suivant :

- les caractéristiques vibratoires (période propre et mode propre) de la structure
- les sollicitations dans les éléments structuraux, poutres, poteaux, voiles

Enfin dans la troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude des fondations dont nous exposerons la méthode de calcul ainsi que la boîte rigide.



CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

I.1. INTRODUCTION

L'étude en génie civil nous incite à faire un calcul précis, afin d'assurer la résistance, la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagés pendant et après la réalisation pour un cout optimal.

Pour cela, nos calculs seront vérifiés aux règlements en vigueur ; à savoir le *(BAEL91, et le RPA99/modifiée2003)*.

I.2. Présentation De L'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude d'une structure en (S/SOL+RDC+6 étages) à usage d'habitation et commercial. Il sera implanté dans la wilaya de TIZI-OUZOU classée selon le règlement parasismique Algérien *(RPA 99/Version2003)* comme zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).

Notre ouvrage est classé dans le groupe d'usage 2 : « Ouvrages d'importance moyenne »

(Article3.2 de RPA), et selon le rapport du sol, il sera fondé sur un sol meuble « S3 » d'une contrainte admissible $\sigma_{sol}=2.5$ bars.

Le bâtiment est composé de :

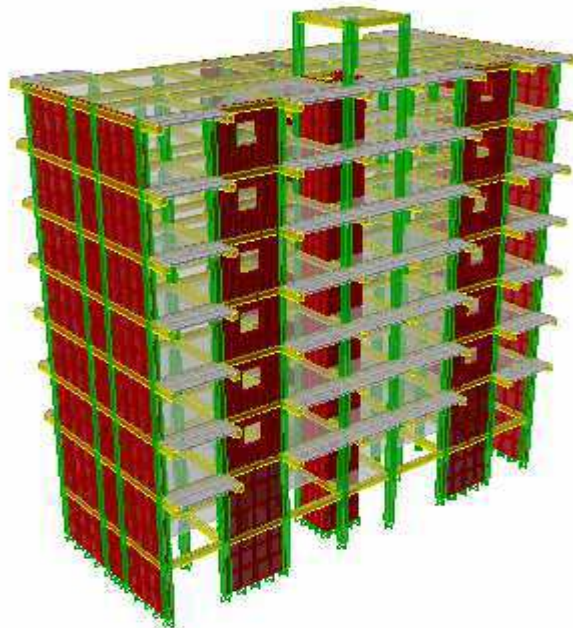
- sous-sol à usage commercial.
- RDC partie commerce.
- six étages à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.

Nos calculs respecteront les règlements en vigueurs ; à savoir :

- Règles parasismiques algériennes *(RPA99/version 2003)* ;
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé *(BAEL91/modifiées.99)* ;
- Document technique réglementaire *(DTR B.C 2.2)*: charges permanentes et charges d'exploitation ;
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé *(CBA93)*.

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Notre bâtiment a pour dimensions :



❖ En plan :

- ✓ Longueur totale $L = 24.40 \text{ m}$
- ✓ Largeur totale $l = 9.70 \text{ m}$

❖ En élévation :

- ✓ Hauteur totale $H_T = 25.51 \text{ m}$
- ✓ Hauteur du sous-sol $H_{SS} = 3.24 \text{ m}$
- ✓ Hauteur du RDC $H_{RDC} = 3.91 \text{ m}$
- ✓ Hauteur de l'étage courant $H_E = 3.06 \text{ m}$
- ✓ Hauteur de la salle machine : $H_{SM} = 3.06 \text{ m}$
- ✓ Hauteur de l'acrotère $H_A = 0.45 \text{ m}$

I.4. Eléments de l'ouvrage :

❖ la superstructure :

Partie d'une construction située au-dessus du sol elle est composée de :

• ***L'ossature :***

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles (leur rôle est la stabilité et la rigidité de la structure)

Ils sont destinés à reprendre les charges et surcharges et les transmettre aux fondations

- ***Les planchers:***

Forment une plate-forme horizontale séparent les étages d'une construction. Ils assurent deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance mécanique :**

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges et les surcharges.

- **Fonction d'isolation :**

Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

✓ Plancher en corps creux qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).

✓ Plancher en dalle pleine coulée sur place, constitué en béton armé

- ***Escaliers:***

Se sont les éléments qui assurent l'accès d'un niveau à un autre; le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers pour assurer l'accès à tous les niveaux. Ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

- ***Cage d'ascenseur:***

Seul élément mobile à l'intérieur de l'immeuble. Notre ouvrage sera constitué d'une cage d'ascenseur réalisé en BA

- ***La maçonnerie :***

Les façades seront réalisées en double cloison de briques creuses de 15cm d'épaisseur (partie extérieure) et 10cm d'épaisseur (partie intérieure) séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur, les murs de séparation seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

- ***Les revêtements :***

- _ Carrelages pour les planchers et les escaliers ;
- _ Céramique pour les cuisines et les salles d'eaux ;
- _ Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs de façade extérieure.

_ Enduit en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les cloisons intérieurs et plafonds.

- **Acrotère :**

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.45 [m] de hauteur, réalisé en béton armé coulé sur place ; il joue un rôle de sécurité et de garde du corps.

- **Terrasse inaccessible :**

Notre bâtiment sera muni d'une terrasse Inaccessible sauf pour entretien, réalisée en corps creux et d'une dalle de compression.

- **Porte-à-faux :**

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine ou en corps creux.

- ❖ **L'infrastructure :**

L'infrastructure est un ensemble d'éléments structuraux interconnectés qui fournissent le cadre pour supporter la totalité de la structure. Elle est constituée de :

- **Fondations :**

La fondation est la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le sol. Elle transmet les charges et les surcharges de la structure au sol et elle assure sa stabilité sans tassement ni glissement.

Le choix du type des fondations dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

- **Boite rigide :**

Est un voile périphérique qui assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable.

Les matériaux

1.5. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIEUX :

Le béton et l'acier sont les deux matériaux les plus importants dans la réalisation de cet ouvrage ; ils sont caractérisés par la résistance à la compression pour le béton et la résistance à la traction pour les aciers.

Ils doivent répondre aux règles du **RPA99 modifié en 2003** ainsi qu'aux règles du béton aux états limites **BAEL91 modifié 99**

1) Béton :

Le béton est un matériau de construction, obtenu par un mélange de ciment (liant hydraulique), de granulat (sable et graviers), de l'eau de gâchage et d'adjuvant, il caractérise du point de vue mécanique par sa

résistance à la compression qui est assez élevée par rapport à sa résistance à la traction. Il sera dosé à **350kg/m³** de ciment portland artificiel (CPA).
Le béton est défini du point de vue mécanique par sa :

❖ **Résistance caractéristique à la compression :**

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté f_{c28} .

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton pour $j \leq 28$ jours, elle est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83 \times j)} \times f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1.4 + 0.95 \times j)} \times f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

(BAEL91/A.2.1,11)

Dans les calculs de notre ouvrage, nous adopterons une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

❖ **Résistance caractéristique a la traction :**

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours ; noté f_{tj} ; est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \rightarrow \quad (\text{BAEL91/A.2.1,12}).$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

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

❖ **Module de déformation du béton :**

🌀 **Module de déformation longitudinal instantanée du béton :**

Il est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{A. 2.1, 21/ BAEL 91})$$

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

Nous avons : $E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$

🌀 **Module de déformation longitudinal différé du béton :**

Il est utilisé pour les chargements de longue durée, nous utilisons le module différé qui prend en compte les déformations du fluage du béton.

Le module de Young du béton dépend de sa résistance caractéristique à la compression, nous prenons un module égal à :

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

$$\text{Pour notre cas : } f_{c28} = 25 [\text{MPa}] \Rightarrow E_{v28} = 10819 [\text{MPa}].$$

Module de déformation transversale du béton :

Qui est noté G, il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante :

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

Avec : E : module de Young

ν : coefficient de poisson $\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$

$\Delta d / d$: déformation relative transversale

$\Delta L / L$: déformation relative longitudinale

Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et longitudinale : $\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta L / L}$

Il est pris égal à :

$\nu = 0$ à l'ELU, pour le calcul des sollicitations.

$\nu = 0.2$ à l'ELS, pour le calcul des déformations.

(Art A. 2.1. 3, BAEL 91)

❖ Etat limite de contrainte de béton :

Tous les calculs qui vont suivre au cours de cette étude seront basés sur la théorie des états limites. Un état limite est un état au-delà duquel une structure ou un de ses éléments constitutifs cesseront de remplir les fonctions pour lesquelles ils sont conçus. On les a donc classés en état limite ultime (ELU) et état limite de service (ELS).

Etats limites ultimes (E.L.U) :

C'est l'état pour le quel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage.

La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad (\text{Art A.4.3, 41/BAEL 91})$$

γ_b : Coefficient de sécurité $\gamma_b = 1.5 \mapsto \text{situation courante},$
 $\gamma_b = 1.15 \mapsto \text{situation accidentelle}.$

θ : Coefficient de durée d'application des actions considérées

$\theta = 1$: si la durée d'application est $> 24\text{h}$,

$\theta = 0.9$: si la durée d'application est entre 1h et 24h,

$\theta = 0.85$: si la durée d'application est inférieure à une heure (1h)

- Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$, nous aurons $f_{bu} = 14.2$ [MPa]
- Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 1$, nous aurons $f_{bu} = 18.48$ [MPa]

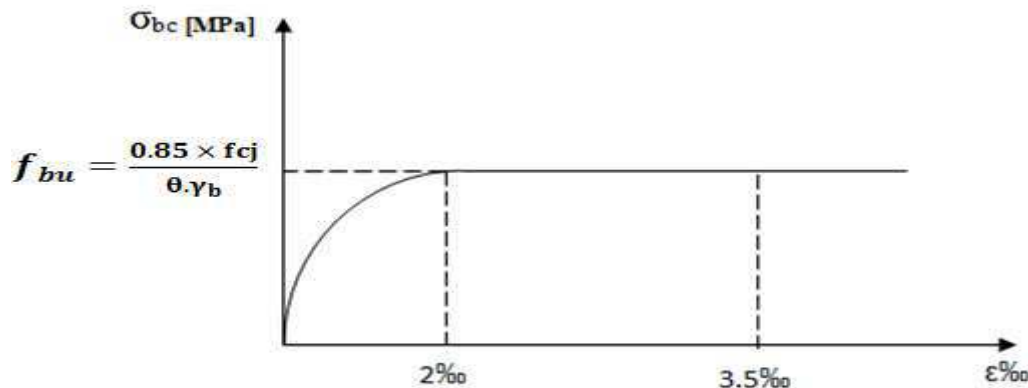


Figure I. 1- diagramme des contraintes de déformation à l'ELU

Etats limites de services (E.L.S) :

Ils correspondent aux états au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration ne sont plus satisfaites.

La contrainte admissible du béton à la compression est donnée par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ [MPa]} \quad \text{Art (A.4.5, 2/ BAEL 91)}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ à l'ELS.

La contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

(Art 5.1,2.11/BAEL 91)

- La masse volumique du béton est égale à 25 kN/m^3

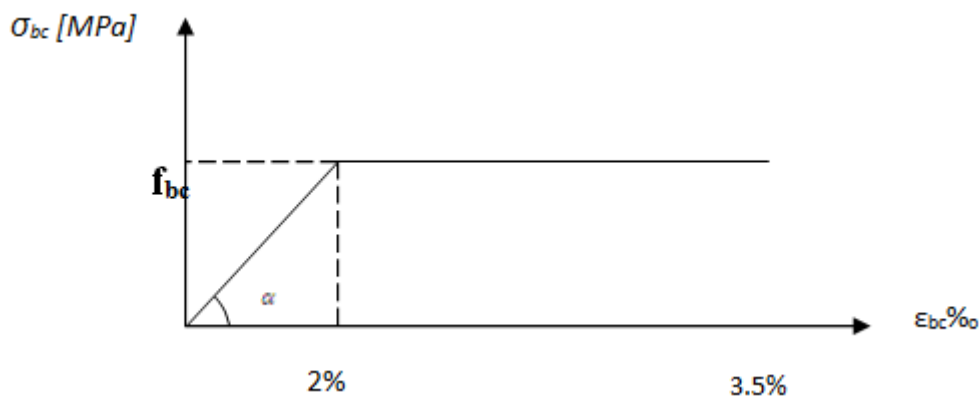


Figure I. 2- diagramme des contraintes-déformation à l'ELS

2) Acier

L'acier est un matériau qui présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des structures faiblement élancées).

Les aciers sont souvent associés au béton pour reprendre les efforts de tractions auxquels ce dernier ne résiste pas. Ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces extérieures à savoir :

- Barres lisses.
- Barres à haute adhérence (HA).
- Treillis soudé.

Dans le présent ouvrage, nous aurons à utiliser les deux types d'armatures :

Aciers à haute adhérence [feE400]..... $f_e = 400$ MPa

Treillis soudés [TL 520]..... $f_e = 520$ MPa

Tel que : f_e : est la limite d'élasticité de l'acier.

Nous définissons les aciers par:

❖ **Module d'élasticité longitudinale :**

À l'ELS, nous supposons que les aciers travaillent dans le domaine élastique. Tous les types d'aciers ont le même comportement élastique, donc le même module de Young :

$E_s = 2.10^5$ MPa. Art (A.2.2,1 BAEL 91).

La déformation à la limite élastique est voisine de 2% et cela en fonction de la limite d'élasticité.

❖ **Contrainte limite ultime des aciers :**

Elle est définie par la formule suivante :

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- $\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier
- f_e : Limite d'élasticité garantie.

- γ_s : coefficient de sécurité
- $\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{pour les situations durables.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$

Tableau I.1 : Limites d'élasticité des aciers utilisés

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400$ MPa	$\overline{\sigma}_{st} = 348$ MPa	$\overline{\sigma}_{st} = 400$ MPa
$f_e = 500$ MPa	$\overline{\sigma}_{st} = 452$ MPa	$\overline{\sigma}_{st} = 500$ MPa

❖ **Contrainte ultime de service des aciers :**

Afin de limiter l'apparition des fissures dans le béton et donc, d'éviter la corrosion des armatures, on doit limiter les contraintes dans les aciers.

Nous distinguons trois (03) cas de fissurations :

- **Fissuration peu nuisible :** 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.

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e \quad (\text{A.4.5, 32 BAEL91}).$$

- **Fissuration préjudiciable :** 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 :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad \text{Art. (A.4.5, 33 BAEL91)}.$$

- **Fissuration très préjudiciable :** cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad \text{Art. (A.4.5, 34 BAEL91)}.$$

Avec:

f_{tj} : résistance caractéristique du béton à la traction

η : Coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{pour les ronds lisses} \\ \eta = 1,6 \quad \text{pour les HA } (\varphi \geq 6 \text{ mm}) \\ \eta = 1,6 \quad \text{pour les HA } (\varphi < 6 \text{ mm}) \end{array} \right.$$

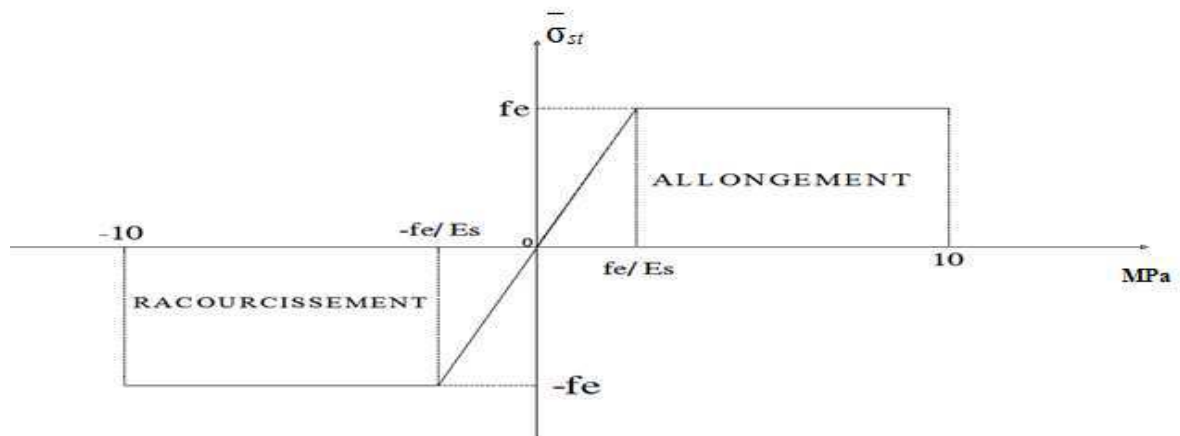


Figure I. 3- diagramme de calcul de contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.S

❖ Protection des Armatures (Art A.7.1/BAEL91) :

Afin d'éviter des problèmes de corrosion des aciers ; il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitations de l'ouvrage.

Nous devons donc respecter les prescriptions suivantes :

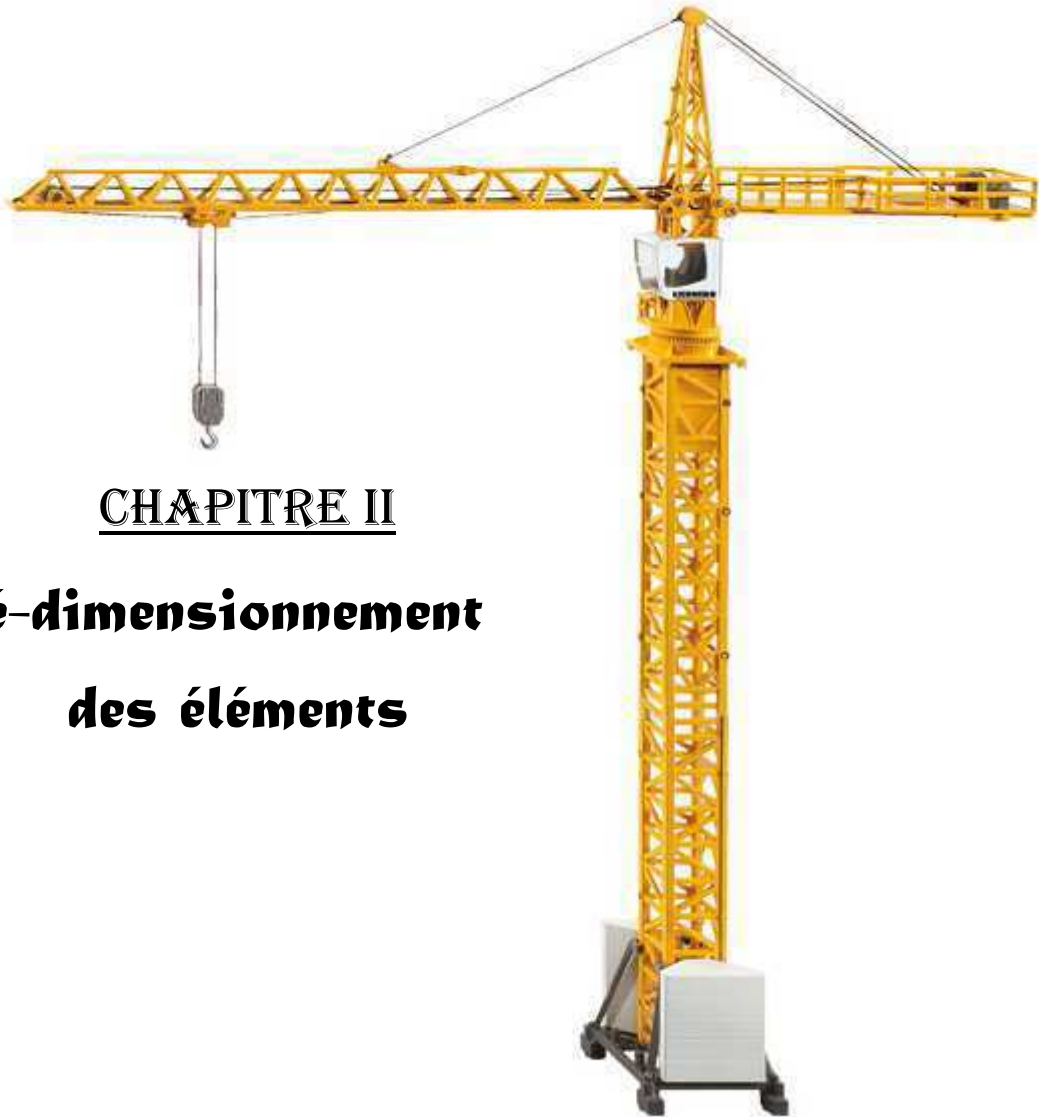
- **C = 5 cm** : pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux tout autre atmosphères très agressives tel les industries chimique ;
- **C = 3 cm** : pour des parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations ;
- **C = 1 cm** : pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

Coffrage :

Nous optons pour un coffrage métallique pour les voiles, de façon à faire limiter le temps d'exécution et un coffrage classique en bois pour les portiques (poteaux et poutres).

I.6. CONCLUSION :

A ce niveau, nous avons déterminé les différents éléments que contiennent notre ouvrage, leurs caractéristiques et leurs fonctionnements dont on va effectuer les calculs et les vérifications dans les chapitres qui vont suivre, tout en respectant les règles du **BAEL91/modifiées.99**, et les Règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version 2003**).



CHAPITRE II

Pré-dimensionnement des éléments

II.1. Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré-dimensionnement des éléments tels que : les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et enfin les voiles. Pour le pré-dimensionnement de ces éléments on tient compte de prescriptions réglementaires données par le **RPA2003** et le **BAEL 91**.

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément porteur de la structure la charge qu'il supporte au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

II.2. pré-dimensionnement des éléments :**II.2.1-plancher en corps creux :**

le plancher est constitué de corps creux s'appuyant sur des poutrelles préfabriqués disposées suivant la petite portée, le tout complété par une dalle de compression armée d'un treillis soudé d'épaisseur de 4 à 5cm

Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum du plancher doit satisfaire la condition suivante :

$$H_t \geq l_{max} \div 22,5 \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99/Art b 6-8-423})$$

Avec:

H_t : hauteur total de plancher.

L_{max} : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

D'après le **RPA99/version 2003 ART 7.4.1** les dimensions minimales des poteaux dans *la zone IIa* sont : **(25X25)**

Dans notre cas nous avons :

$$L_{max} = 3.75\text{m.}$$

$$L_{max} = 375 - 25 = 350 \text{ cm.}$$

$$H_t \geq \frac{350}{22.5} = 15.55 \text{ cm}$$

On optera pour un plancher de hauteur **20cm**, soit **(16+4) cm**

Epaisseur du corps creux=**16 cm**

Epaisseur de dalle de compression =**4 cm**

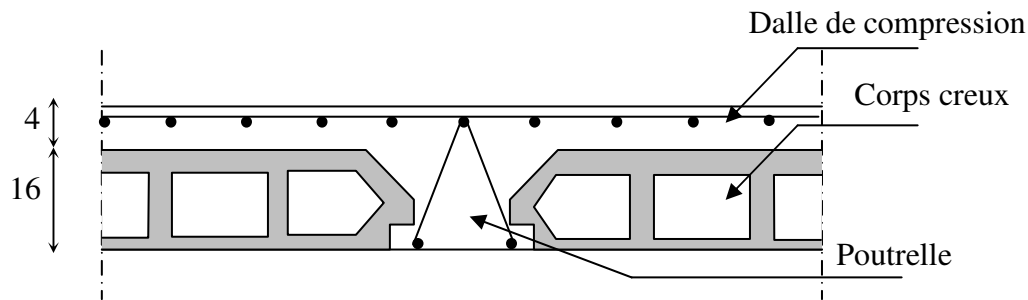


Figure II.1 : Coupe verticale d'un plancher courant.

II.2.2- plancher en dalle pleine :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres démentions. Leurs épaisseurs est déterminés selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

- la résistance a la flexion.
- l'isolation acoustique.
- la résistance au feu.

•condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule suivante (BAEL91.modifié99, Art B.6.5.1)

$$e \geq L_o / 10$$

- L_o : portée libre
- e : épaisseur de la dalle
- $L_o = 1,30\text{m}$

$$e \geq 1,35 / 10 = 0,135\text{m} = 13,5\text{cm}$$

•vérification de la sécurité contre l'incendie :

Les normes en vigueur préconisent une épaisseur minimale de :

Pour 1 heure de coupe-feu	$e \geq 7\text{cm}$
Pour 2 heures de coupe-feu	$e \geq 11\text{cm}$
Pour quatre heures de coupe de feu	$e \geq 17\text{cm}$

• isolation phonique :

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

La protection contre le bruit est assurée par le plancher tel que sa masse est supérieure à **350kg/m³**

•isolation acoustique :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L=13.3 \log(10M) \quad \text{si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L=15 \log(M) + 9 \quad \text{si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de **350 kg/m²**

$$D' \text{ où l'épaisseur minimale de la dalle est : } h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = \mathbf{14cm}$$

On limite donc notre épaisseur de dalle pleine à : 15 cm

II.2.3-PRE REDIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, ils ont pour rôle l'acheminement des charges et surcharges des plancher aux éléments verticaux (poteaux, voiles)

Le dimensionnement de la section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes:

$$L \div 15 \leq h \leq L \div 10$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

- h : hauteur de la poutre.
- b : largeur de la poutre.
- L : portée maximum entre nus d'appuis.

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante :

$$b \geq 20 \text{ cm ; } h \geq 30 \text{ cm ; } h/b \leq 4 \quad (\text{RPA 2003 Art 7.5.1})$$

On distingue les poutres principales qui sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis et les poutres secondaires qui lui sont parallèles en assurant ainsi le chaînage.

A) Poutres principales (PP):

La hauteur : $L_{max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$

$$\frac{375}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{375}{10} \rightarrow 25 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 37.5 \text{ cm}$$

On prend : $h_{pp} = 35 \text{ cm}$

La largeur : $0.4 \times 35 \leq b_{pp} \leq 0.7 \times 35 \rightarrow 14 \text{ cm} \leq b_{pp} \leq 24.5 \text{ cm}$

On prend : $b_{pp} = 25 \text{ cm}$

B) Poutres secondaires (PS) :

La hauteur : $L = 375 - 25 = 350 \text{ cm}$

$$\frac{350}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{350}{10} \rightarrow 23.33 \text{ cm} \leq h_{ps} \leq 35 \text{ cm}$$

On prend : $h_{ps} = 30 \text{ cm}$

La largeur : $0.4 \times 30 \leq b_{ps} \leq 0.7 \times 30 \rightarrow 12 \text{ cm} \leq b_{ps} \leq 21 \text{ cm} ;$

On prend : $b_{ps} = 25 \text{ cm}$

Tableau II. 1 : vérification aux exigences du RPA :

condition	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	35	30	vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	25	25	vérifiée
$\frac{h}{b} \leq 4$	1.75	1.2	vérifiée

Les conditions du **RPA** sur le coffrage des poutres sont bien respectées, donc les Sections adoptées sont :

- Poutres principales : $(bxh) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $(bxh) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

II.2.4-Pré Dimensionnement Des Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place qui ont pour Fonction principale est d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontaux.

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à (**L'Article 7.7.1. du RPA99 version 2003**) qui définit ces éléments comme satisfaisant la condition suivante :

$$L \geq 4 e_p$$

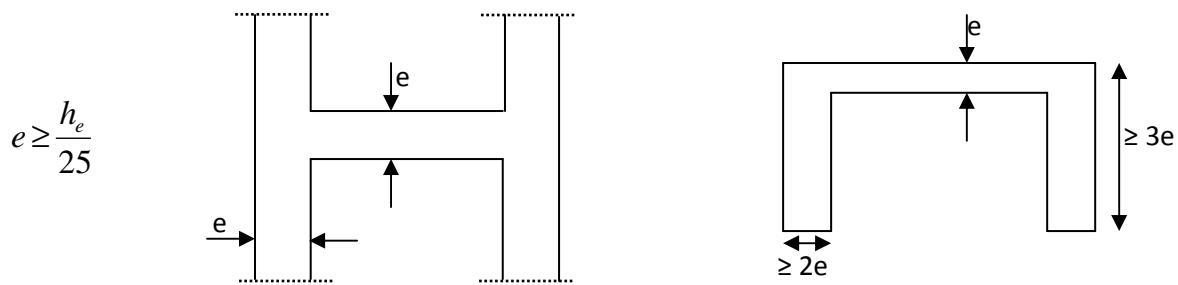
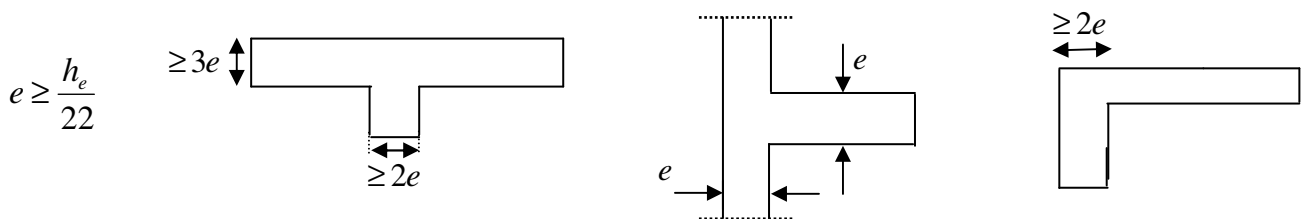
Avec :

e_p : épaisseur des voiles.

L : longueur min des voiles.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **he** et des Conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de **15 cm**

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

.1^{er} cas**.2^{ème} cas****.3^{ème} cas***Figure II. 2: Coupe verticale des différents voiles.***a-Epaisseurs des voiles :**

Dans notre cas, on prend :

Pour l'étage courant : $391 - 20 = 371$ cm, nous donne $e \geq 371/20 = 18.55$ cm.

20cm : hauteur du plancher (16+4)

Nous adopterons pour tous les voiles une épaisseur de **ep=20cm**

b- largeur :

Selon le (**RPA99/Version2003**), ne sont considérés comme voiles de contreventement, que ceux satisfaisant la condition suivante : $l_{\min} \geq 4.e$ dans notre cas **e = 20 cm**

$$\Rightarrow l_{\min} \geq 4.e = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

Dans notre cas **$l_{\min} > 80$ cm** $\Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

II.2.5-Pré Dimensionnement Des Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple, en vérifiant les exigences du **RPA** qui sont les suivantes pour les poteaux rectangulaires de **zone IIa** :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$

Avec :

b : largeur de la section,
h : longueur de la section,
h_e : hauteur libre du poteau.

On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence). En supposant que seul le béton reprend la totalité des charges ; la section du poteau est donnée par la formule suivante : (**Art 7.4.3.1 du RPA/2003**)

Avec :

$$S \geq \frac{N_s}{0.3 f_{c28}} \qquad N_s = G+Q$$

N_s : effort normal revenant au poteau considéré

S : section du poteau

G : charges permanentes

Q : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges

f_{c28} : résistance du béton à 28 jours

Remarque : on considère, en premier lieu, pour nos calculs la section du poteau selon le minimum exigé par le (**RPA 99 version 2003/ Art 7.4.1**) qui est de **(25X25) cm²**.

II.3-Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2-2) :

Pour pré dimensionner les éléments (planchers, acrotères, poteaux...), on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

II.3.1. Charges permanentes (G)**a) Plancher terrasse :**

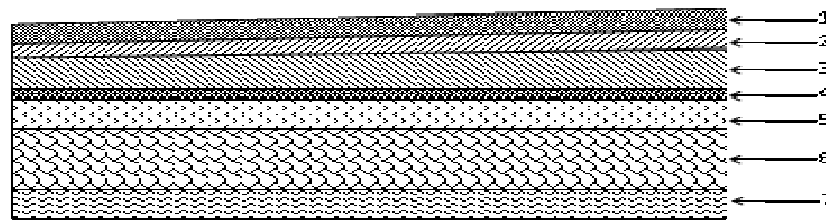
On a, la charge $G = \rho \cdot e$

ρ : Poids volumique

e : l'épaisseur de l'élément

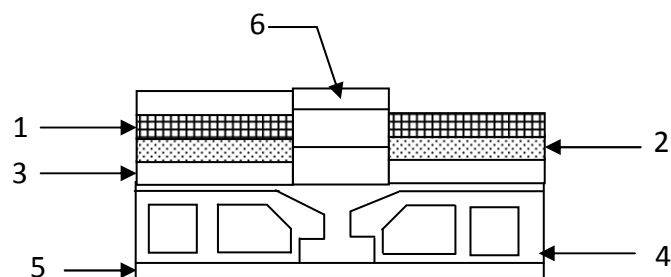
Tableau II.2 : Valeur de la charge permanente du plancher terrasse :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Couche de gravier	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Béton en forme de pente	0.06	22	1.32
4	Feuille de polyrâne	/	/	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Dalle en corps creux	(16+4)	14	2.8
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0.2
				G = 5.46

*Figure .II.3 : Coupe du plancher terrasse*

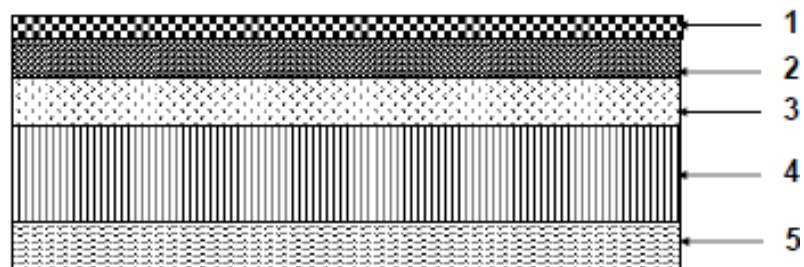
b) Plancher étage courant :**Tableau II.3 : Valeur de la charge permanente du plancher étage courant :**

N°	Elements	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en corps creux	0.2	14	2.8
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloisons de séparation Interne	0.1	9	0.9
				G = 5.10

**Figure .II.4 : Coupe du plancher étage courant**

c) Dalle pleine:**Tableau II.4 : Valeur de la charge permanente de la dalle pleine :**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Charges (KN/m^2)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en béton	0.15	25	3.75
5	Enduit en mortier ciment	0.02	22	0.44
				G = 5.39

**Figure .II.5 : Coupe du plancher en dalle pleine**

d) Maçonnerie :**• Murs extérieurs:**

C'est une double cloison en brique creuse de 25 cm d'épaisseur (10+5+10).

Tableau II.5 : Valeur de la charge permanente du mur extérieur :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0.02	22	0.44
2	Briques creuses	0.1	9	0.9
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Briques creuses	0.1	9	0.9
5	Enduit de plâtre	0.01	10	0.2
				G = 2.44

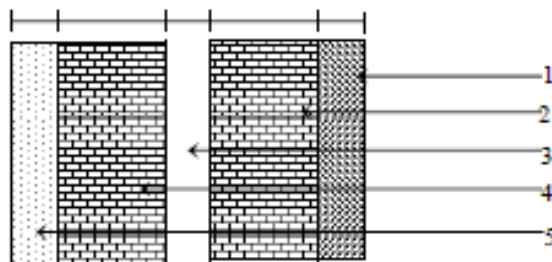
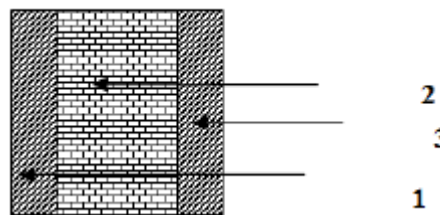


Figure. II.6 : Coupe verticale d'un mur

•Murs intérieurs:**Tableau II-6 : Valeurs de la charge permanente du mur intérieur :**

N°	Eléments	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 en plâtre	0.02	10	0.2
				G = 1.4

**Figure .II.7 : Coupe verticale d'un mur intérieur****e) L'acrotère :**

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

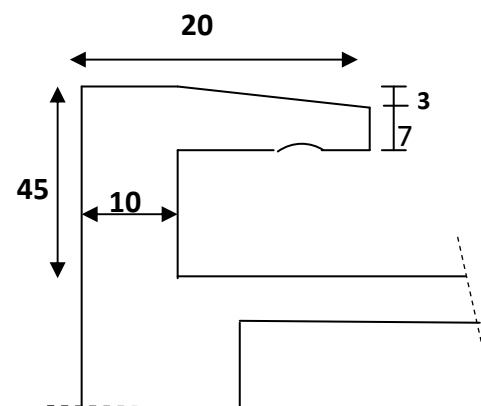
La hauteur de l'acrotère est égale à : 45 cm

$$S = (0.45 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + \frac{0.03 \times 0.1}{2}$$

$$S = 0.0535 \text{ m}^2$$

$$G_{ac} = \rho \times S$$

$$G_{ac} = 0.0535 \times 25 = 1,34 \text{ KN/ml}$$

**Figure .II.8 : Coupe verticale de l'acrotère**

II.3.2. Surcharges d'exploitations (Q) :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR (article 7.2 et 7.2.2) comme suit : ***Tableau II.7 : Valeurs des charges d'exploitations :***

Eléments	Surcharges
♦ Acrotère	1KN/m ²
♦ Plancher terrasse inaccessible	1KN/m ²
♦ Plancher étage courant (habitation)	1,5 KN/m ²
♦ Les escaliers	2,5 KN/m ²
♦ Plancher RDC (commerce)	5 KN/m ²
♦ balcons	3,5 KN/m ²
♦ plancher sous-sol (commerce)	4KN/m ²

II.3.3.descente de charge :

La descente de charge consiste à calculer pour le poteau le plus sollicité, les charges reprise par celui-ci et de les cumuler en partant du dernier niveau au premier niveau et cela jusqu'aux fondations, pour lui trouver la section adoptée dans les différents étages.

Charges et surcharges revenant aux poteaux les plus sollicités E3:**a) Surface d'influence :**

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité **F3 ou C3 :**

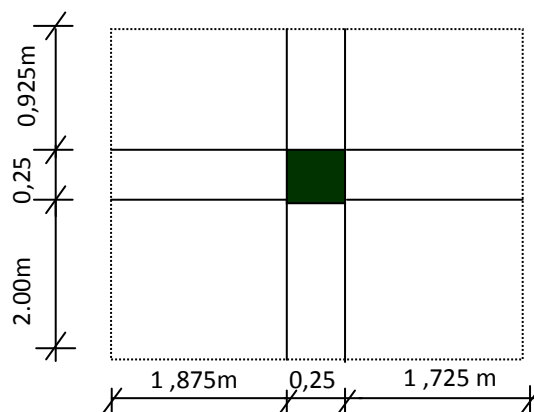


Figure II .9 : Surface d'influence du poteau F3,C3

$$S_1 = 0,925 \times 1,875 = 1,734375 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 0,925 \times 1,725 = 1,595625 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2 \times 1,875 = 3,75 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2 \times 1,725 = 3,45 \text{ m}^2$$

$$\text{Avec } S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

b) Calcule la surface d'influence :

$$S_n = (0,925 \times 1,875) + (0,925 \times 1,725) + (2 \times 1,875) + (2 \times 1,725)$$

$$S_n = 10.53 \text{ m}^2$$

$$\text{Section nette} \rightarrow S_n = 10.53 \text{ m}^2$$

$$\text{Section brute} \rightarrow S_b = 12.224 \text{ m}^2$$

c) Poids propre des éléments :

Plancher terrasse :

$$PP_t = G_t \times S_n = 5,46 \times 10.53 = 57.4938 \text{ KN}$$

Plancher étage courant :

$$pp_c = G_c \times S_n = 5,10 \times 10.53 = 53.703 \text{ KN}$$

Poutres :

A) Poutres principales :

$$PP_p = 0.35 \times 0.25 \times (0.925 + 0,25 + 2) \times 25 = 6.945 \text{ KN}.$$

B) Poutres secondaires :

$$PP_s = 0.30 \times 0.25 \times (1.875 + 1.725) \times 25 = 6.75 \text{ KN}.$$

Donc : le poids propre des poutres :

$$P_{tot} = PP_p + PP_s = 13,695 \text{ KN}.$$

Poteaux:

A) Poids des poteaux du sous-sol :

$$PP_{s-s} = 0,25 \times 0,25 \times 3,24 \times 25 = 5,06 \text{ KN}$$

B) Poids des poteaux du RDC :

$$PP_{RDC} = 0,25 \times 0,25 \times 3,91 \times 25 = 6.11 \text{ KN}$$

C) Poids des poteaux d'étage courant:

$$PP_{ec} = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.78 \text{ KN}$$

II.3.4. Dégression verticale des surcharges d'exploitation :

Le document technique réglementaire (**DTR. B.C.2.2**) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des surcharges sur tous les planchers.

Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{Pour } n > 5$$

Q_0 : Surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : Surcharge d'exploitation de l'étage i

n: numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : Surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

Surcharge d'exploitation

· Plancher terrasse : $Q_0 = 1 \times 12.224 = 12.224 \text{ KN}$

· Plancher étage courant de 1 à 5: $Q_1 = \dots = Q_6 = 1.5 \times 12.224 = 18.34 \text{ KN}$

· Plancher RDC partie commercial : $Q_7 = 5 \times 12.224 = 61.12 \text{ KN}$

8^{eme} $Q_0 = 12.224 \text{ KN}$

7^{eme} $Q_0 + Q_1 = 12.224 + 18.34 = 30.56 \text{ KN}$

6^{eme} $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 47.07 \text{ KN}$

5^{eme} $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 61.74 \text{ KN}$

4^{eme} $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 74.58 \text{ KN}$

3^{eme} $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 85.58 \text{ KN}$

2^{eme} $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 94.75 \text{ KN}$

1^{er} $Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 134.43 \text{ KN}$

NIV	Charges permanentes [KN]					Surcharges		Effort	Section du poteau	
						d'exploitation [KN]		normal	[cm²]	
	Planchers	Poutres	Poteaux	G _{totale}	G _{cumulée}	Q _i	Q _{cumulée}	N=G+Q	Section trouvée (N/0.3f _{c28})	Section adoptée
								[KN]		
Terrasse	57.49	13.69	/	71.18	71.18	12.22	12.22	83.4	111.2	30x30
6	53.70	13.69	4.78	72.17	143.35	18.34	30.56	173.91	231.88	30x30
5	53.70	13.69	4.78	72.17	215.52	18.34	47.07	262.59	350.12	30x30
4	53.70	13.69	4.78	72.17	287.69	18.34	61.74	349.43	465.90	30x30
3	53.70	13.69	4.78	72.17	359.86	18.34	74.58	434.44	579.25	35x35
2	53.70	13.69	4.78	72.17	432.03	18.34	85.58	517.61	690.14	35x35
1	53.70	13.69	4.78	72.17	504.2	18.34	94.75	598.95	798.6	35x35
R.D.C	53.70	13.69	5.06	72.45	576.65	61,12	134.43	711.08	948,10	40x40

Tableau II-8 : récapitulatif de la descente de charge sur le poteau E3

II-4-5 - Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1) :

poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	observation
30X30 Niveau (1-3)	Min (b, h) $\geq$ 25	Min (b, h) =30	Condition vérifiée
	Min (b, h) $\geq h_e / 20$	$h_e / 20 = 14.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	b/h = 1	Condition vérifiée
35X35 Niveau (3-6)	Min (b, h) $\geq$ 25	Min (b, h) =35	Condition vérifiée
	Min (b, h) $\geq h_e / 20$	$h_e / 20 = 14.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	b/h = 1	Condition vérifiée
40X40 RDC	Min (b, h) $\geq$ 25	Min (b, h) =40	Condition vérifiée
	Min (b, h) $\geq h_e / 20$	$h_e / 20 = 18.55$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	b/h = 1	Condition vérifiée
40x40 S-sol	Min (b, h) $\geq$ 25	Min (b, h) =40	Condition vérifiée
	Min (b, h) $\geq h_e / 20$	$h_e / 20 = 15.2$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	b/h = 1	Condition vérifiée

Tableau II-9 : Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1)

Conclusion :

Les sections des poteaux sont toutes carrées, les valeurs sont retenues car elles sont Conformes aux exigences du *RPA99 version 2003*

Vérification 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 le flambement.

Cette instabilité dépend de :

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

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

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

Avec : L_f : Longueur de flambement $\rightarrow L_f = 0.7 H_0$

i : Rayon de giration $\rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

H_0 : Hauteur libre du poteau

S : Section transversale du poteau $\rightarrow S = b \times h$.

I : Moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$, $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$)

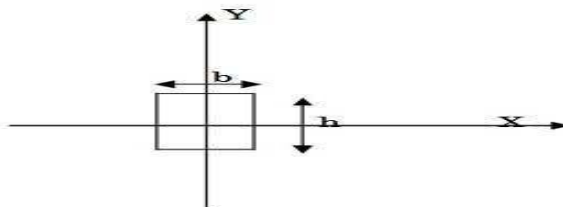


Figure II.10 : Coupe de poteau

Poteaux rectangulaires :

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7 H_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Finalement : $\lambda = 2.425 H_0/b$

Tableau II. 10 : Vérification au flambement (poteau rectangulaire)

Condition	Niveau	Poteau	H_0 (m)	b (m)	λ	Vérification
$\lambda=2.425$ H_0/b	Sous sol	40X40	3.24	0.40	19.64	✓
$\lambda=2.425$ H_0/b	RDC	40x40	3.91	0.40	23.70	✓
$\lambda=2.425$ H_0/b	1 ^{er} -3 ^{eme} étage	35x35	3.06	0.35	21.20	✓
$\lambda=2.425$ H_0/b	4 ^{eme} 6 ^{eme} étage	30x30	3.06	0.30	24.73	✓

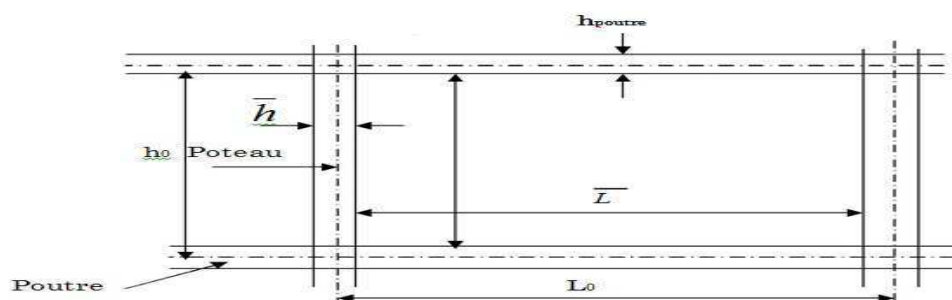
⇒ La condition de l'élancement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

Vérification des rigidités :

Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

Rigidité linéaire d'un poteau : $K_p = I_p / h_c$

Rigidité linéaire d'une poutre : $K_i = I / L_c$

**Figure II. 11 : Identification des paramètres**

Identification des paramètres :

Avec : I : Moment d'inertie de l'élément

h_c, L_c : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement :

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} \times e_{\text{pot}} \quad ; \quad L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} \times h_{\text{poutre}}$$

$\bar{h}$: Hauteur de poteau entre nus des poutres.

$\bar{L}$: Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteaux).

h_0 : Hauteur des poteaux entre axes des poutres.

h_p : Hauteur de la poutre.

e_p : Largeur des poteaux.

L_0 : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.

K : Rigidité linéaire (poutre, poteau)

Tableau II.11: Rigidités des poutres dans le sens X-X

cm ²			Cm				cm ⁴	cm ³
Niveau	Travée	Section	L_0	$\bar{L}$	1/2h	L_c	I_t	K_t
sous-sol + RDC	A-B B-C C-D D-E E-F F-G G-H	(25x30)	320 345 375 320 375 345 320	280 305 335 280 335 305 280	15	295 320 350 295 350 320 295	56250	190,68 175,78 160,71 190,68 160,71 175,78 190,68
1 ^{er} 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	A-B B-C C-D D-E E-F F-G G-H	(25x30)	320 345 375 320 375 345 320	285 310 340 285 340 310 285	15	300 325 355 300 355 325 300	56250	187,50 173,07 158,45 187,50 158,45 173,07 187,50
4 ^{ème} 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	A-B B-C C-D D-E E-F F-G G-H	(25x30)	320 345 375 320 375 345 320	290 315 345 290 345 315 290	15	305 330 360 305 360 330 305	56250	184,43 170,45 156,25 184,43 156,25 170,45 184,43

Tableau II.12: Rigidités des poutres dans le sens Y-Y

cm ²			Cm				cm ⁴	cm ³
Niveau	Travée	Section	L ₀	$\bar{L}$	1/2h	L _c	I _t	K _t
sous-sol + RDC	1-2 2-3 3-4	(25x35)	345 185 400	305 145 360	17,5	322,5 162,5 377,5	89322.92	276,97 549,68 236,62
1 ^{er} 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	1-2 2-3 3-4	(25x35)	345 185 400	310 150 365	17,5	327,5 167,5 382,5	89322.92	272,74 533,27 233,52
4 ^{ème} 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	1-2 2-3 3-4	(25x35)	345 185 400	315 155 370	17,5	332,5 172,5 387,5	89322.92	268.64 517.81 230.51

Tableau II. 13: Rigidités des poteaux carrés dans le sens x-x

cm ²		cm				cm ⁴	cm ³
Niveau	Section	h ₀	$\check{h}$	1/2e _p	h _c	I _t	K _t
sous-sol	40x40	324	294	20	314	213333,33	679,41
RDC	40x40	391	361	20	381	213333,33	559,93
1 ^{er} 2 ^{ème} , et 3 ^{ème} étage	35x35	306	276	17,5	293,5	125052,08	426,07
4 ^{ème} 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	30x30	306	276	15	291	67500	231,96

Tableau II.14: Rigidités des poteaux carrés dans le sens Y-Y

cm ²		cm				cm ⁴	cm ³
Niveau	Section	h_0	$\check{h}$	$1/2e_p$	h_c	I_t	K_t
sous-sol	40x40	324	289	20	309	213333,33	690,4
RDC	40x40	391	356	20	376	213333,33	567,37
2 ^{eme} 1 ^{er} , et 3 ^{eme} étage	35x35	306	271	17,5	288,5	125052,08	433,45
4 ^{eme} 5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	30x30	306	271	15	286	67500	236

Donc :

Pré-dimensionnements	h_t (cm)
Les planchers en corps creux	(16+4)
Dalles pleines (consoles)	15
Les voiles	20

• Pré dimensionnement des poutres :

Après modélisation on 'a constaté qu'il faut augmenter la base de la poutre principale de 25 cm a 30 cm

	Poutres principales	Poutres secondaires
Section Adoptée	(30x 35) cm ²	(25x 30) cm ²

• Pré dimensionnement des poteaux :

Niveau	Section adoptée
Sous-sol ; RDC commerce	(40X40) cm ²
1 ^{er} ; 3 ^{eme} niveaux	(35X35) cm ²
4 ^{eme} ; 6 ^{eme} niveaux	(30X30) cm ²

CONCLUSION:

Les différentes règles nous ont permis de pré dimensionner tout les éléments structuraux de notre ouvrage. Mais les résultats trouvés ne sont pas définitifs car ils peuvent être modifiés après l'étude dynamique. Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui vont suivre.



CHAPITRE III

Calcul des éléments

III.1. Les Planchers :

Notre structure dispose d'un seul type de plancher qui est en corps creux, il est constitué de :

- poutrelles préfabriquées de section en T ; elles sont disposées suivant la petite portée, distantes de 65 cm entre axes et assurent la fonction de portance ;
- le corps creux qui se repose sur les poutrelles, il est utilisé comme coffrage perdu et assure la fonction d'isolation thermique et phonique ;
- une dalle de compression en béton armé.

Dans notre cas, nous aurons à étudier trois (03) cas de planchers ayant pour différences leurs charges d'exploitation (habitation, commerce et dernier étage).

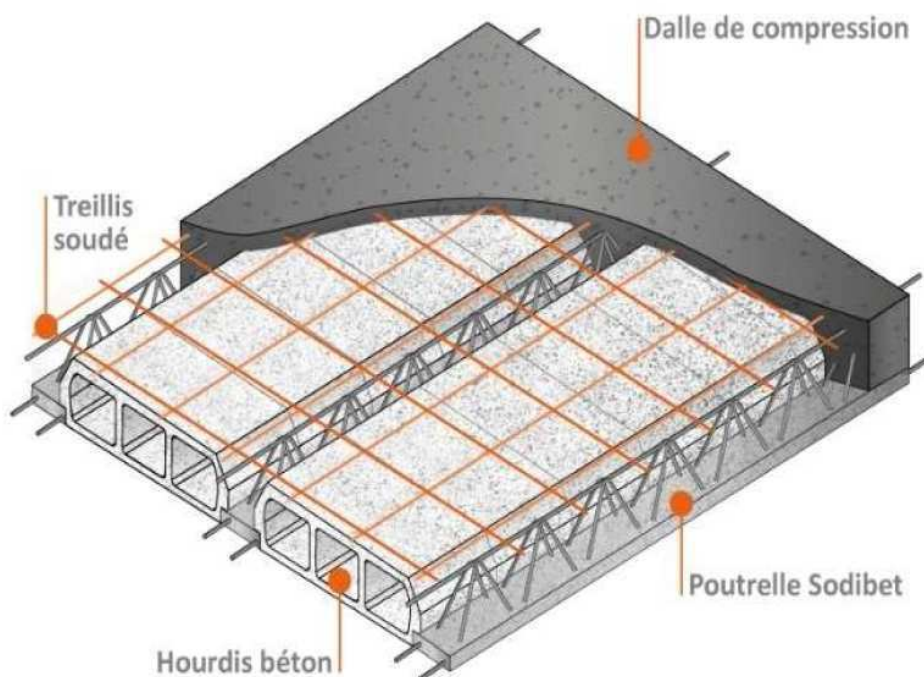


Figure.III.1 : plancher en corps creux

III.1.1. Ferrailage De La Dalle De Compression:

La table de compression de 4 à 5 cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (**TLE 520**) dont le but de :

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

Les dimensions des mailles sont au plus égale à celles indiquées par le règlement

(BAEL 91/B.6.8,423) qui sont :

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

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

A) les armatures $\perp$ aux poutrelles (BAEL 91/B.6.8,5) :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \ell'}{f_e}$$

Avec : $L = 65 \text{ cm}$; distance entre axes des poutrelles ($50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$)

D'où : $A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

On adoptera $A_{\perp} = 6\text{T6} / \text{ml} = 1.7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $St = 15 \text{ cm}$.

➤ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera $A_{//} = 6\text{T6} / \text{ml} = 1.7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $St = 15 \text{ cm}$.

Conclusion : nous adoptons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension ($6 \times 6 \times 150 \times 150$) mm².

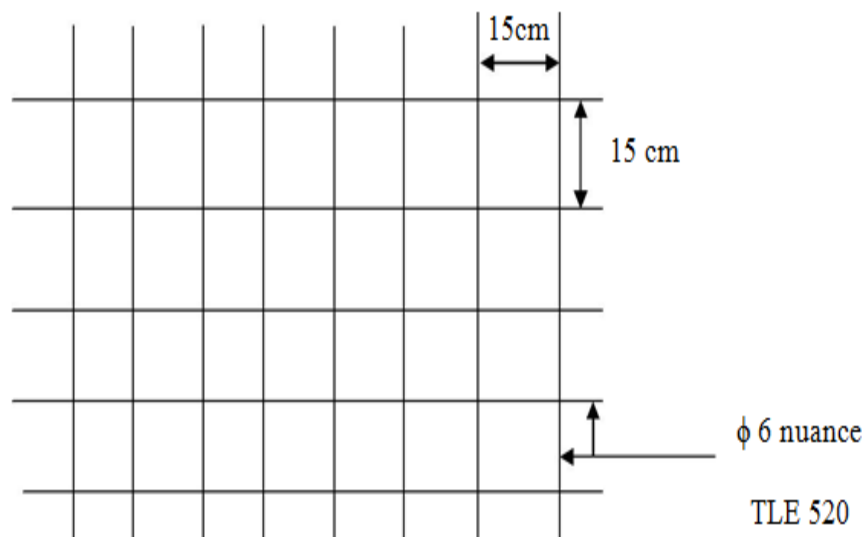


Figure.III.2 : ferrailage de la dalle de compression

III.1.2. Etude des poutrelles :

La poutrelle pré fabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension $(12 \times 4) \text{ cm}^2$.

➤ **Critère de la petite portée :**

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

➤ **Critère de la continuité :**

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

1. Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparti dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

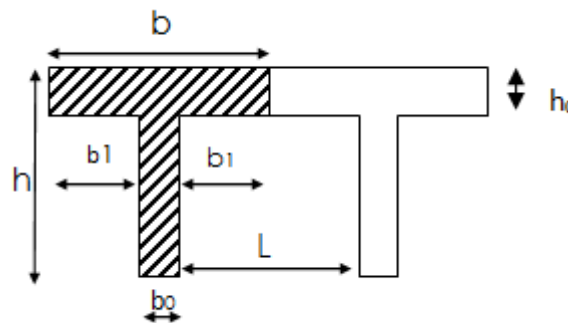


Figure.III.3 : Surfaces revenant aux poutrelles

$b = 65 \text{ cm}$: distance entre axes de deux poutrelles

$h = (16 + 4)$: hauteur du plancher en corps creux

$b_0 = 12 \text{ cm}$: largeur de la poutrelle

$h_0 = 4 \text{ cm}$: épaisseur de la dalle de compression

b_1 : est le débord

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \frac{(65 - 12)}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

Le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression :

1ère étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales.

Elle travaille en flexion simple, elle est conçue de manière à supporter au-delà de son poids propre, le poids de corps creux et le poids de la main d'œuvre.

a)- Chargement :

- ♣ poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$;
 - ♣ poids du corps creux : $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ kN/ml}$;
 - ♣ surcharge due à l'ouvrier : 1.00 kN/ml .
- Charge permanente : **$G = 0.74 \text{ kN/ml}$**
 Charge d'exploitation : **$Q = 1 \text{ kN/ml}$**

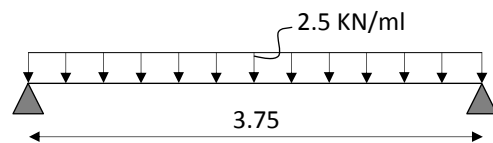
b)- Ferrailage à l'état limite ultime :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée)

- ♣ *Combinaisons de charges :*

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 2.5 \text{ kN/ml}$$

- ♣ *Calcul du moment en travée :*



$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = 4.4 \text{ kN.m} \Rightarrow \mathbf{M_U = 4.4 \text{ kN.m}}$$

- ♣ *Calcul de l'effort tranchant sur appuis :* $T = \frac{q_u \times L}{2} = 4.69 \text{ kN} \Rightarrow \mathbf{T = 4.69 \text{ kN}}$

- ♣ *Calcul des armatures :*

Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$

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

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}, \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{4.4 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} \rightarrow \mu_u = 6.45 \gg \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SDA.}$$

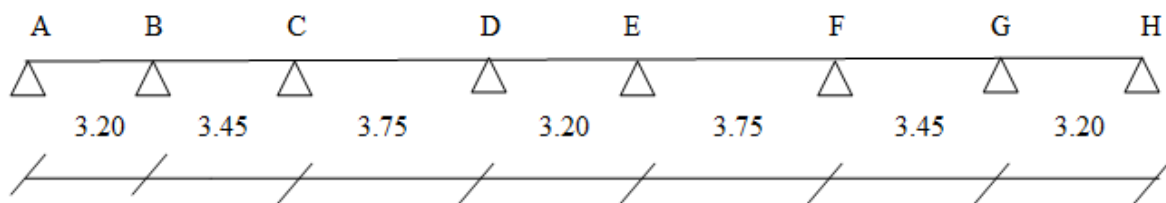
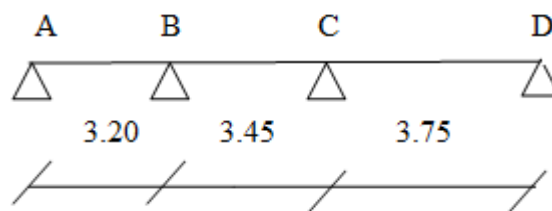
Conclusion :

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire afin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges aux quelles sont soumises avant coulage. Ces étais sont en général distants de (0.80 à 1.20) m.

2ème étape : Après coulage de la dalle de compression:

Après coulage de la dalle de compression, le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simples. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis.

Nous avons deux dispositions de poutrelles à calculer :**1^{er} cas :****2^{ème} cas :**

Nous avons pris le moment max correspondant au cas le plus défavorable.

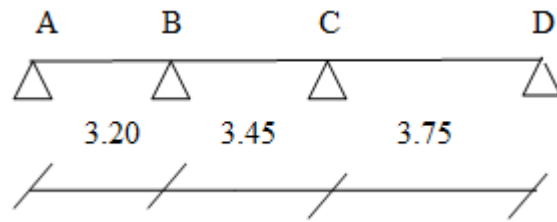


Figure.III.4 : Schéma statique de la poutrelle

a)- Chargement :

La poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

Poids propre de plancher : $G = 5.10 \times 0.65 = 3.315 \text{ kN/ml}$

Surcharges d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$

Les combinaisons des charges :

➤ à l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 5.94 \text{ kN/ml}$

➤ à l'ELS : $q_s = G + Q = 4.29 \text{ kN/ml}$

b)- Choix de la méthode :

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

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

➤ **Méthode forfaitaire :**

♣ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

(BAEL 91 .Art B.6.2, 210)

1. La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 kN/m^2 .

$$Q = 0.975 \text{ kN/ml} \leq \{2G; 5 \text{ kN/ml}\}$$

$$2 \times G = 2 \times 3.315 = 6.63 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 0.975 \leq \{6.63 ; 5\} = 6.63 \text{ kN/ml} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées → **La condition est vérifiée.**

3. la fissuration est considérée comme non préjudiciable → **condition vérifiée**
4. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} \\ \frac{3.20}{3.45} = 0.93 \\ \frac{3.45}{3.75} = 0.92 \end{array} \right. \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Compte tenu de la satisfaction de toutes les conditions, on conclue que la méthode forfaitaire est applicable.

♣ **Principe de la méthode :**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées M_t et au niveau des appuis M_w et M_e à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale de moment M_0 dans la travée dite de comparaison, qui est supposée isostatique, indépendante, de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

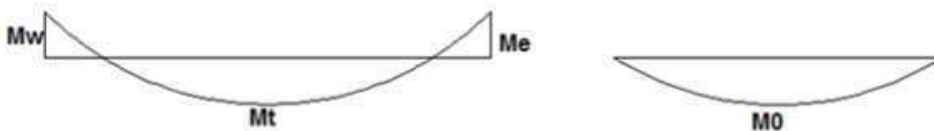


Figure.III.5 : Diagrammes des moments (principe de la méthode forfaitaire)

♣ **Exposé de la méthode :**

➤ Le rapport α des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Il varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

(En effet pour $Q = 0 \rightarrow \alpha = 0$ et pour $Q = 2G \rightarrow \alpha = 2/3$)

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

$$\left. \begin{aligned} M_t &\geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max\{1.05 M_0 ; (1 + 0.3 \alpha) M_0\} \\ M_t &\geq \frac{1 + 0.3 \alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t &\geq \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{dans une travée de rive} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{nous prendrons } M_t^{\max}$$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire ne doit pas être inférieure 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.

La valeur absolue de moment sur appui de rive ne doit pas être inférieure à **0.3 M_0** .

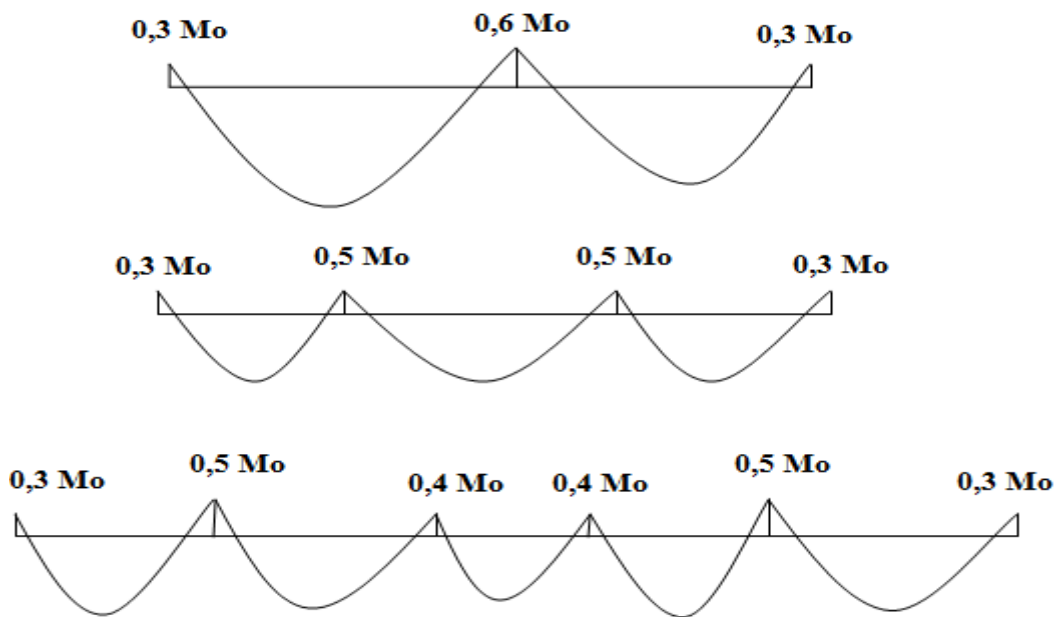


Figure.III.6 : Diagramme des moments

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

$$M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

Avec : l : longueur de la travée entre axes d'appuis.

q : charge uniformément répartie.

M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

Dans notre cas nous avons une poutre sur 04 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :

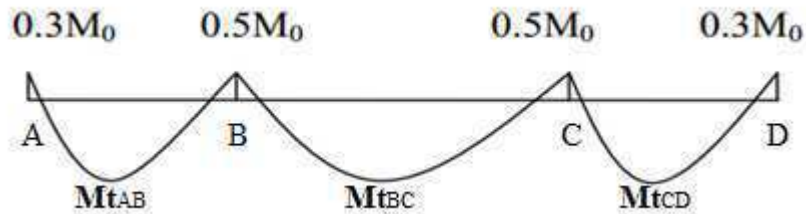


Figure.III.7 : Diagramme des moments

♣ **Application de la méthode :**

➤ à l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 5.94 \text{ kN/ml}$

a- Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{0.975}{0.975 + 3.315} = 0.23 \text{ kN/m} \leq \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs, les valeurs suivantes :

$$\Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3 \alpha = 1.07 \\ \frac{1+0.3 \alpha}{2} = 0.53 \text{ (travée intermédiaire)} \\ \frac{1.2+0.3 \alpha}{2} = 0.63 \text{ (travée de rive)} \end{cases}$$

a- **Calcul des moments isostatique :**

En travée : $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

Travée	AB	BC	CD
l (m)	3.20	3.45	3.75
M_0 (kN.m)	7.6	8.84	10.44

Aux appuis : $M_{appui} = \beta M_0^{max}$

Appuis	A	B	C	D
Coefficient forfaitaire	0.3	0.5	0.5	0.3
M_{appui} (kN.m)	2.28	4.42	5.22	3.132

b- Calcul des moments en travées :• Travée de rive A-B :

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} M_{tAB} \geq -\frac{2.28+4.42}{2} + 1.07 \times 7.6 = 4.782 \text{ kN.m} \\ M_{tAB} \geq 0.63 \times 7.6 = 4.79 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit: $M_{tAB} = 4.79 \text{ kN.m}$

• Travée intermédiaire B-C :

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} M_{tBC} \geq -\frac{4.42+5.22}{2} + 1.07 \times 8.84 = 4.64 \text{ kN.m} \\ M_{tBC} \geq 0.53 \times 8.84 = 4.69 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit: $M_{tBC} = 4.69 \text{ kN.m}$

• Travée de rive C-D :

$$\text{Travée CD : } \begin{cases} M_{tCD} \geq -\frac{5.22+3.132}{2} + 1.07 \times 10.44 = 6.99 = 7 \text{ kN.m} \\ M_{tCD} \geq 0.63 \times 10.44 = 6.58 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit: $M_{tCD} = 7 \text{ kN.m}$

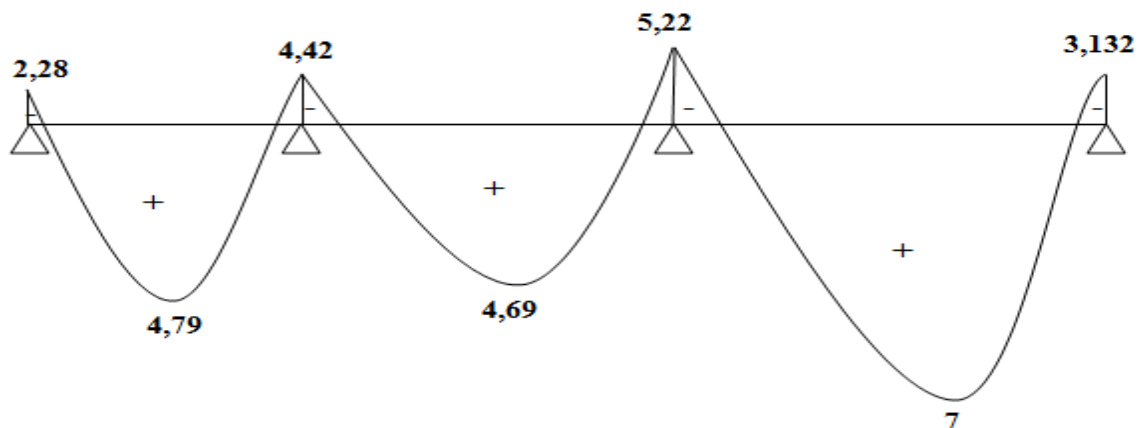


Figure.III.8 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU en kN.m

c- Calcul des efforts tranchant:

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

$$T(x) = V(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ Avec } \begin{cases} V_w = q_u \frac{l}{2} \\ V_e = -q_u \frac{l}{2} \end{cases}$$

Tel que : V_w : effort tranchant à gauche de l'appui

V_e : effort tranchant à droite de l'appui

➤ à l'ELU :

- Travée de rive AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 5.94 \times \frac{3.20}{2} + \frac{4.42 - 2.28}{3.20} = \mathbf{10.17 \text{ kN.}}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -5.94 \times \frac{3.2}{2} + \frac{4.42 - 2.28}{3.2} = \mathbf{-8.84 \text{ kN.}}$$

- Travée intermédiaire BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 5.94 \times \frac{3.45}{2} + \frac{5.22 - 4.42}{3.45} = \mathbf{10.49 \text{ kN.}}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -5.94 \times \frac{3.45}{2} + \frac{5.22 - 4.42}{3.45} = \mathbf{-10.01 \text{ kN.}}$$

- Travée de rive CD :

$$T_C = q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 5.94 \times \frac{3.75}{2} + \frac{3.132 - 5.22}{3.75} = \mathbf{10.58 \text{ kN.}}$$

$$T_D = -q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -5.94 \times \frac{3.75}{2} + \frac{3.132 - 5.22}{3.75} = \mathbf{-11.69 \text{ kN.}}$$

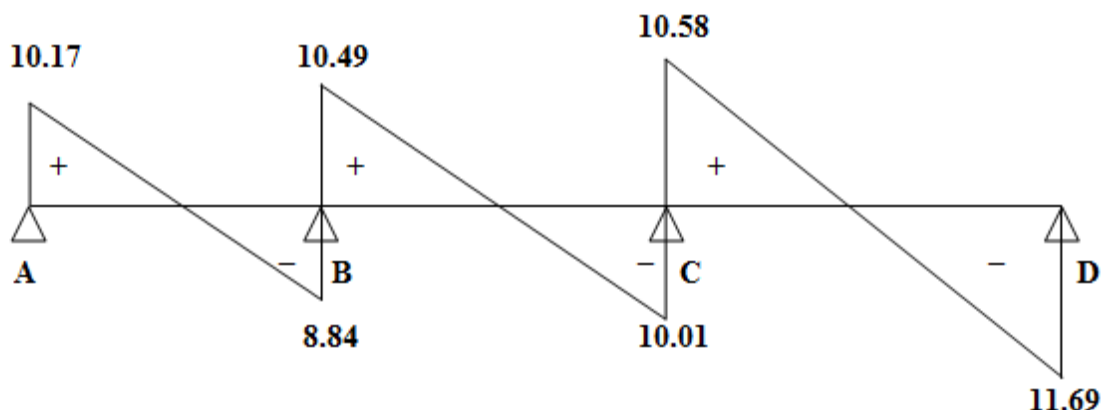


Figure.III.9 : Diagramme des efforts tranchants en kN

III.1.3. Ferrailage a l'ELU :

Le ferrailage a l'ELU sera calculé avec les moments max en travées et aux appuis (cas le plus défavorable)

Armatures longitudinales:

Les moments max en travées et aux appuis
sont : $M_t^{\max} = 7 \text{ kN.m}$ et $M_a^{\max} = 5.22 \text{ kN.m}$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques sont : $b = 65\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $h = 20\text{cm}$; $d = 18\text{cm}$:

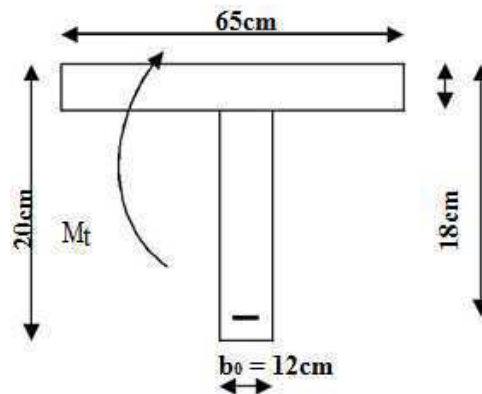


Figure.III.10 : Coupe schématique de la poutrelle

a)- En travées :

■ Moment équilibré par la table de compression M_0 :
Position de l'axe neutre :

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

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ kN.m}$$

$$\begin{cases} M_0 = 59.072 \text{ kN.m} \\ M_t^{\max} = 7 \text{ kN.m} \end{cases}$$

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

Conclusion : la section en Té se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

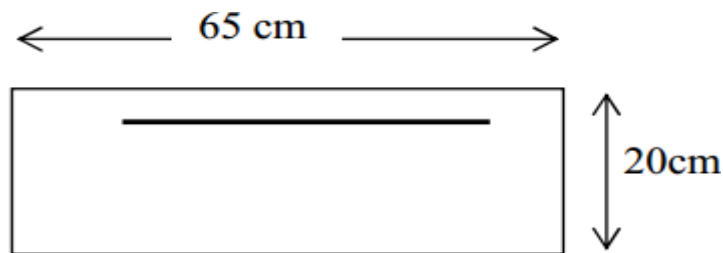
▪ Sections d'armatures :

Calcul de μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_{t \max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.023$$

$$\mu_u = 0.023 < \mu_i = 0.392 \implies \text{section simplement armée}$$

$$\mu_u = 0.023 \rightarrow \beta = 0.988$$



$$A_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7 \times 10^5}{0.976 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.15 \text{ cm}^2$$

Remarque:

Nous adopterons une section d'armatures très importante par rapport à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

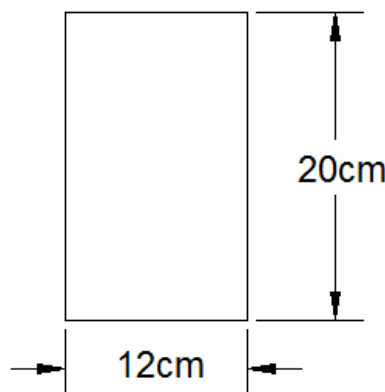
$$\text{Soit : } A_{st} = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2.$$

b) Aux appuis:

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

$$\mu_u = \frac{M_{a \max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5.22 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.095$$

$$\mu_u = 0.095 < \mu_i = 0.392 \implies \text{section simplement armée}$$



$$\mu_u = 0.095 \rightarrow \beta = 0.9952$$

$$A_{st} = \frac{M_{a \max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.22 \times 10^5}{0.9952 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 0.84 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 1HA12 = 1.13 \text{ cm}^2$.

 Armatures transversales :

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

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t = \min \left(\frac{20}{35} ; 1.0 ; \frac{12}{10} \right) = 0.571 \text{ cm}$$

Nous choisissons un cadre de $\phi 8$ avec $A_{st} = 2HA8 = 1 \text{ cm}^2$

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

$$St \leq \min \{ 0.9 \times d ; 40 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm} \}$$

$$St \leq 16.2 \text{ cm} \rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

Conclusion :

En travée : $2HA 10 = 1.57 \text{ cm}^2$.

Aux appuis : $1HA 12 = 1.13 \text{ cm}^2$.

Les armatures transversales : $2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2$.

III.1.4. Vérifications à l'ELU :

- ❖ Condition de non fragilité du béton de la section minimale (**Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99**) :

Calcul de la section minimale :

- Aux appuis :

Nous devons vérifier que : $A_{st}^{\min} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$ sachant que : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

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

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2.$$

$A_{st}^{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1.13 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

- En travée :

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1.57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- ❖ Vérification aux cisaillements (*Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99*) :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{max} = 11.69 \text{ kN.}$$

- Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

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

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

- Calcul de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{11.69 \times 10}{12 \times 18} = 0.54 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.}$$

- ❖ Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (*Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99*) :

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{sc} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1.5$: Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

- Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 1 \times 3.14 \times 12 = 37.68 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.69 \times 10}{0.9 \times 18 \times 3.768} = 1.92 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 2 \times 3.14 \times 10 = 62.8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.69 \times 10}{0.9 \times 18 \times 6.28} = 1.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (**BAEL91/99 Art A 5.1.313**) :

• Appuis de rive :

$$\frac{2 T_{max}}{a_0 b_0} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec : } a_0 = 0,9 d$$

Il faut vérifier que : $T_{max} \leq \frac{0,8 \times 0,9d}{2} \frac{f_{c28} b_0}{\gamma_b} = 0,36 \frac{d f_{c28} b_0}{\gamma_b}$

$$T \leq \frac{0,36 \times 18 \times 25 \times 12}{1,5} 10^{-1} = 129,6 \text{ kN.}$$

$T_{max} = 11,69 \text{ kN} < T = 129,6 \text{ kN} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

• Appuis intermédiaires :

Il faut vérifier que : $T_{max} \leq \frac{0,8 \times 0,9d}{2} \frac{f_{c28} b_0}{\gamma_b} = 0,36 \frac{d f_{c28} b_0}{\gamma_b}$

$T_{max} = 10,58 \text{ kN} < T = 129,6 \text{ kN} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

❖ Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures (**Art A5.1.312 BAEL 91 modifiée 99**):

-Appuis de rive :

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_{max}^a}{0,9 d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(11,69 - \frac{3,132 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right) \times \frac{1,15}{400} = -0,02 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 1,13 \text{ cm}^2 > A = -0,02 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

- Appuis intermédiaire :

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_{max}^a}{0,9 d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(10,58 - \frac{5,22 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right) \times \frac{1,15}{400} = -0,06 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 0,78 \text{ cm}^2 > A = -0,06 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

Les armatures calculées sont suffisantes.

❖ Ancrage des armatures (longueur de scellement) (**Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99**) :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

τ_{su} : Contrainte d'adhérence $\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

Ψ_s : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1,5$ pour HA

$$L_s = \frac{400 \times 1,0}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm.}$$

Forfaitairement :

$$L_s = 40 \times \phi = 40 \times 1.0 = 40 \text{ cm} \quad \text{nous prendrons : } L_s = 40 \text{ cm.}$$

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

$L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$; nous adopterons des crochets à 45° avec une longueur $L_c = 16 \text{ cm}$.

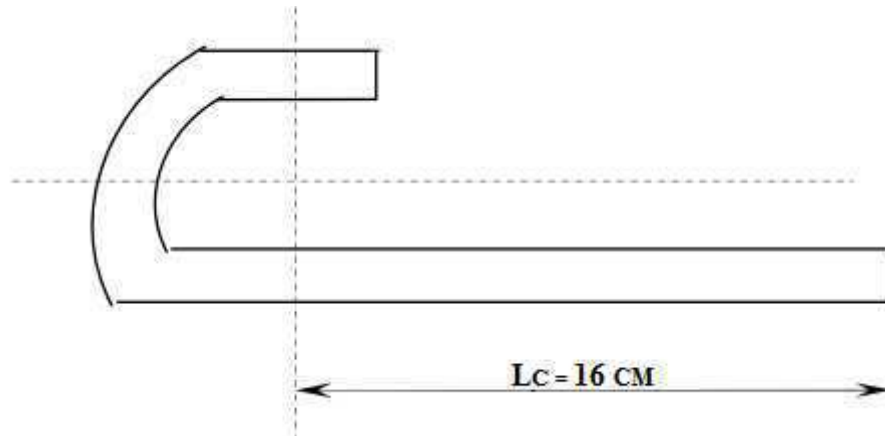


Figure.III.11 : Crochet

III.1.5. Vérifications à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s/q_u .

$$\begin{cases} \text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 5.94 \text{ kN/ml} \\ \text{ELS : } q_s = G + Q = 4.29 \text{ kN/ml} \\ \implies \frac{q_s}{q_u} = 0.72 \end{cases}$$

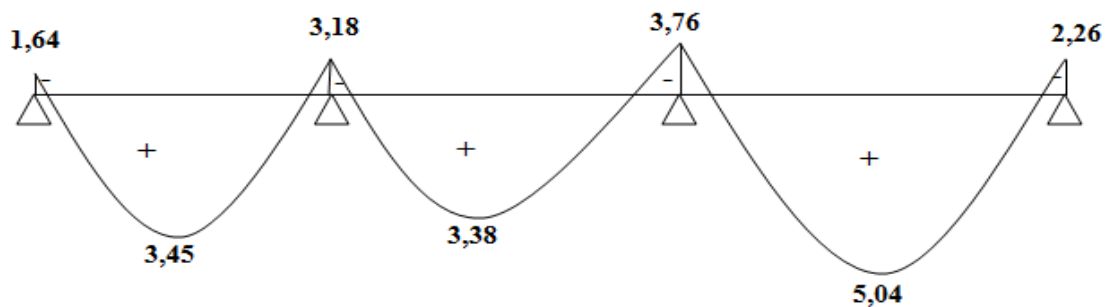


Figure.III.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS en kN.m

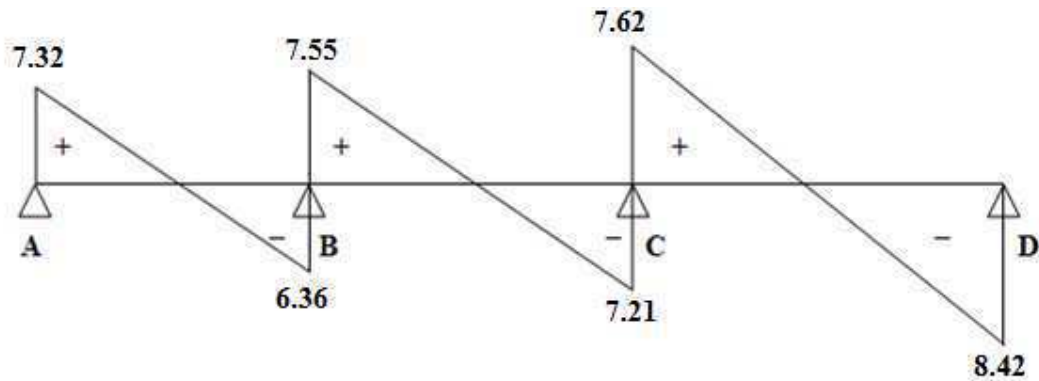


Figure.III.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS en kN

✚ Etat limite de la compression du béton :

- En travée :

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est : $A_{st} = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

• Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \text{ Avec : } A_{st} = 1.57 \text{ cm}^2 ; M_t = 5.04 \text{ KN.m} ; d = 18 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.727$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 25.485 \\ \beta_1 = 0.8765 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{5.04 \times 10^3}{0.8765 \times 18 \times 1.57} = 203.47 \text{ MPa} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 203.47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{C28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{25.485} = 0.039$$

$$\sigma_{bc} = 0.039 \times 203.47 = 6.34 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 6.34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

La section d'armature adoptée à l'ELU aux appuis est : $A_{sa} = 1HA12 = 1.13 \text{ cm}^2$.

• Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^s}{\beta_1 \times d \times A_a} \text{ Avec : } A_a = 1.13 \text{ cm}^2 ; M_{max}^s = 3.76 \text{ kN.m} ; d = 18 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.13}{12 \times 18} = 0.523$$

$$\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{3.76 \times 10^3}{0.9735 \times 18 \times 1.13} = 189.9 \text{ MPa} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 189.9 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{173.75} = \mathbf{0,0057}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0057 \times 189.9 = \mathbf{1.08 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{1.08 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

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

 Etat limite d'ouverture des fissures :

Les poutrelles ne sont pas soumises à des intempéries (des agressions) donc nous avons une fissuration peu nuisible ; donc aucune vérification n'est nécessaire.

 Etat limite de déformation (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifier 99) :

Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de donner une justification de la déformabilité des planchers à entrevous à condition que :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \\ 2) \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \\ 3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 4.29 \times \frac{3.5^2}{8} = \mathbf{6.57 \text{ kN.m.}}$$

h : hauteur totale (20cm)

l : longueur de la travée entre nus d'appuis

d : hauteur utile de la section droite

b₀ : largeur de la nervure

M₀ : moment fléchissant maximal de la travée isostatique

M_t : moment fléchissant maximal en travée

A : section d'armatures

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} = \frac{20}{350} = 0,057 > \frac{5,04}{15 \times 6,57} = 0,051 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ 2) \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,007 < \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots \text{condition vérifiée} \\ 3) \frac{h}{l} = \frac{20}{350} = 0,057 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc : les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas obligatoire.

Conclusion:

Les conditions sont vérifiées ==> 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.

- ❖ Armatures longitudinales :
 - En travée : $2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$.
 - Aux appuis : $1HA12 = 1,13 \text{ cm}^2$.
- ❖ Les armatures transversales :
 - Etrier : $2HA8 = 1 \text{ cm}^2$

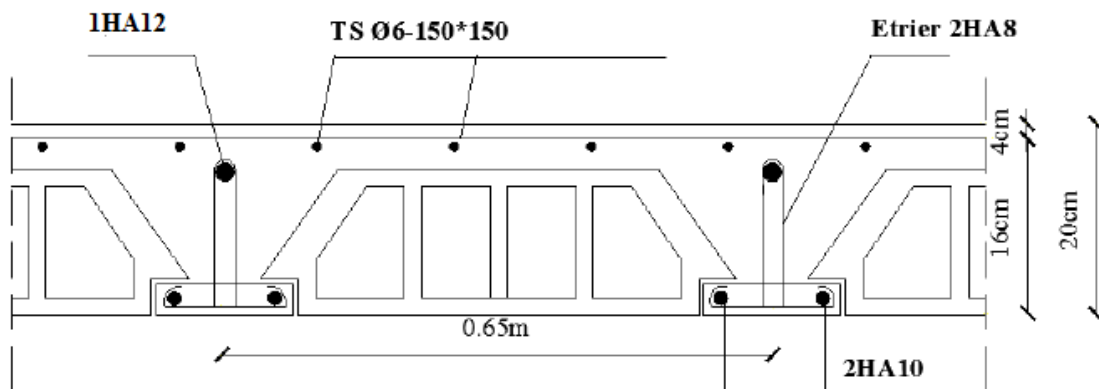


Figure.III.14: Ferrailage du plancher

III.2. Porte-à-faux:

Notre bâtiment peut être constitué de deux types de balcons. Le premier type est en corps creux (16 + 4) coulé sur place qui est muni de poutres de chaînage et le deuxième type en dalle pleine.

Le choix de notre type de balcons se fait comme suite :

$$\left. \begin{array}{l} \bullet L_{\text{cons}} > \frac{L_{\text{travée}}}{3} \Rightarrow \text{dalle pleine} \\ \bullet L_{\text{cons}} < \frac{L_{\text{travée}}}{3} \Rightarrow \text{corps creux} \end{array} \right\} \begin{array}{l} 135 \text{ cm} > \frac{375}{3} = 125 \text{ cm} \\ \text{on opte pour: une dalle pleine} \end{array}$$

III.2.1. Etude de la dalle pleine du porte à faux:

a)-Etude de la dalle pleine :

Les portes à faux sont calculées comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher (le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur). Soumis à des charges permanentes G , au poids du garde de corps ainsi qu'aux charges d'exploitations Q ; ils sont constitués de dalle pleine et sont dimensionner comme suit :

- largeur $L = 1.35 \text{ m}$;
- un garde de corps de hauteur $h=1\text{m}$ en brique pleine de 10.5 cm d'épaisseur.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml de largeur dont la section est soumise à la flexion simple. Le schéma statique est comme suit :

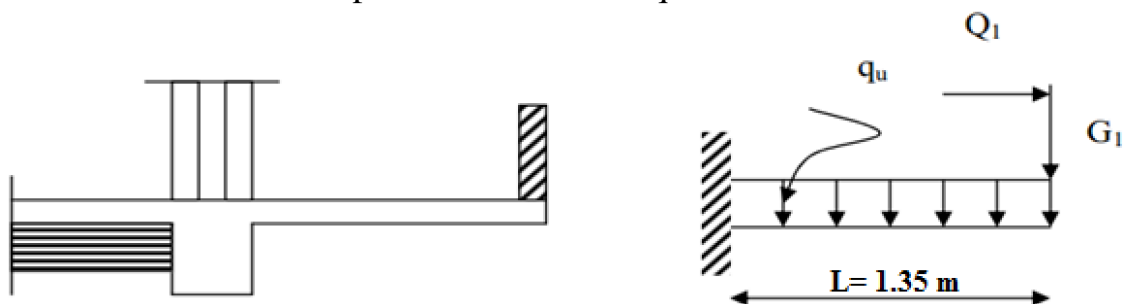


Figure.III.15 : Schéma statique du porte à faux

Avec :

q_u : charge et surcharge pondérée de dalle

Q_1 : surcharge du garde-corps

G_1 : charge permanente du garde-corps

b)-Dimensionnement :

L'épaisseur du porte à faux est donnée par la formule suivante :

$$e \geq L_0 / 10$$

Tel que :

- ✓ «e» est l'épaisseur de la dalle.
- ✓ L_0 : portée libre,
- ✓ $L_0 = 1.35$ m
- ✓ $e \geq 1.35/10 = 0.135$ m = 13.5 cm **on prend** : $e = 15$ cm

c)-Détermination des sollicitations :

- Charges permanentes de la dalle :

	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en béton	0.15	25	3.75
5	Enduit en mortier ciment	0.02	22	0.44
				G = 5.39

Tableau. III.2.1 : Les charges permanentes revenant à la console

- charge concentrée du garde de corps :

Charges permanentes concentrées	Masse volumique (KN)	Epaisseur (m)	Poids (KN)
Murs en briques creuses	9	0,1	0,9
Enduit en mortier de ciment	18	2×0,02	0,72
			G = 1,62

Tableau. III.2.2 : Les charges concentrées revenant à la console

Charge G due à la dalle pleine ==> $G_1 = 5.39 \text{ kN/m}^2$ (déterminé dans le tableau précédent).

- Charges permanentes du mur :

Poids propre des cloisons extérieurs ==> $G_2 = 1.62 \text{ kN/m}^2$

▪ Surcharges d'exploitations:

- Charge d'exploitation : $Q_1 = 3.5 \text{ kN/ml}$ (**DTR B.C.2.2** → *surcharges de la console*)
- Charge horizontale due à la main courante : $Q_2 = 1 \text{ kN/ml}$

Remarque :

- Le moment engendré par Q_2 est faible devant le moment d'encastrement, donc nous négligeons cet effort dans le calcul.
-

d)-Combinaisons de charges :

- **ELU** $\begin{cases} q_u^1 = 1.35G^1 + 1.5Q^1 = 12.53 \text{ kN/ml} \\ q_u^2 = 1.35G^2 = 2.19 \text{ kN/ml} \end{cases}$
- **ELS** $\begin{cases} q_s^1 = G^1 + Q^1 = 8.89 \text{ kN/ml} \\ q_s^2 = G^2 = 1.62 \text{ kN/ml} \end{cases}$

III.2.2.Calcul à l'ELU :

La console est calculée en flexion simple avec une bande de **1m** de largeur.
La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

1. Calcul des efforts internes :

a. Le moment :

- le moment provoqué par la charge q_{u1} est :

$$M_{qu1} = \frac{q_u}{2} l^2 = \frac{12.53 \times 1.35^2}{2} = 11.42 \text{ kN.m}$$

- le moment provoqué par la charge q_{u2} est :

$$M_{qu2} = q_{u2} x l = 2.19 \times 1.35 = 2.96 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow \text{le moment total est : } M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 11.42 + 2.96 = 14.38 \text{ kN.m}$$

$\Rightarrow$ Effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12.53 \times 1.35 + 2.19 = 19.11 \text{ kN}$$

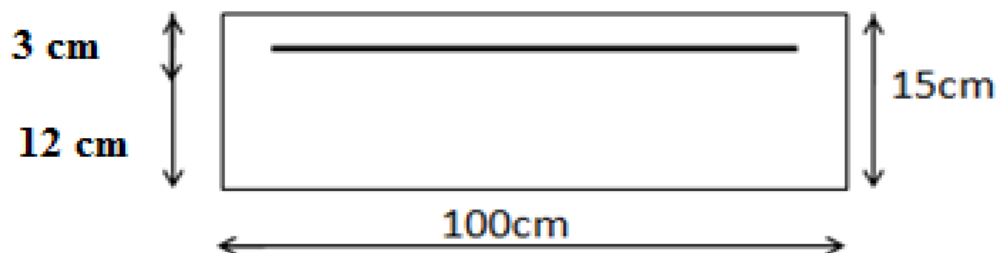


Figure.III.16:Schéma géométrique de la console

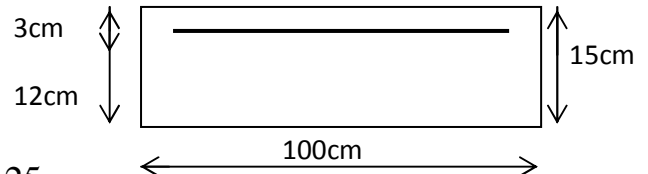
2. Ferrailage à l'ELU :**a- Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.38 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.07 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

$$\mu = 0.07 \Rightarrow \beta = 0.964$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \times \sigma_{st}} = \frac{14.38 \times 10^3}{0.964 \times 12 \times 348} = 3.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement : } S_t = 25 \text{ cm}$$

3. Vérification à l'ELU :**a- Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91) :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 4.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

a- Vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91) :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec } \bar{\tau}_u = \min \{0.15 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = 3.75 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{19.11 \times 1000}{1000 \times 120} = 0.16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.75 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement $\Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

a- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

(BAEL 91/ART .A-4-2-1)

$$\bar{V}_u = 0.4 f_{c28} \times 0.9 \times \frac{bd}{\gamma_s} = 0.4 \times 25 \times 0.9 \times \frac{100 \times 12}{1.15} = 939.13 \text{ kN}$$

$$V_u = 19.11 \text{ kN} \leq \bar{V}_u = 939.13 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

a- Vérification de la condition de l'adhérence et de l'entraînement des barres (Art6.13/BAEL 91) :

On doit vérifier : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec :} \quad \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\Sigma u_i = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19,11 \times 1000}{0,9 \times 120 \times 150,72} = 1,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

a- Vérification de l'écartement des barres :

Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} < [\min (3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.}]$

$\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Armatures de répartition: $S_t = 25\text{cm} < [\min (4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm.}]$

$\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

a- Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } L_s = 45 \text{ cm}$$

$L_s = 45 \text{ cm} > S_t = 25\text{cm} \rightarrow$ On prévoit des crochets.

Soit des crochets de longueur : $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$

III.2.3.Calcul à l'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

Combinaison de charges :

$$q_{s1} = 8,89 \text{ kN/ml}$$

$$q_{s2} = 1,62 \text{ kN/ml}$$

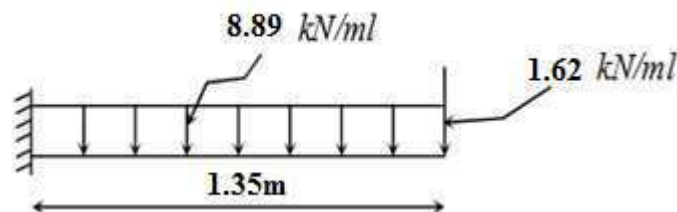


Figure.III.17 : Schéma statique de la console

a)- Calcul des efforts internes :**1- Le moment :**

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = \left(\frac{q_{s1} \times l^2}{2} + q_{s2} \times l \right) = \left(\frac{8.89 \times 1.35^2}{2} + 1.62 \times 1.35 \right) = 10.29 \text{ KNm}$$

$$M_s = 10.29 \text{ KN m}$$

2- L'effort tranchant :

$$V_s = q_{s1} \times L + q_{s2} = 8.89 \times 1.35 + 1.62 = 13.62 \text{ kN}$$

b)- Etat limite de compression de béton : (Art A 4.5.2/ BAEL 91)**▪ Contrainte dans l'acier :**

Nous devons s'assurer que : $\delta_s \leq \bar{\delta}_s$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.376 \quad \rightarrow \beta_1 = 0.905 \quad \rightarrow K_1 = 37.63$$

$$\delta_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{10.29 \times 10^6}{0.905 \times 120 \times 452} = 209.63 \text{ Mpa}$$

$$209.63 \text{ Mpa} < \bar{\delta}_s = 348 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que : $\delta_{bc} < \bar{\delta}_{bc}$

$$\delta_{bc} = \frac{\delta_s}{K_1} = \frac{209.63}{37.63} = 5.57 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \delta_{bc} < \bar{\delta}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c)- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est préjudiciable :

$$\delta_{st} \leq \bar{\delta}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\tau f t 28}) \right\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\delta_{st} = 169.38 \text{ Mpa (D'après le calcul précédent).}$$

$$\delta_{st} \leq \bar{\delta}_{st} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d)- Vérification de la flèche : (BAEL99/Art B.5.6.3)

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{135} = 0,11 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0} \Rightarrow \frac{15}{135} = 0,11 > \frac{10.29}{10 \times 10.29} = 0,1 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 12} = 0,0038 \leq \frac{4.2}{400} = 0,010 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

CONCLUSION :

Le balcon en dalle pleine sera ferrailé comme suit :

- Armatures principales → 4HA12 ($A = 4.52 \text{ cm}^2$) → $st = 25 \text{ cm}$
- Armatures de répartitions → 4HA8 ($A = 2.01 \text{ cm}^2$) → $st = 25 \text{ cm}$

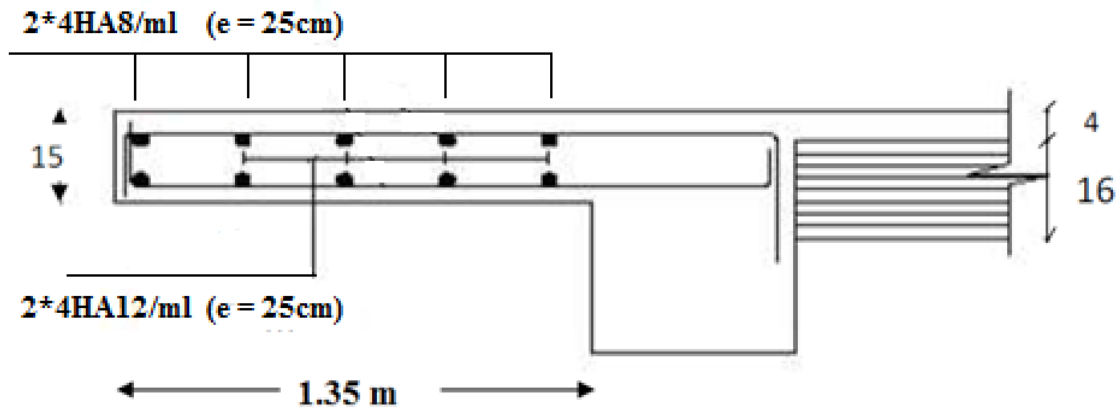


Figure .III.18 : Ferrailage de la console

III.3.INTRODUCTION :

Les éléments non structuraux n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux, poutres et voiles ; donc nous pourrions les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements (*BAEL 91 modifiée 99 et le RPA99 version 2003*).

III.3.1. Acrotère :

III.3.1. Définition et rôle de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé conçu pour assurer la sécurité au niveau de la terrasse et protéger le gravier contre la poussée du vent. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) **donnant** un effort normal (N) **et** une charge d'exploitation horizontale (Q) qui engendre un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement.

Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à L'ELU et à L'ELS pour une bande de 1 [m]de largeur.

III.3.2. Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

La hauteur : $h = 45\text{ cm}$; L'épaisseur : $h_0 = 10\text{ cm}$

L'enrobage : $c = c' = 3\text{ cm}$; La surface : 0.0785 m^2

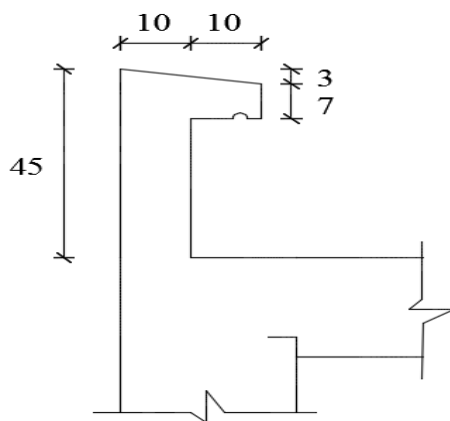


Figure.III.19 : Coupe transversale de l'acrotère

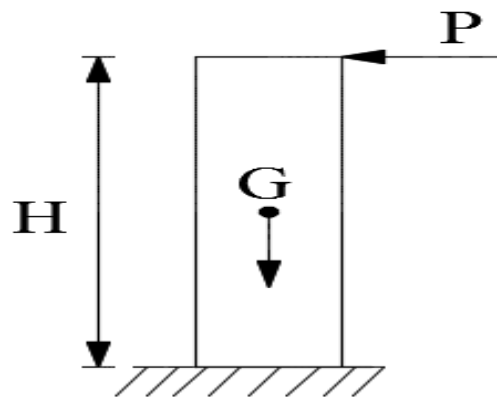


Figure.III.20: Schéma statique

III.3.3. Calcul des sollicitations :

- **Chargement :**

Poids propre de l'acrotère : $G = b_{\text{éton}} \times S_{\text{acr}}$

ρ : Masse volumique du béton

S : Section longitudinale de l'acrotère

$$G = \rho \times \left[(0.45 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + \left(\frac{0.03 \times 0.1}{2} \right) \right] = 25 \times 0.0535$$

$$G = 1.34 \text{ kN/ml}$$

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

• **Calcul des sollicitations :**

Effort normal du au poids propre : $N = G \times l = 1.34 \text{ kN}$

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

Moment de renversement M du à Q : $M = Q \times H \times l = 1 \times 0.45 \times 1 = 0.45 \text{ kN}$.

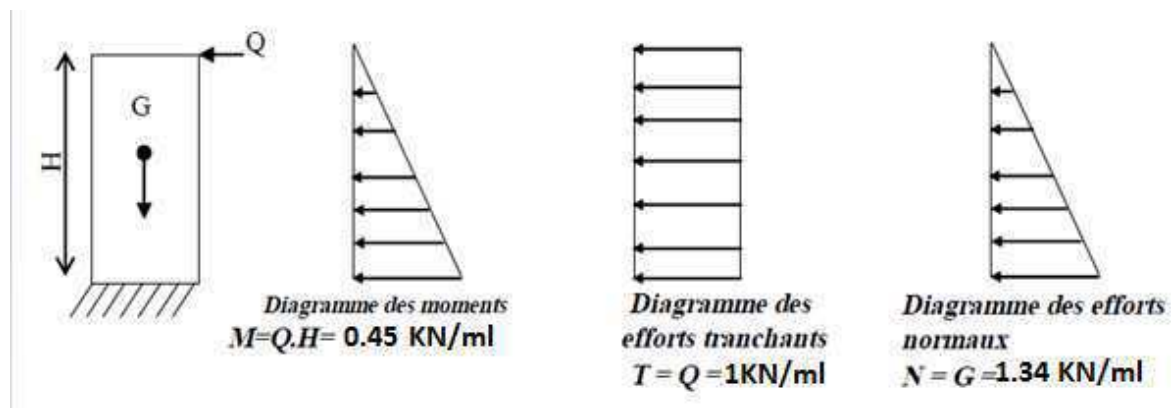


Figure.III.21: Diagramme des efforts internes

III.3.4. Les combinaisons de charges :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

$$N_u = 1.35 N = 1.35 \times 1.34 = 1.809 \text{ kN}$$

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

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 0.45 = 0.675 \text{ kN.m}$$

ELS: $G + Q$

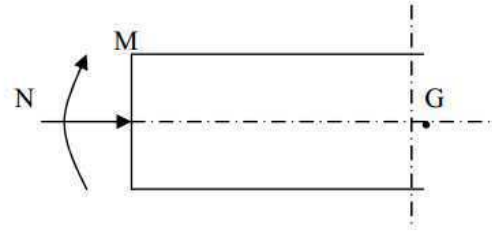
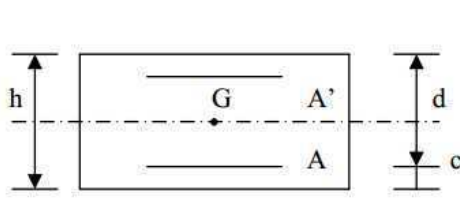
$$N_s = N = 1.34 \text{ kN}$$

$$T_s = T = 1 \text{ kN}$$

$$M_s = M = 0.45 \text{ kN.m}$$

III.3.5.Ferraillage:

Le ferraillage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10 \text{ cm}$ » et de largeur « $b = 100 \text{ cm}$ », dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif M_f , afin de déterminer les armatures fictives A_f , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A .



Avec :

h : Epaisseur de la section.

c : La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton.

$d = h - c$: Hauteur utile.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

Remarque : Le calcul se fera à l'ELU puis nous allons faire les vérifications à l'ELS.

III.3.6. Calcul à L'ELU :

1. Calcul de l'excentricité :

- $eu = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.675}{1.809} = 0.37 \text{ m} \approx 37 \text{ cm}$
- $\frac{h}{2} - c = 5 - 3 = 2 \text{ cm}$

Avec : M_U : moment dus à la compression.

N_U : effort de compression.

e_u : excentricité.

$(\frac{h}{2} - c) \rightarrow$ la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de Gravité des armatures tendues.

Donc : $e_u = 37 \text{ cm} > h/2 - c = 2 \text{ cm}$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

2. Calcul en flexion simple :

♣ Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g = N_u \times [eu + (\frac{h}{2} - c)]$$

$$M_f = 1.809 \times [0.37 + (\frac{0.1}{2}) - 0.03] = 0.71 \text{ kN.m}$$

♣ Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{Mfu}{bd^2f_{bc}} = \frac{0.71 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.010 < \mu_l = 0.392$$

→ $\mu_u = 0.010 < \mu_l = 0.392$ → La section est simplement armée (SSA)

D'après le tableau :

$$\mu_u = 0.010 \rightarrow \beta = 0.995$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = 0.85 f_{c28} / 1.5 = 14.2 \text{ [MPa]}$$

Conclusion : La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Armatures fictives:

$$A_f = \frac{Mf}{\beta \times \delta s \times d} = \frac{0.71 \times 1000}{0.995 \times 348 \times 7} = 0.29 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \delta s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

3. Calcul en flexion composée :

La section des armatures réelles :

Armatures principale :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\delta s} = 0.29 - \frac{1.809}{34.8} = 0.25 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0$ → Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

III.3.7. Vérification à l'ELU :

▪ Condition de non fragilité [BAEL 91, Art 4.2, 1]

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - 0.45d}{e_s - 0.185d} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = 0.45 / 1.34 = 0.33 \text{ m}$$

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

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \left(\frac{2.1}{400} \right) \left[\frac{33 - 0.45 \times 7}{33 - 0.185 \times 7} \right] = 0.78 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0.78 \text{ cm}^2 > A_u = 0.25 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ la condition de non fragilité n'est pas vérifiée, donc on prend :

$$A = A_{min} = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{\text{adopté}} = 5\text{HA8} = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$\text{L'espacement : } S_t \leq \min \{2h, 25\text{cm}\} = \min \{20\text{cm}, 25\text{cm}\}$$

⇒ On prend un espacement $S_t = 20\text{cm}$.

Conclusion: Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU donc nous adopterons une section

$$A_s = A_{\min} = 0.78 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Donc le ferrailage se fera avec la section minimale :

$$A_s = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = 100/5 = 20 \text{ cm.}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = A/4 = 2.51/4 = 0.63 \text{ cm}^2$$

On adoptera 4 HA8 = 2.01 cm² avec un espacement : $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$

1. Vérification au cisaillement : (Art : 5.1, 211/ BAEL 91)

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma b} ; 4 \right) = \min(2.5 \text{ Mpa}; 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10}{10^2 \times 7} = 0.0214 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec : $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$ (V_u : effort tranchant).

Conclusion :

Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

2. Vérification de l'adhérence des barres :(Art A. 6.1.3/BAEL 91)

$$\tau_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement: $\Psi_s = 1.5 \text{ H.A}$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 d \sum U_i}$$

$$\text{Avec : } \sum U_i = n \Pi Q = 4 \times \Pi \times 8 = 100.48 \text{ mm} = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.05} = 0.24 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3. Longueur de scellement droit: (Art A.6.2.21/BAEL91)

$$L_s = 40 \Phi \text{ pour FeE 400}$$

$$L_s = 50 \Phi \text{ pour FeE 500 et les ronds lisses.}$$

$$\text{Dans notre cas : FeE 400} \rightarrow L_s = 40 \Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$$

III.3.8. Vérification à l'ELS :

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers : $\delta_{st} \leq \bar{\delta}_{st}$
- La contrainte dans le béton : $\delta_{bc} \leq \bar{\delta}_{bc}$

1. Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier:

$$\bar{\delta}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \right\} \text{ (Art A.4.5,32/BAEL99)}$$

Avec : η : coefficient de fissuration { $\eta=1.6$ H.A ; $\eta=1$ r.l}

Dans notre cas : $\eta = 1.6$

$$\bar{\delta}_{st} = \min \{ 266.6, \max(200, 201.63) \} \rightarrow \bar{\delta}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\delta_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 7} = 0.36$$

$$\rho_1 = 0.36 \rightarrow \beta_1 = 0.906 \rightarrow K_1 = 38.62$$

$$\delta_{st} = \frac{0.45 \times 10^3}{0.906 \times 7 \times 2.51} = 28.27 \text{ MPa}$$

$$\delta_{st} = 28.27 \text{ MPa} < \bar{\delta}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\bar{\delta}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\delta_{bc} = \frac{\delta_s}{K_1} = \frac{28.27}{38.62} = 0.73 \text{ MPa}$$

$$\delta_{bc} = 0.73 \text{ MPa} < \bar{\delta}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

Les conditions étant vérifiées; donc notre ferrailage calculé à l'ELU est vérifié à l'ELS.

III.3.9. Le Ferrailage adopté

Armatures principales : 5 HA8/ml = 2.51 cm²

avec St = 20 cm

Armatures de répartition : 4 HA8/ml = 2.01 cm²

avec St = 25 cm

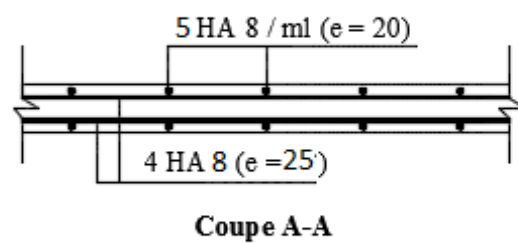
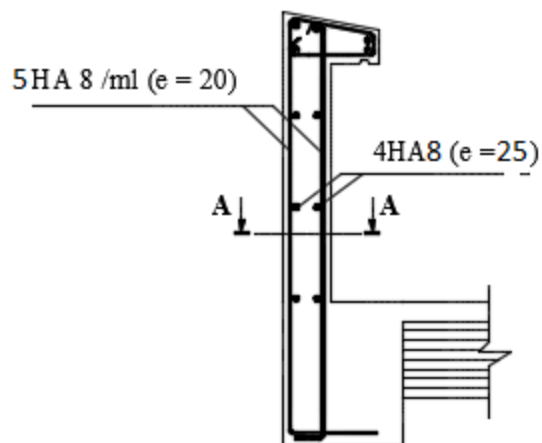


Figure.III.22: Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.4.ESCALIER :**III.4.1. DEFINITION :**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins qui permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.

Notre structure est munie d'une cage d'escalier de type droit composé de deux volées identiques pour les étages (1-6).

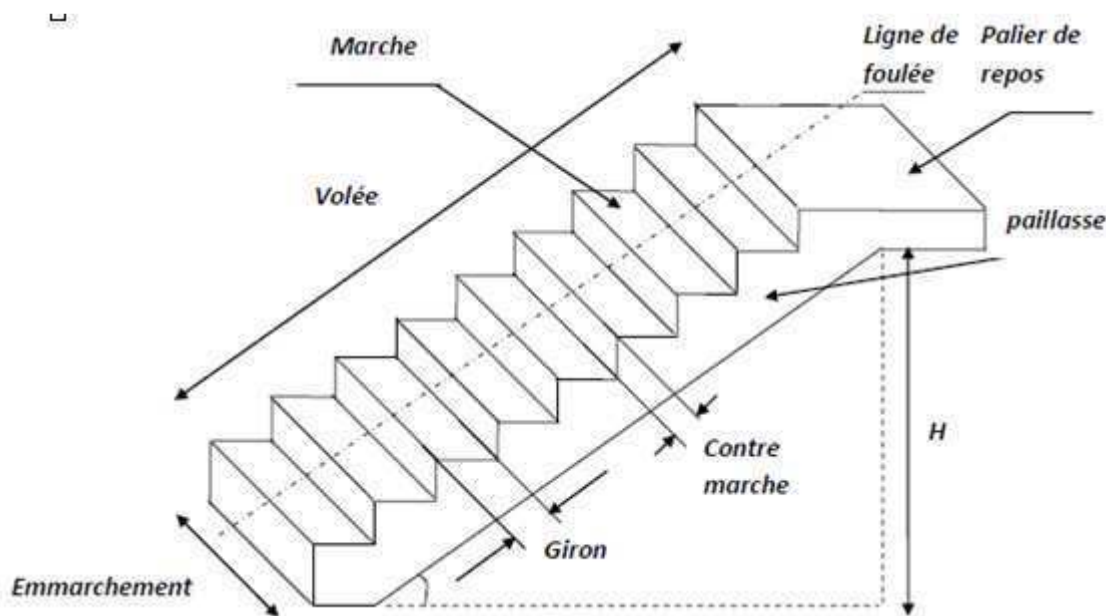
-Terminologie et définition :

Figure.III.23 schéma d'escalier en perspective

Un escalier est un ouvrage formé de marches, et permettant de passer d'un niveau à un autre de caractéristiques géométriques suivantes :

- g : giron (largeur des marches)
- h : Hauteur des marches
- E : Embranchement
- H : hauteur de la volée
- ep : épaisseur de la paillasse et du palier
- L : longueur de la volée projetée

III.4.2. Dimensionnement :**•Marches et contres marches**

Le dimensionnement des marches et contre marches sera déterminée à partir de la formule de BLONDEL qui donne la proportion agréable entre la hauteur (h) des marches et la valeur du giron (g) par la formule suivante :

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

Pour dimensionner, on prend en compte ce qui suit :

Pour une structure à usage d'habitation collective ou publique, on peut retenir les dimensions Suivantes :

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

$$29\text{cm} \leq g \leq 34\text{cm}.$$

La ligne de foulée (L') représente la trajectoire que suit une personne qui monte l'escalier, elle est tracée à 50 cm du collet. Application :

Dans notre cas $H=3.06 \text{ m}$.

Soient :

$$h = 17 \text{ cm}.$$

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

On aura donc : $n = \frac{3.06}{0.17} = 18$ marches.

Donc on a 18 marches qui se divisent sur deux volées identiques telles que ; chacune comporte 9 marches

Vérification de la relation de BLONDEL :

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

On remarque bien que $59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$: **La condition est vérifiée.**

III.4.3. Etude de la première volée :

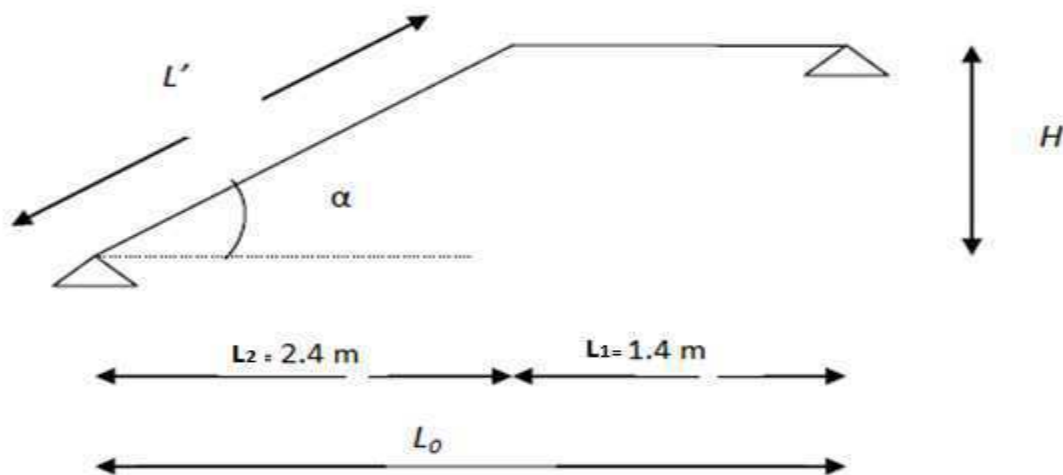


Figure.III.24 schéma statique

- Epaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation : $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

Avec :

Lo : longueur réelle de la paillasse et du palier : $L = L' + L_1$

Calcul de L' :

Soient :

H : hauteur de la volée : $H = n \times h = 9 \times 0.17 = 1.53\text{m}$.

L2 : longueur de la paillasse projetée : $L_2 = (n-1) g = (9 - 1) \times 0.30 = 2.4 \text{ m}$.

L' : longueur du palier :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0.566 \rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

$$L' = \frac{2.40}{\cos \alpha} = 276 \text{ cm} ; L_1 = 140 \text{ cm}$$

Donc : $L_o = 276 + 140 = 416 \text{ cm}$

D'où :

$$\frac{416}{30} \leq e_p \leq \frac{416}{20} \rightarrow 13.86 \text{ cm} \leq e_p \leq 20.8 \text{ cm}$$

Soit : **$e_p = 20 \text{ cm}$**

Remarque : on prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

III.4.4. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'emmarchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple.

•Les charges permanentes :**•Le palier :**

ELEMENTS	POIDS (KN/m ²)
Poids propre de la dalle pleine en BA	$25 \times 0.2 = 5$
Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit) (0.44+0.4+0.4+0.2)	1.44
Charge permanente totale.	G1= 6.44

Tableau.III.4.1 : Charge totale du palier

• **La Volée :**

ELEMENTS	POIDS (KN/m ²)
Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times 0.2}{\cos \alpha} = 5.75$
Poids des marches	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.125$
Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit) (0.44+0.4+0.4+0.2)	1.44
Charge permanente totale.	G2 = 9.315

Tableau.III .4.2 : Charge totale de la volée

• **Les surcharges d'exploitation :**

Surcharge d'exploitation : selon le (DTR C2-2) pour une construction a usage d'habitation **Q= 2.5 KN /m²**

★ **Combinaison des charges :**

ELU: $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m.}$

Palier : $q_{u1} = (1.35 \times 6.44 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 12.44 \text{ KN / ml.}$

Volée : $q_{u2} = (1.35 \times 9.315 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 16.32 \text{ KN / ml.}$

ELS: $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m.}$

Palier : $q_{s1} = (6.44 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8.94 \text{ KN / ml.}$

Volée : $q_{s2} = (9.315 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.81 \text{ KN / ml.}$

♦ **Calcul des moments et effort tranchant à l'ELU :**

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et les paliers, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + paliers) comme une poutre reposant sur deux appuis simples et en considérant la projection horizontale de la charge q sur la paillasse d'une portée projetée L= 2.4 m.

- Les réactions aux appuis :

D'après les formules de la RDM :

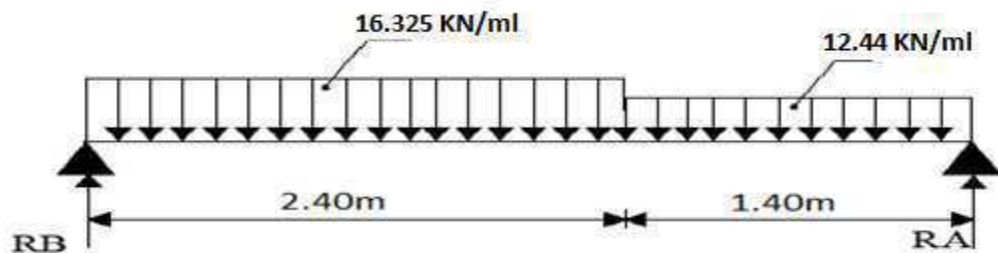


Figure.III.25 : Schéma de chargement à l'ELU

III-4-5 ferrailage à l'ELU

•Calcul des réactions d'appuis

D'après les formules de la RDM

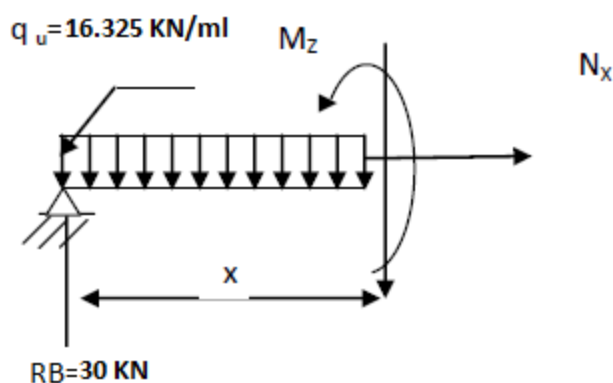
$$\Sigma F=0 ; \quad R_A + R_B = 56.6 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A=0 ; \quad R_B = 30 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B=0 ; \quad R_A = 26.6 \text{ KN}$$

1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 2.40\text{m}$

•Efforts tranchants :



$$\Sigma F/x=0 \quad T_y(x) = -16.325x + 30$$

$$\text{Pour } x=0 \Rightarrow T_Y(0)=30 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x=2.40\text{m} \Rightarrow T_Y(2.40)=-9.18\text{KN}$$

•Moments fléchissant

$$\Sigma M/i=0 \Rightarrow M_z(x) = -8.16x^2 + 30x$$

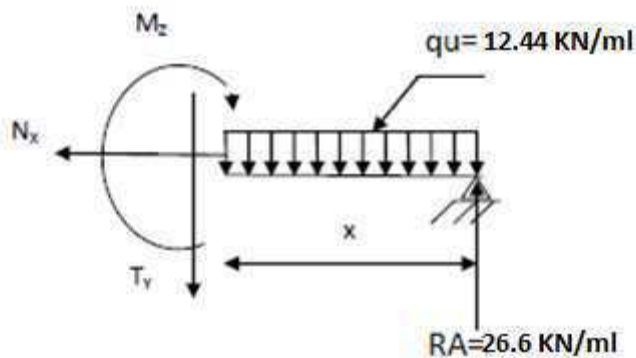
Pour $x=0 \Rightarrow M_z(0)=0$

Pour $x=2.40\text{m} \Rightarrow M_z(2.40)=25 \text{ KN.m}$

•Moment maximum

Pour $x=1.83\text{m} \Rightarrow T_y(x)=0 \Rightarrow M_{\text{max}} = 27.57 \text{ KN.m}$

2ème Tronçon : $0 \leq X \leq 1.40\text{m}$



$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow T_y(x) = -12.44x + 26.6$$

Pour $x=0 \Rightarrow T_y(0)=26.6 \text{ KN}$

Pour $x=1.40\text{m} \Rightarrow T_y(1.40)=-9.184 \text{ KN}$

•Moments fléchissant

$$\Sigma M/i=0 \Rightarrow M_z(x) = -6.22x^2 + 26.6x$$

Pour $x=0 \Rightarrow M_z(0)=0$

Pour $x=1.40\text{m} \Rightarrow M_z(1.40)=25.05 \text{ KN.m}$

Remarque

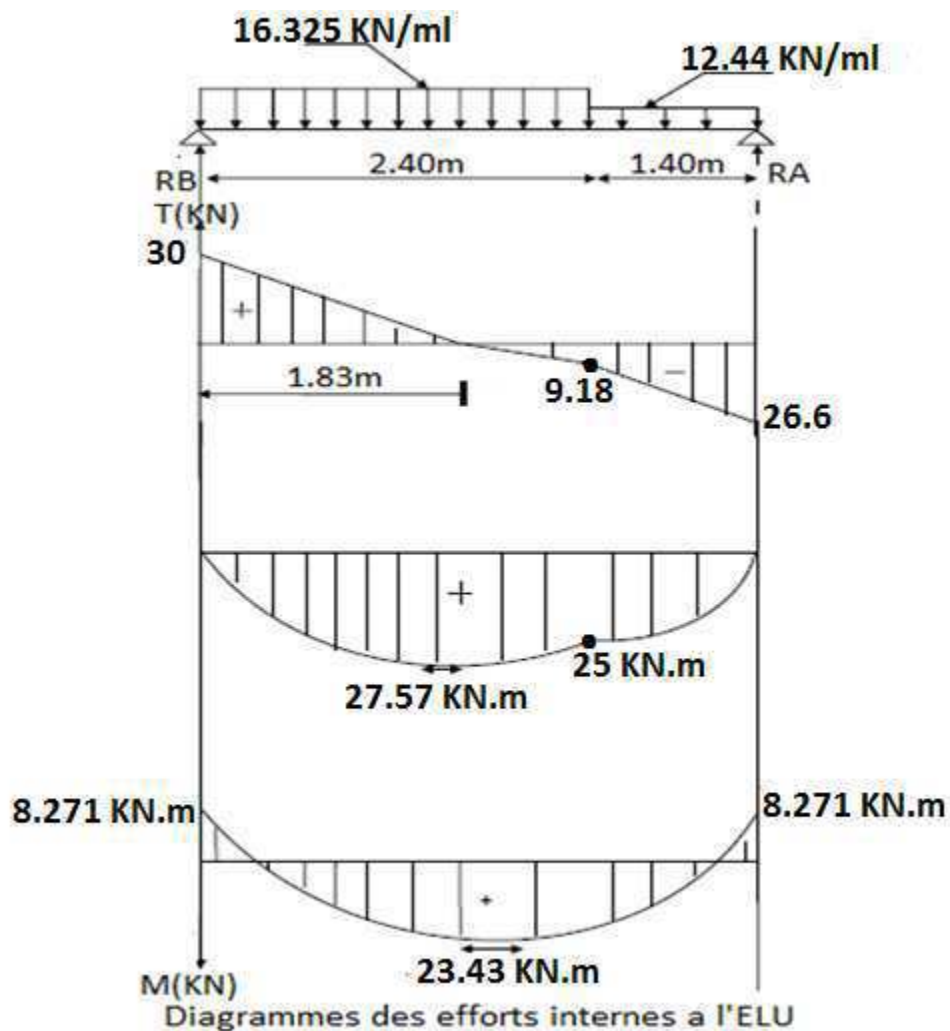
Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des Coefficients réducteurs pour le moment M_{max} au niveau des appuis et en travée.

$$M^A = 0.3M_z = -0.3 \times 27.57 = -8.271 \text{ KN.m}$$

$$M^T = 0.85M_z = 0.85 \times 27.57 = 23.43 \text{ KN.m}$$

•Les diagrammes des efforts internes

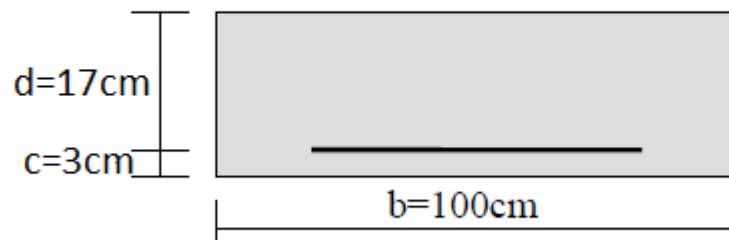
Les différents diagrammes donnant les efforts internes sont montrés à la figure ci-dessous



III-4-6 Calcul d'armature**III.4.6.1. (ferraillage à l'ELU)**

Etude d'une section rectangulaire, soumis à la flexion simple.

$b = 100\text{cm}$; $h = 20\text{cm}$; $c = 3\text{cm}$; $d = 17\text{cm}$.

**★ Sur appuis**

$M_a = 8.271 \text{ KN.m}$

-Armatures principales

$$\mu_a = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8.271 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.02 \leq 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.03 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{8.271 \times 10^3}{0.990 \times 17 \times 348} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit: 5HA 10 ($A_t = 3.92 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 20cm.

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA}8 (A_r = 2.01 \text{ cm}^2)$$

Avec un espacement de 25cm.

★ Sur travée :

$M_u^t = 23.43 \text{ KN.m}$

-Armatures principales :

$$f_{bc} = \frac{0.85}{\theta \times \gamma_b} f_{c28} = \frac{0.85}{1 \times 1.5} \times 25 = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{23.43 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.057 \leq 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.057 \rightarrow \beta = 0.971$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{23.43 \times 10^3}{0.971 \times 17 \times 348} = 4.08 \text{ cm}^2$$

Soit: 5HA 12 ($A_t = 5.65 \text{ cm}^2$) Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.412 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 ($A_r = 2.01 \text{ cm}^2$) Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

★ Les vérifications à l'ELU :

•Vérification de la non fragilité du béton: [Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]

$$A_s \geq \left\{ \frac{B}{1000}; 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_{ce}} \right\} \quad B : \text{la section de béton}$$

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2 \\ \frac{100 \times 20}{1000} = 2 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_s \geq A_{\min} = 2.05 \text{ cm}^2$$

a) En travée : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.05 \text{ cm}^2$

b) Aux appuis : $A_a = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.05 \text{ cm}^2$

•Espacement des barres :

Armatures principales :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \\ \text{Aux appuis } S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \\ \text{En travées } S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.} \\ \text{Aux appuis } S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \\ \text{En travées } S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

•Vérification à l'effort tranchant - contrainte de cisaillement :

(Art A 5.1, 2/BAEL 91 modifié 99) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} < \overline{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{\max} = 30 \text{ kN}$$

Calcul la contrainte de cisaillement admissible.

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right)$$

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

Calcul la contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{30 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.176 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée} \quad (\text{Pas de risque de cisaillement}).$$

•Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donne par :

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

$$\text{Avec : } \overline{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9 d \sum U_i} = \frac{26.37 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 226.08} = 1 \text{ MPa}$$

$\Psi_s = 1.5$: Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 1 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{sc} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée.}$$

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

•Longueur de scellement : (Art 6.1.23 / BAEL 99)

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1.2}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm.}$$

On prend $L_s = 45 \text{ cm}$

Forfaitairement :

Les règles de BAEL [Art A.6.1,23/BAEL 91modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale **0.4 Ls** pour les aciers **HA**.

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

•Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL91 modifié 99 ;Art A.5.1,313) :

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} = \frac{2 \times 30 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 170} = 0.392 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = 0.392 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{condition vérifiée}$$

III.4.6.2.Calcul à l'ELS :**A) Combinaison d'action :**

Palier : $qS1 = (6.44 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8.94 \text{ KN / ml.}$

Volée : $qS2 = (9.315 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.81 \text{ KN / ml.}$

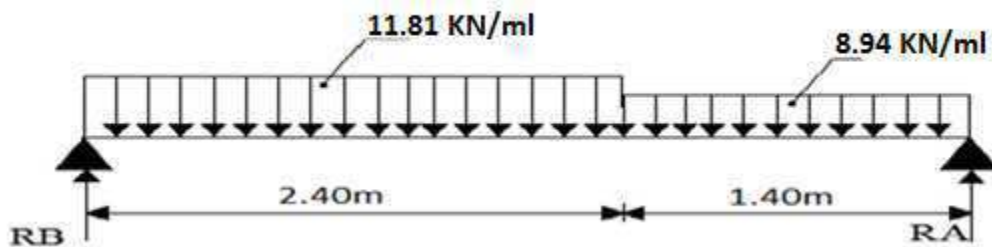


Figure.III.26

B) Calcul des réactions d'appuis :

Après avoir fait tous les calculs comme à l'ELU on obtient les résultats suivants :

$$R_A = 19.16 \text{ KN; } R_B = 21.7 \text{ KN}$$

$$M_z^{max}(1.83) = 19.93 \text{ KN.m}$$

$$T_y^{max} = 21.7 \text{ KN.}$$

$$M_Z (\text{appui}) = -0.30 \times M_z^{max} = -0.30 \times 19.93 = -5.98 \text{ KN.m}$$

$$M_Z (\text{travée}) = 0.85 \times M_z^{max} = 0.85 \times 19.93 = 16.94 \text{ KN.m}$$

★Vérification à l'ELS :**Etat limite d'ouverture des fissurations: (Art A.5.3.2/ BAEL 99)**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

Etat limite de résistance de béton à la compression: (Art A.4.5.2/BAEL 99)

La contrainte de compression est limitée à :

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

La fissuration est peu nuisible, nous devons vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

En travée: $\rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 17} = 0.332$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 40.53 \\ \beta_1 = 0.910 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{16.94 \times 10^3}{5.65 \times 0.910 \times 17} = 193.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 193.81 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{193.81}{40.53} = 4.78 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

Aux appuis :

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Dans les aciers: $\rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 17} = 0.230$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 49.93 \\ \beta_1 = 0.923 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{Ap}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d} = \frac{5.98 \times 10^3}{0.923 \times 17 \times 3.92} = 97.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 97.22 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

Dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{97.22}{49.93} = 1.947 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.947 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

Les règles (**Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99**). précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS le calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \text{Avec : } h = 20\text{cm hauteur totale,}$$

$L = 3.8$ m portée entre nus d'appuis,

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad M_t : \text{moment maximum en travée,}$$

M_t : valeur maximum du moment isostatique,

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad A : \text{section des armatures,}$$

b : longueur de la section,

h : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{l} = \frac{0,20}{3,8} = 0,0526 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

On doit calculer la flèche

Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{E_0 I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \quad \text{Avec : } q_s = 11.81 \text{ kN/ml}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = \mathbf{10818,86 MPa}$$

I : moment d'inertie de la section homogénéisée

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}; \quad S_{xx} : \text{Moment statique}$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 17 = \mathbf{21440.75 \text{ cm}^3}$$

B_0 : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 20) + 15 \times 5.65 = \mathbf{2084.75 \text{ cm}^2}$$

$$V_1 = \frac{S_{XX}}{B_0} = \frac{21440.75}{2084.75} = 10.28 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.28 = 9.72 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (10.28^3 + 9.72^3) + 15 \times 5.65 \times (9.72 - 3)^2 = 70650.64 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{11.81 \times 3.8^4 \times 10^3}{10818.86 \times 10^6 \times 70650.64 \times 10^{-8}} = 0.00419 \text{ m} = 0.419 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{380}{500} = 0.76$$

$f = 0.419 < \bar{f} = 0.76$ Condition vérifiée.

L'escalier sera ferrailé comme suit :

- **En travée :**

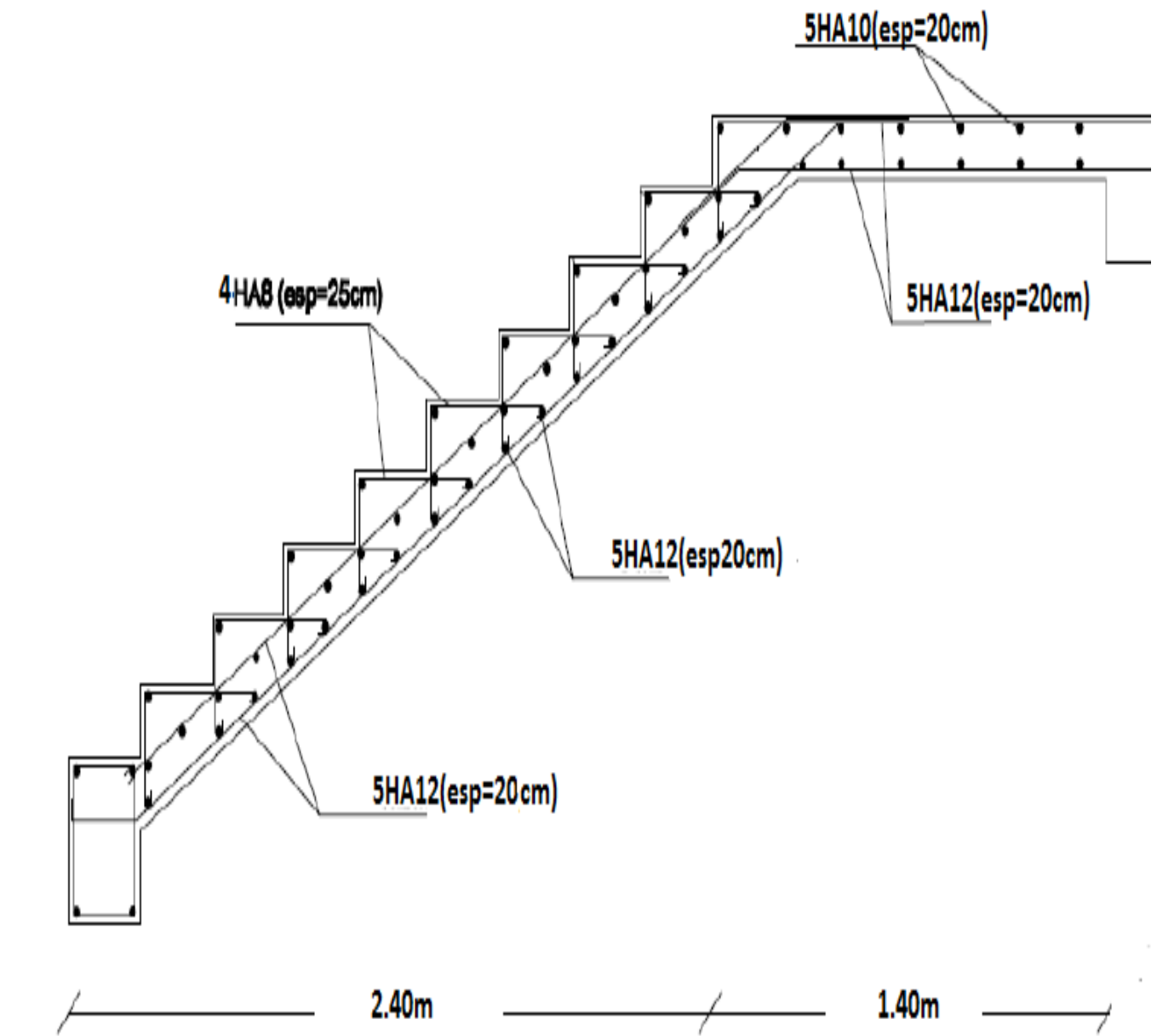
❖ *Armatures principale : 5HA12 espacement = 20 cm*

❖ *Armatures de répartition : 4HA8 espacement = 25 cm*

- **Aux appuis :**

❖ *Armatures principale : 5HA10 espacement = 20 cm*

❖ *Armatures de répartition : 4HA8 espacement = 25 cm*



Ferrailage d'escalier

III.5. SALLE MACHINE :**INTRODUCTION :**

Un ascenseur est un transport vertical assurant le déplacement en hauteur.

Notre bâtiment est doté de 3 cages d'ascenseur en Béton Armé de vitesse d'entraînement $V=1$ m/s, dont la surface de la cabine est de 4.347 m^2 (2.07×2.10) appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, réparti sur une surface de $(0.8 \times 0.8) \text{ m}^2$ transmise par le système de l'ascenseur.

III.5.1. Calcul de la dalle pleine :

$$L_x = 207 \text{ cm} \quad L_y = 210 \text{ cm}$$

$$S = 4.347 \text{ m}^2$$

a)-Epaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t \geq \frac{lx}{30}$

$$h_t \geq \frac{207}{30} = 6.9 \text{ cm}$$

Le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$; on adopte une hauteur : $h_t = 15 \text{ cm}$.

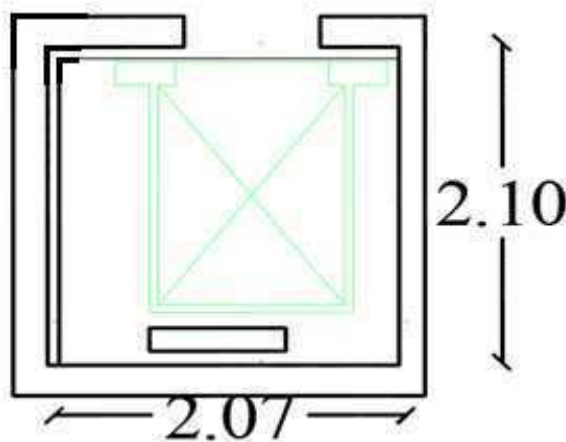
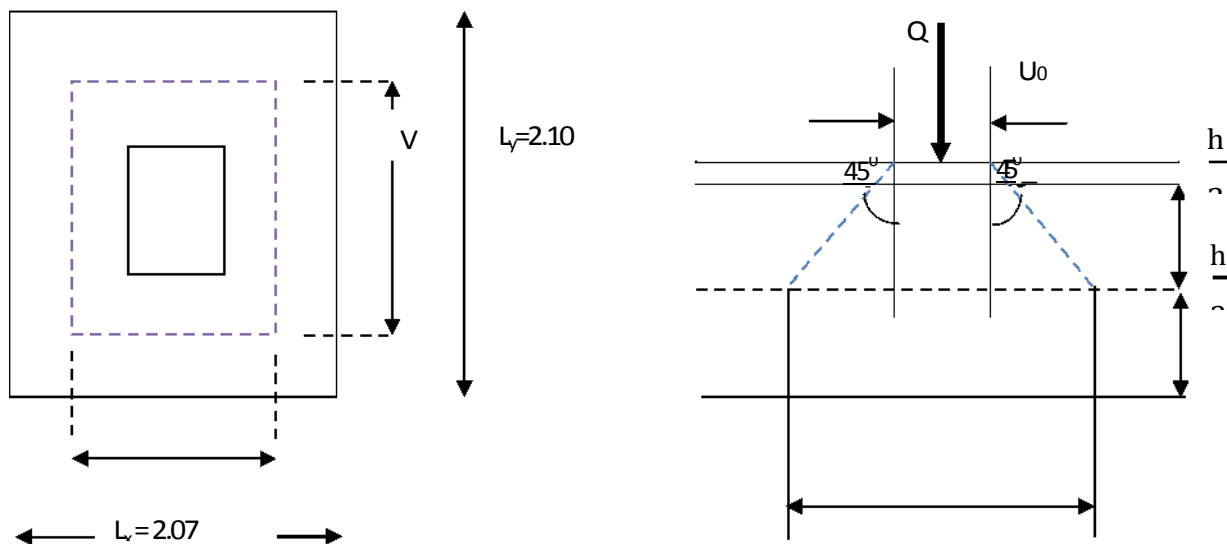


Figure.III.26: Vue en plan l'ascenseur

L'étude se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par la charge localisé.

On a:
$$\begin{cases} U = U_0 + 2\xi e_0 + ht \\ V = V_0 + 2\xi e_0 + ht \end{cases}$$

Schéma statique de la salle machine



Avec: $\xi=1$ car le revêtement est en béton.
 $e_0=5\text{cm}$ étant l'épaisseur du revêtement.

$ht=15\text{cm}$ épaisseur de la dalle.

$U_0=V_0=80\text{ cm}$: Cotés du rectangle sur lequel agit la charge P .

$$\rightarrow \begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

Pour le calcul de la dalle, premièrement on suppose que le panneau est simplement appuyé sur son contour ; dans une seconde phase, on tient compte de la continuité et des encastres sur les appuis de rive.

Les côtés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y tel que :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{207}{210} = 0.99$$

$0.4 \leq \rho = 0.99 \leq 1$: Le panneau travaille dans les 2 sens.

b)-Calcul des moments au centre du panneau :

Ils sont donnés par la formule :

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u (M1 + \nu M2) \\ M_{y1} = q_u (\nu M1 + M2) \end{cases}$$

M_{x1} et M_{y1} : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens XX et YY, dues à la charge concentrée.

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{lx}\right)$, $\left(\frac{V}{ly}\right)$ et $\left(\frac{lx}{ly}\right)$ dans les abaques de PIGEAU D.

ν : coefficient de poisson.

A l'ELU, $\nu = 0$

$$\rho = 0.99$$

$$\frac{U}{lx} = \frac{105}{207} = 0.51$$

$$\frac{V}{ly} = \frac{105}{210} = 0.5$$

On procède par interpolation

$$\frac{U}{lx} = \frac{105}{207} = 0.51$$

$$\frac{V}{ly} = \frac{105}{210} = 0.5$$

pour $\rho = 0.9$

$$\frac{U}{lx} = 0.5 \quad \Rightarrow \quad M_1 = 0.1$$

$$\frac{V}{lx} = 0.5 \quad \Rightarrow \quad M_2 = 0.08$$

$$\frac{u}{lx} = 0.6 \quad \Rightarrow \quad M_1 = 0.089$$

$$\frac{v}{lx} = 0.5 \quad \Rightarrow \quad M_2 = 0.073$$

$$\Delta\left(\frac{u}{lx}\right) = 0.6 - 0.5 = 0.1$$

$$\Delta M_1 = 0.089 - 0.1 = -0.011$$

$$\Delta M_2 = 0.073 - 0.08 = -0.007$$

$$\Delta\left(\frac{u}{lx}\right) = 0.51 - 0.5 = 0.01$$

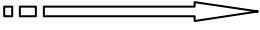
$$\Delta M_1 = \frac{0.01 \times (-0.011)}{0.1} = -0.0011$$

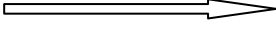
$$\Delta M_2 = \frac{0.01 \times (-0.007)}{0.1} = -0.0007$$

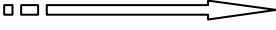
Pour $\frac{u}{lx} = 0.583$ $M_1 = 0.1 - 0.0011 = 0.0989$

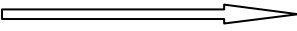
$\frac{v}{lx} = 0.5$ $M_2 = 0.08 - 0.0007 = 0.0793$

Pour $\rho = 1$

$\frac{U}{lx} = 0.5$  $M_1 = 0.09$

$\frac{v}{lx} = 0.5$  $M_2 = 0.09$

$\frac{u}{lx} = 0.6$  $M_1 = 0.081$

$\frac{v}{lx} = 0.5$  $M_2 = 0.081$

$\Delta \left(\frac{u}{lx} \right) = 0.6 - 0.5 = 0.1$

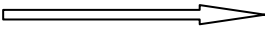
$\Delta M_1 = 0.081 - 0.09 = -0.009$

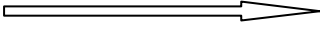
$\Delta M_2 = 0.081 - 0.09 = -0.009$

$\Delta \frac{u}{lx} = 0.51 - 0.5 = 0.01$

$\Delta M_1 = \frac{0.01 \times (-0.009)}{0.1} = -0.0009$

$\Delta M_2 = \frac{0.01 \times (-0.009)}{0.1} = -0.0009$

$\frac{u}{lx} = 0.583$  $M_1 = 0.09 - 0.0009 = 0.0891$

$\frac{v}{lx} = 0.5$  $M_2 = 0.09 - 0.0009 = 0.0891$

$\Delta \rho = 1 - 0.9 = 0.1$

$\Delta M_1 = 0.0891 - 0.0989 = -0.0098$

$\Delta M_2 = 0.0891 - 0.0793 = +0.0098$

$\Delta \rho = 0.99 - 0.9 = 0.09$

$\Delta M_1 = \frac{0.09 \times (-0.0098)}{0.1} = -0.00882$

$\Delta M_2 = \frac{0.09 \times (+0.0098)}{0.1} = +0.00882$

Pour $\rho = 0.99$

$$\frac{u}{L_x} = 0.51 \quad \longrightarrow \quad M_1 = 0.0989 - 0.00882 = 0.09008$$

$$\frac{v}{L_x} = 0.5 \quad \longrightarrow \quad M_2 = 0.0793 + 0.00882 = 0.08812$$

$$P = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 90 + 1.5 \times 0 = 121.5 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = PM_1 = 121.5 \times 0.09008 = 10.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = PM_2 = 121.5 \times 0.08812 = 10.71 \text{ KN.m}$$

c)-Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de **1m**de largeur.

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

On a : **0.4** $< \rho = 0.99 < 1$ $\rightarrow$ La dalle travaille dans les 2 sens.

$$\rightarrow \mu_x = 0.0377$$

$$\mu_y = 0.978$$

Poids propre de la dalle : **G = 0.15 × 1 × 25 = 3.75 kN/ml**

La surcharge d'exploitation : **Q est prise égale à 1 kN/ml.**

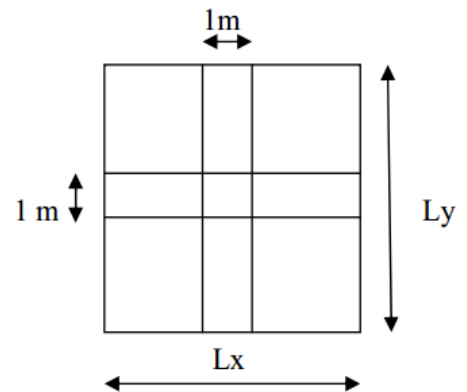
$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.56 \text{ kN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0377 \times 6.56 \times 2.07^2 = 1.06 \text{ kN.m} \\ M_{y2} = 0.978 \times 1.059 = 1.04 \text{ kN.m} \end{cases}$$

.Superposition des moments:

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.95 + 1.06 = 12.01 \text{ kN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10.71 + 1.04 = 11.75 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de **15% (0.85)** en travée et **70% (0.3)** aux appuis.



Sens lx :

En travées : $M_t^x = 0.85 \times 12.01 = 10.21 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a^x = -0.3 \times 12.01 = -3.6 \text{ kN.m}$

Sens ly :

En travées : $M_t^y = 0.85 \times 11.75 = 9.99 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a^y = -0.3 \times 12.01 = -3.6 \text{ kN.m}$

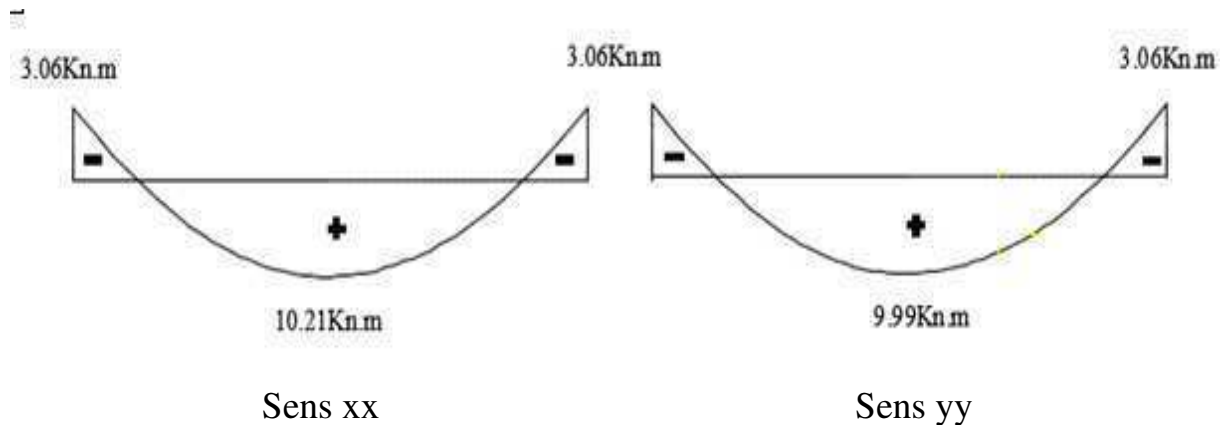


Figure.III.27 : Les moments dans les deux sens à l'ELU

III. 5.2.Ferraillage a l'ELU :

- Détermination de la section d'armature :

Le calcul des armatures s'effectue en flexion simple à l'ELU. Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur de la dalle, tel que ses caractéristiques sont :

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

$$h_0=15\text{cm}$$

$$d=h_0-c=15-2=13\text{cm}$$

•Dans le sens de la petite portée : x-x**En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_t^x}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.21 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.042 < 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0.042 \rightarrow \beta = 0.979$$

$$A_t = \frac{M_t^x}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{10.21 \times 10^3}{0.979 \times 13 \times 348} = 2.31 \text{ cm}^2$$

Soit une section de : 4 HA 10 = 3.14 cm² avec un espacement de $St = \frac{1}{Nb} \times 100 = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$.

Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a^x}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.6 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.015 < 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0.015 \rightarrow \beta = 0.9925$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3,6 \times 10^3}{0.9925 \times 13 \times 348} = 0.8 \text{ cm}^2$$

Soit une section de : 4 HA 6 = 1.13 cm² avec un espacement de St = 25 cm

Dans le sens de y-y :

En travée :

$$\mu = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.99 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.042 < 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0.042 \rightarrow \beta = 0.979$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9.99 \times 10^3}{0.979 \times 13 \times 348} = 2.26 \text{ cm}^2$$

Soit une section de : 4 HA 10 = 3.14 cm² avec un espacement de St = 25cm.

Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3.6 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.015 < 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0.015 \rightarrow \beta = 0.9925$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3.6 \times 10^3}{0.9925 \times 13 \times 348} = 0.8 \text{ cm}^2$$

Soit une section de : 4 HA 6 = 1.13 cm² avec un espacement de St = 25 cm

•Vérification a L'ELU :

1. Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1 BAEL91)

$$W_x \geq W = W_0(3 - \rho)/2$$

Avec :

$\rho_0 = 0.0008$ Pour des barres à haute adhérence de classe FeE400

W_0 : Taux de pourcentage d'aciers minimal réglementaire.

W_x : Taux de pourcentage d'aciers égal au rapport de la section d'armatures minimale d'une direction donnée à la section totale du béton.

$$W_x = \frac{A_{min}}{S}$$

$$W_0 = 0.0008 \times \frac{3 - 0.86}{2} = 0.000856$$

Armatures suivant (x-x)

$$W_x \geq 0.000856 \Rightarrow \frac{A_{min}}{S} \geq 0.000856$$

$$A_{min} \geq 0.000856 \times S = 0.000856 \times 15 \times 100 = 1.284$$

$$A_t = 3.14 \geq A_{min} = 1.284 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition Vérifiée dans le sens X-X}$$

Armatures suivant (y-y)

$$W_y \geq W_0 = 0.0008$$

$$W_y = \frac{A_{min}}{S} \geq W_0$$

$$A_{min} = W_0 \times S = 0.0008 \times 15 \times 100 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.14 > A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition Vérifiée dans le sens Y-Y}$$

Conclusion : La condition de non fragilité est vérifiée suivant les deux sens.

2. Diamètre maximal des barres :

$$\Phi \leq \Phi_{max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

Φ : diamètre des armatures longitudinales

$$\Phi = 10 \text{ mm} \leq \Phi_{max} = 15 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

3. Ecartement des barres : (Art A.8.2.42 / BAEL) :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentrique ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Direction la plus sollicitée : $\min \{2h, 25\text{cm}\}$ •

Direction perpendiculaire à la plus sollicitée : $\min \{3h, 33\text{cm}\}$ •

h : désigne l'épaisseur totale de la dalle.

★ Les armatures // à L_x :

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min \{2h, 25\text{cm}\}$$

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min \{2 \times 15, 25\text{cm}\}$$

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min \{30\text{cm}, 25\text{cm}\}$$

$$St = 25 \text{ cm} = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

★ Les armatures // à L_y :

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\}$$

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\}$$

$$St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

4. Vérification de non poinçonnement : (Art A.5.2, 42 / BAEL91)

On admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise si la condition suivante est satisfaite :

$$P \leq 0.045 U_{ch_t} \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

P : charge de calcul vis à vis de L'ELU.

h : épaisseur totale de la dalle.

Uc : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge P.

Avec μ_c :

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (105 + 105) = 420 \text{ cm}$$

$$P \leq 0.045 U_c h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 420 \times 15 \times 10^2 \times \frac{25}{1.5}$$

$$P = 121.5 \text{ kN} \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

La condition est vérifiée, donc aucune armature transversale n'est nécessaire.

5. Contraintes tangentielles :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_{max}}{b d} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

Au milieu de L_y

$$\Rightarrow T_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} \text{ avec : } P = 1.35 \times G = 121.5 \text{ kN}$$

$$T_u = \frac{121.5}{2 \times 2.10 + 2.07} = 19.38 \text{ kN}$$

Au milieu de L_x

$$\Rightarrow T_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{121.5}{3 \times 2.10} = 19.29 \text{ kN}$$

$$T_{u \max} = 19.38 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{19.38 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.149 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.149 < \bar{\tau} = 1.167 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

• Calcul a l'ELS: $\nu = 0.2$

- Calcul des moments à L'ELS :

a-1- Sous charge localisée :

-Évaluation des moments M_{x1} , M_{y1} du au système de levage :

$$P_s = G + Q = 90 \text{ kN.}$$

$$M_{x1}^s = P(M1 + 0.2M2) = 90(0.09008 + 0.2 \times 0.08812) = 9.69 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1}^s = P(0.2M1 + M2) = 90(0.2 \times 0.09008 + 0.08812) = 9.55 \text{ kN.m}$$

Sous charge uniformément réparties :

- Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur ; les moments sont donnés par les formules :

$$Q_s = (G + Q) \times 1m = (25 \times 0.15 + 1) \times 1 = 4.75 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = 0.99 \rightarrow \mu_x = 0.0451 \text{ et } \mu_y = 0.985$$

$$M_{x2}^s = \mu_x q_s L_x^2 = 0.0451 \times 4.75 \times (2.07)^2 = 0.918 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2}^s = \mu_y M_{x2}^s = 0.985 \times 0.918 = 0.904 \text{ KN.m}$$

-Les moments globaux :

Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x^s = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 9.69 + 0.918 = 10.61 \text{ kN.m} \\ M_y^s = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 9.55 + 0.904 = 10.45 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^s = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 9.69 + 0.918 = 10.61 \text{ kN.m} \\ M_y^s = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 9.55 + 0.904 = 10.45 \text{ kN.m} \end{cases}$$

-Correction des moments

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle, les moments calculés seront munies des coefficients **0.85** en travée et **-0.3** aux appuis.

• **en travées :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 M_x^s = 0.85 \times 10.61 = \mathbf{9.02 \text{ kN.m}} \\ M_y^t = 0.85 M_y^s = 0.85 \times 10.45 = \mathbf{8.89 \text{ kN.m}} \end{cases}$$

• **sur appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = 0.3 M_x^s = -0.3 \times 10.61 = -3.18 \text{ kN.m}$$

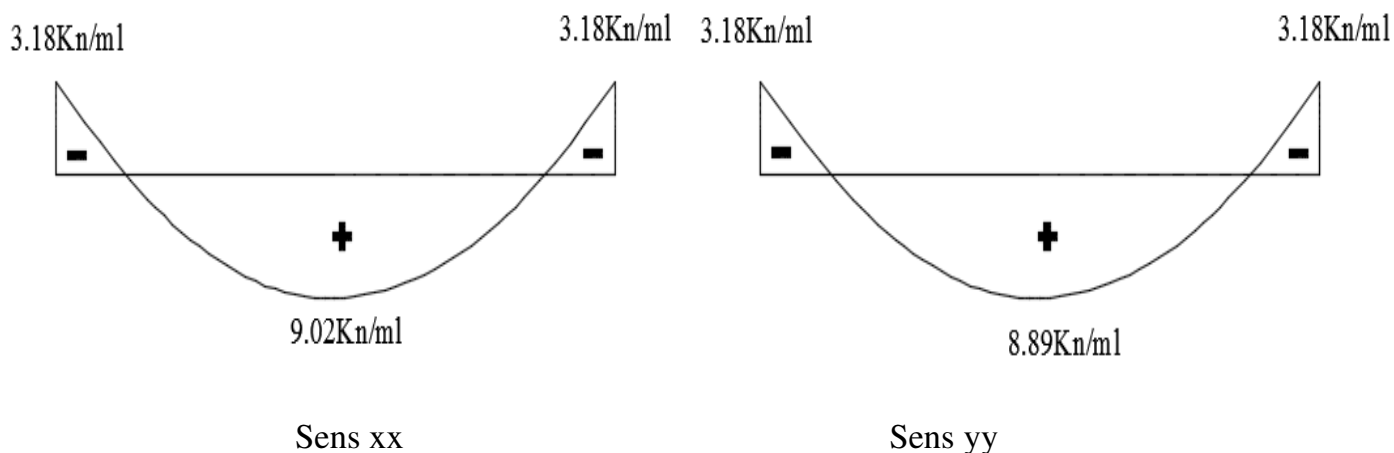


Figure.III.28 : Les moments dans les deux sens à l'ELS.

3.5.3.1. Ferrailage de la dalle a l'ELS :**.En travées :**

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.02 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.037 < 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0.037 \rightarrow \beta = 0.773$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \delta_{st}} = \frac{9.02 \times 10^3}{0.773 \times 13 \times 348} = 2.72 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

.Aux appuis :

$$M_x^a = 3.18 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.18 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.013 < 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0.013 \rightarrow \beta = 0.837$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \delta_{st}} = \frac{3.18 \times 10^3}{0.837 \times 13 \times 348} = 0.84 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

★Vérification des contraintes dans le béton :**.Aux appuis :**

On doit vérifier que : $\delta_{bc} < \bar{\delta}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24 \rightarrow K_1 = 48.29 \text{ et } \beta = 0.921$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ax}^{ser}}{\beta_1 . d . A_a} = \frac{3.18 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 84.49 \text{ MPa}$$

$$\delta_b = \frac{\delta_s}{K_1} = \frac{84.49}{48.29} = 1.75 \text{ Mpa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

.En travées :

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24 \rightarrow K_1 = 48.29 \text{ et } \beta = 0.921$$

$$\sigma_s = \frac{M_{tx}^{ser}}{\beta_1 . d . A_a} = \frac{9.02 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 239.92 \text{ MPa}$$

$$\delta_b = \frac{\delta_s}{K1} = \frac{239.92}{48.29} = 4.97 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

★Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

★Vérification de la flèche :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces cotes, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$A) \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t^s}{20 \times M_0^s} \quad B) \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$A) \frac{15}{207} = 0.0725 \geq \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} = \frac{9.02}{20 \times 10.61} = 0.0425 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$B) \frac{A_x}{bd} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

CONCLUSION :

Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées, et elles sont récapitulées comme suit :

Dans les deux sens (x-x et y-y) 4HA10 avec : $S_t=25\text{cm}$

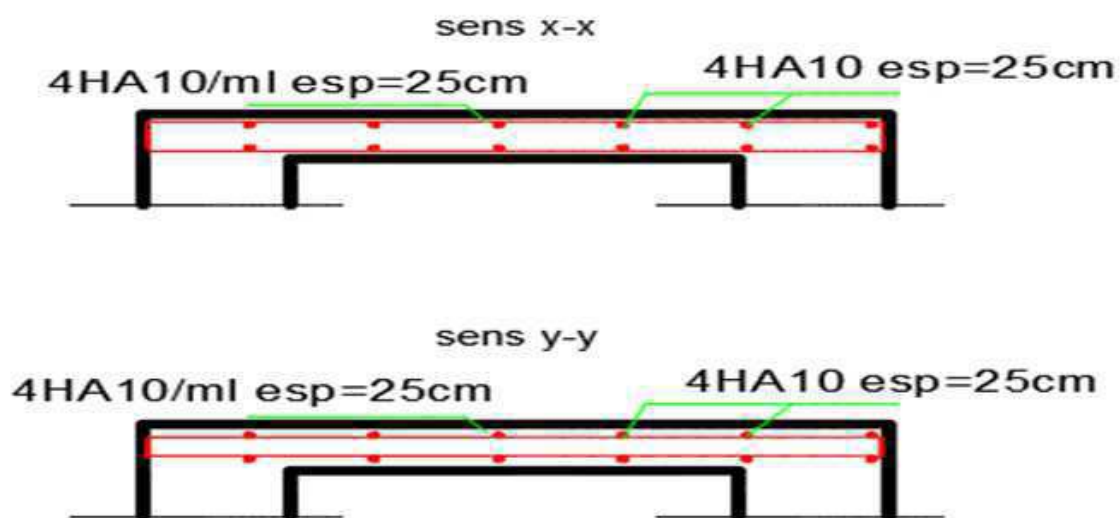


Figure.III.29 : schéma de ferrailage de la dalle salle machine



CHAPITRE IV

**Modélisation et vérification
selon les exigences du R.P.A**

IV.1.Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.2. Méthode de calcul :

Le règlement parasismique algérien « **RPA99 version 2003** » propose trois méthodes de calcul des forces sismique dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99/version 2003**).

Conditions d'application de la MSE :

Notre bâtiment ne satisfait pas la condition de hauteur (**Article 4.1.2**)

En zone IIa $H \leq 23m$

La hauteur totale du bâtiment $H=28.57 m$

$H > 23m$ (**Condition non vérifiée**)

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées. Il faut donc utiliser la **méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse défini dans le **R.P.A.99 version 2003**.

. Méthode Dynamique Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse applicable à tous les cas d'après le **RPA99version2003 (article 4.1.3)**.

Principe : Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3 Modélisation de la structure :

L'étude de notre structure est faite à l'aide du logiciel **ETABS** en considérant : 8 niveaux (1 sous-sols + RDC + 6 étages) encastrée a la base.

Caractéristique de la structure

Notre ouvrage est considéré comme étant un bâtiment à usage d'habitation, commerciale ou assimilés. Le poids propre de la structure doit comprendre la totalité des charges permanent et **20%** des charges d'exploitations ; **RPA 4.5 2003**..... [1]

IV.4 Vérifications selon les exigences du RPA:

Le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions afin de protéger les vies humaines et leurs biens matériels vis-à-vis des actions sismiques

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure
- Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité)
- Vérification de la participation de la masse modale
- Vérification des déplacements
- L'effet P-Delta.
- les efforts normaux aux niveaux des poteaux.
- le contreventement.

1) Vérification de la participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
(Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,607779	69,7620	0,0006	0,0000	69,7620	0,0006	0,0000	0,000
2	0,349304	0,0011	69,7503	0,0000	69,7631	69,7509	0,0000	98,191
3	0,247794	0,0008	0,0007	0,0000	69,7640	69,7516	0,0000	0,001
4	0,157096	3,6133	0,0000	0,0000	73,3773	69,7516	0,0000	0,000
5	0,141497	0,0007	0,7384	0,0000	73,3779	70,4900	0,0000	0,153
6	0,133680	14,8178	0,0003	0,0000	88,1957	70,4904	0,0000	0,000
7	0,131666	0,2124	0,0081	0,0000	88,4081	70,4984	0,0000	0,001
8	0,078498	0,0002	20,2620	0,0000	88,4082	90,7604	0,0000	1,507
9	0,059715	5,6911	0,0000	0,0000	94,0993	90,7604	0,0000	0,000
10	0,056256	0,0048	0,0004	0,0000	94,1041	90,7608	0,0000	0,000
11	0,036753	2,6280	0,0001	0,0000	96,7321	90,7609	0,0000	0,000
12	0,036211	0,0002	4,9118	0,0000	96,7322	95,6727	0,0000	0,117
13	0,027060	1,6022	0,0000	0,0000	98,3345	95,6727	0,0000	0,000
14	0,025863	0,0550	0,0000	0,0000	98,3894	95,6728	0,0000	0,000
15	0,023622	0,0000	2,2545	0,0000	98,3895	97,9273	0,0000	0,017
16	0,022234	1,1232	0,0000	0,0000	99,5127	97,9273	0,0000	0,000
17	0,019620	0,4031	0,0000	0,0000	99,9157	97,9273	0,0000	0,000
18	0,018303	0,0000	1,4537	0,0000	99,9157	97,9273	0,0000	0,000

Figure. IV.1 : participation massique.

Dans la direction (x-x), on a atteint la masse participante au mode **9** ($94.0993 \geq 90\%$).
 Dans la direction (y-y), on a atteint la masse participante au mode **8** ($90.7604 \geq 90\%$).

2) Vérification de l'effort tranchant à la base

❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

➤ Coefficient d'accélération de zone (A)

Le coefficient « A » est donné par le tableau (4.1. RPA 99/ version 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage : 2} \\ \text{Zone sismique : IIa} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.15$$

➤ Coefficient de comportement global de la structure (R)

Le coefficient R est donné par le tableau (4.3 RPA 2003)..... [1] en système de contreventement mixte (portiques/voiles avec interaction), dans notre cas : **R=5**

➤ Facteur d'amplification moyen D

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{Avec : } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \quad \text{Avec } D \leq 2.5 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{Avec : } T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99 ver 2003)..... [1]

Site 3 $\longrightarrow$ $T_2=0.5$ [s] (Site meuble)

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

ξ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.

$$\text{D'ou : } \xi = 10 \% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.76 > 0,7 \text{ vérifiée.}$$

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = \min \left(C_T h_n^{3/4}, \frac{0.09 h_n}{\sqrt{L}} \right)$$

h_n : hauteur de bâtiment. ($h_n = 28,57$ m)

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage

$C_T = 0.05$ (contreventement est assuré partiellement ou totalement par voiles, RPA/ tableau 4.6).

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Sens x-x : $L_x = 24 \text{ m}$

$$T = 0.05 \times 28,57^{3/4} = 0.62 \text{ s}$$

$$T = \frac{0.09 \times 28,57}{\sqrt{24}} = 0.52 \text{ s}$$

$$T = \min (0.62, 0.52) = 0.52 \text{ s}$$

$$\text{On a: } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad D_x = 2.5 \times 0.76 \left(\frac{0.5}{0.52}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.85$$

Sens y-y : $L_y = 9,3 \text{ m}$

$$T = 0.05 \times 28,57^{3/4} = 0.62 \text{ s}$$

$$T = \frac{0.09 \times 28,57}{\sqrt{9,3}} = 0.84 \text{ s}$$

$$T = \min (0.62, 0.84) = 0.62 \text{ s}$$

$$\text{On a: } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad D_y = 2.5 \times 0.76 \left(\frac{0.5}{0.62}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.65$$

Remarque :

Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T = 0,05 \times 28,57^{3/4} = 0.62 \text{ sec}$$

D'où : $T = 1,3 \times 0.62 = 0.806 \geq T_{\text{etabs}} = 0.60 \text{ [s]}$ (Condition vérifiée).

➤ **W : poids total de la structure, donné par ETABS.**

$$W = 23687.1 \text{ KN}$$

➤ **Facteur de qualité (Q)**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

Sens x-x :

Critère q	Observé	p _q
1. condition minimal sur les files de contreventement.	NON	0.05
2. redondance en plan.	OUI	0
3. régularité en plan.	NON	0.05
4. régularité en élévation.	NON	0.05
5-contrôle de la qualité des matériaux	NON	0.05
6- contrôle de la qualité de l'exécution	NON	0.05
Q= 1.25		

Tableau IV.1 : facteur de qualité de la structure suivant x-x

Sens y-y :

Critère q	Observé	p _q
1. condition minimal sur les files de contreventement.	NON	0.05
2. redondance en plan.	OUI	0
3. régularité en plan.	NON	0.05
4. régularité en élévation.	NON	0.05
5-contrôle de la qualité des matériaux	NON	0.05
6- contrôle de la qualité de l'exécution	NON	0.05
Q= 1.25		

Tableau IV.2 : facteur de qualité de la structure suivant y-y

Calcul de l'effort tranchant à la base :

Sens x-x :

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.85 \times 1.25}{5} \quad 23687.1 = 1643.3 \text{ KN}$$

Sens y-y :

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.65 \times 1.25}{5} \quad 23687.1 = 1465.64 \text{ KN}$$

Sens	V _{calculé} (KN)	0.8 x V _{calculé}	V _{ETABS}	condition
x-x	1643.3	1314.64	1368.6	C.V
y-y	1465.64	1172.51	1629.1	C.V

3) Vérification de l'effet de la torsion d'axe (art 4.2.7 du RPA) :

D'après le **RPA99/version 2003 (article 4.3.7)**, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle -additionnelle- égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction. Soit :

C_M : centre de masse.

C_R : centre de rigidité.

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

Sens x-x :

Story	Diaphragm	XCCM	XCR	XCM-XCR	5% L_x	condition
SOUS SOL	DA1	11.988	11.935	0.053	1.2	C.V
RDC	DA2	11.989	11.952	0.037	1.2	C.V
ETG 1	DA3	11.990	11.958	0.032	1.2	C.V
ETG 2	DA4	11.990	11.963	0.027	1.2	C.V
ETG 3	DA5	11.990	11.966	0.024	1.2	C.V
ETG 4	DA6	11.990	11.967	0.023	1.2	C.V
ETG 5	DA7	11.990	11.969	0.021	1.2	C.V
TERASSE	DA8	11.998	11.970	0.028	1.2	C.V

Tableau IV.3 : vérification de l'excentricité suivant x-x

Sens y-y :

Story	Diaphragm	YCCM	YCR	YCM-YCR	5% L_y	condition
SOUS SOL	DA1	5.176	5.358	0.182	0.465	C.V
RDC	DA2	5.551	5.574	0.023	0.465	C.V
ETG 1	DA3	5.555	5.633	0.078	0.6	C.V
ETG 2	DA4	5.555	5.566	0.011	0.6	C.V
ETG 3	DA5	5.555	5.472	0.083	0.6	C.V
ETG 4	DA6	5.555	5.386	0.169	0.6	C.V
ETG 5	DA7	5.555	5.315	0.24	0.6	C.V
TERASSE	DA8	5.618	5.263	0.355	0.6	C.V

Tableau IV.4 : vérification de l'excentricité suivant y-y

4) Vérification des déplacements :

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad (\text{formule 4-19 de RPA})$$

Avec :

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

Niveaux	$\delta_X(m)$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	$\delta_Y(m)$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	1% h(m)	condition
Terrasse	0,0123	0,0012	0,0055	0,0012	0,0306	CV
Etage 6	0,0111	0,0017	0,0043	0,0007	0,0306	CV
Etage 5	0,0094	0,0016	0,0036	0,0006	0,0306	CV
Etage 4	0,0078	0,0017	0,003	0,0007	0,0306	CV
Etage 3	0,0061	0,0016	0,0023	0,0006	0,0306	CV
Etage 2	0,0045	0,0016	0,0017	0,0006	0,0306	CV
Etage 1	0,0029	0,0013	0,0011	0,0005	0,0306	CV
RDC	0,0016	0,0012	0,0006	0,0004	0,0391	CV
Sous-sol	0,0004	0,0004	0,0002	0,0002	0,0324	CV

Tableau IV.2 : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.

Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

$$\delta_{Max} \leq f = \frac{h_t}{500}$$

Avec : f : la flèche admissible.

h_t : la hauteur totale du bâtiment.

➤ Suivant E_X :

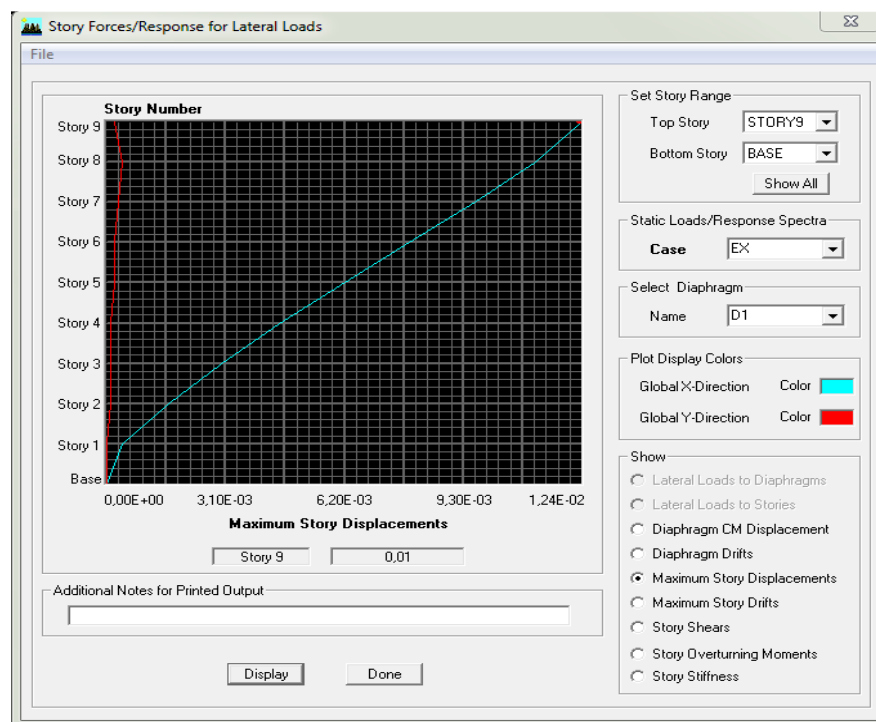


Figure IV.2 : Déplacement maximal dans le sens (xx).

$$\delta_{Max} = 0.01 \text{ m} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{28.57}{500} = 0.057 \text{ m}$$

Condition vérifiée.

➤ Suivant E_Y :

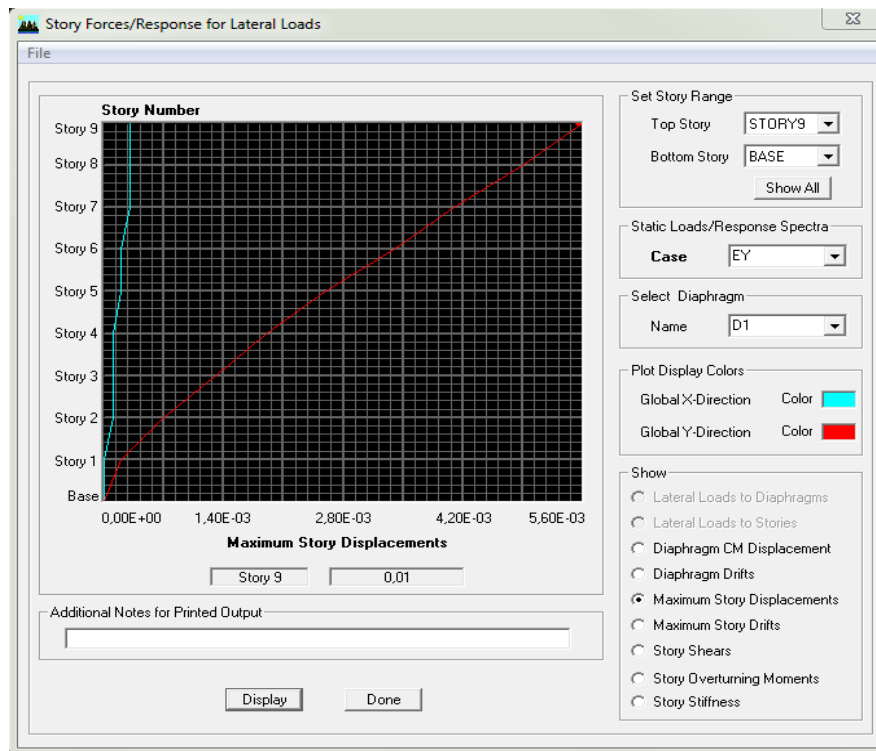


Figure IV.3 : Déplacement maximal dans le sens (yy).

$$\delta_{\text{Max}} = 0.01 \text{ m} \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{28.57}{500} = 0.057 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

5) Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux (RPA 99/version 2003 Article 7.4.3.1) :

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 :

$$V = \frac{N_d}{B f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

Pour les poteaux de (40x40) :

$$N_d = 1211 \text{ KN}$$

$$V = \frac{1211 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.3 \leq 0.3$$

Condition vérifiée.

6) Vérification de l'effet P-Δ :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ).

La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

• Le règlement RPA99/V. 2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

Tel que :

$\theta_k < 0.10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.

$0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.

$\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

h_K : hauteur de l'étage « K ».

Sens x-x :

Story	P_k (KN)	h_k (m)	Δ_{kx} (m)	V_{kx} (m)	θ_{kx}
SALLE	131.9	3.06	0,0012	26.4	0,0019
TERASSE	3121.8	3.06	0,0017	357.7	0,0048
ETG 5	5974	3.06	0,0016	615.3	0,0050
ETG 4	8826.1	3.06	0,0017	817.1	0,0060
ETG 3	11678.2	3.06	0,0016	981.4	0,0062
ETG 2	14530.3	3.06	0,0016	1110.5	0,0068
ETG 1	17382.4	3.06	0,0013	1208.1	0,0061
RDC	20564.6	3.91	0,0012	1287.0	0,0049
SOUS SOL	23233.6	3.24	0,0004	1330.2	0,0021

Tableau IV.6: Justification vis A vis de l'effet P- Δ sens x-x.

Sens y-y :

Story	P _k (KN)	h _k (m)	Δ _{ky} (m)	V _{ky} (m)	θ _{ky}
SALLE	131.9	3.06	0,0012	23.6	0,0020
TERASSE	3121.8	3.06	0,0007	433	0,0016
ETG 5	5974.0	3.06	0,0006	745.7	0,0015
ETG 4	8826.1	3.06	0,0007	968.2	0,0020
ETG 3	11678.2	3.06	0,0006	1142.5	0,0020
ETG 2	14530.3	3.06	0,0006	1291.6	0,0022
ETG 1	17382.4	3.06	0,0005	1422.7	0,0019
RDC	20564.6	3.91	0,0004	1541	0,0013
SOUS SOL	23233.6	3.24	0,0002	1603.1	0,0008

Tableau IV.7: Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens y-y.

Donc : les effets P-Delta peuvent être négligés

Etude de contreventement :

Les efforts sismiques et les charges verticales revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel ETABS à l'aide de l'option « Section Cut »

Charges sismique :

- Charges sismiques totale :
 - Sens xx : 1203.9 KN
 - Sens yy : 1770.8KN
- Charges sismiques reprise par les portiques :
 - Sens xx : 307.9KN (52.36 %)
 - Sens yy : 106.5 KN (64.98 %)
- Charges sismiques reprise par les voiles :
 - Sens xx : 1114.3 KN (47.58 %)
 - Sens yy : 1664.3 KN (35.02 %)

D'après ses résultats les sollicitations horizontales, type sismique, ne sont pas repris en totalité par les voiles, donc le bâtiment étudié sera classé dans le système de contreventement mixte portiques-voiles.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'effet P-Delta est vérifié.
- Efforts normales au niveau des poteaux sont vérifiés.



CHAPITRE V

Ferraillage des éléments

V-1-1.Ferrailage des Poteaux:

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) puis nous vérifions à l'ELS pour les cas suivants :

<i>Situation :</i>	<i>Fe (MPa)</i>	<i>fc28 (Mpa)</i>	<i>γ_b</i>	<i>γ_s</i>	<i>f_{bu} (MPa)</i>	<i>σ_s (MPa)</i>
<i>Durable</i>	400	25	1.5	1.15	14.2	348
<i>Accidentelle</i>	400	25	1.15	1	18.48	400

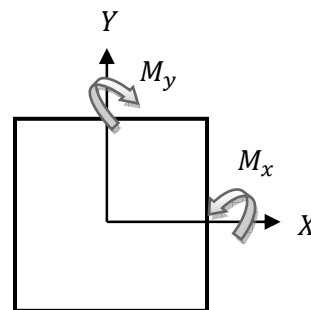
Tableau V-1-1 :Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

•Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte de trois types de sollicitations :

- ↳ Effort normal maximal et moment correspondant. Nmax - Mcorr
- ↳ Effort normal minimal et moment correspondant. Nmin - Mcorr
- ↳ Moment fléchissant maximal et effort normal correspondant. Mmax – Ncorr

M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal

M_y: moment du poteau dans le sens transversal

**Combinaisons de calcul :**

$$\begin{array}{ll}
 1.35G + 1.5Q & \longrightarrow \text{ELU} \\
 G + Q & \longrightarrow \text{ELS} \\
 \left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{array} \right\} & \longrightarrow \text{RPA99 révisé 2003}
 \end{array}$$

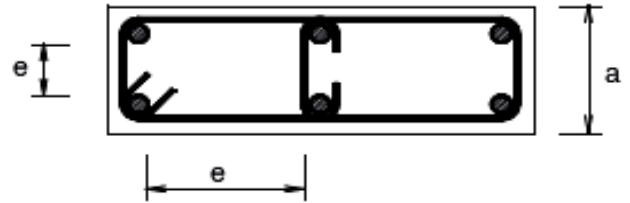
V.1-Détermination des efforts internes :

La détermination des efforts internes dans les poteaux se fera grâce à la méthode des éléments finis (MEF) en utilisant le logiciel **ETABS**

V-1-2-Recommandations du RPA 2003 :**1 Armatures longitudinales :**

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 $40 \varnothing$ (zone IIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferraillés symétriquement.
- Les jonctions par recouvrement doit être si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

**➤ Pourcentage minimal :**

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.8%** de la section du béton :

Poteaux 40x40 : $A_{s \min} = 12.8 \text{ cm}^2$

Poteaux 35x35 : $A_{s \min} = 9.8 \text{ cm}^2$

Poteaux 30x30 : $A_{s \min} = 7.2 \text{ cm}^2$

➤ Pourcentage maximal :

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

a) Zone courante :

Poteaux 40x40 : $A_{s \max} = 0.04 (40 \times 40) = 64 \text{ cm}^2$.

Poteaux 35x35 : $A_{s \max} = 0.04 (35 \times 35) = 49 \text{ cm}^2$.

Poteaux 30x30 : $A_{s \max} = 0.04 (30 \times 30) = 36 \text{ cm}^2$.

Zone de recouvrement :

Poteaux 40x40 : $A_{s \max} = 0.06 (40 \times 40) = 96 \text{ cm}^2$.

Poteaux 35x35 : $A_{s \max} = 0.06 (35 \times 35) = 73.5 \text{ cm}^2$.

Poteaux 30x30 : $A_{s \max} = 0.06 (30 \times 30) = 54 \text{ cm}^2$.

Tableau V-1-2 :Récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA

Section des poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal : $A_{\min} = 0.008 b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 b \times h$ (cm ²)	Zone courante : $A_{\max} = 0.04 b \times h$ (cm ²)
Poteau(40× 40)	12.8	96	64
Poteau (35×35)	9.8	73.5	49
Poteau (30×30)	7.2	54	36

2 Armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures Longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales

Leur calcul se fait a l'aide de la formule suivante : (**RPA 99 révisé 2003 / Art 7.4.2.2**)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales ; $f_e = 400$ [MPa].

A_t : Armatures transversales.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant :

$$\begin{cases} \rho = 2.50 & \text{si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 & \text{si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

S_t : Espacement des armatures transversales :

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(10\emptyset, 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodal.} \\ S_t \leq 15 \emptyset & \text{en zone courante.} \end{cases}$$

Avec ∅: diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

La quantité d'armatures transversales minimale :

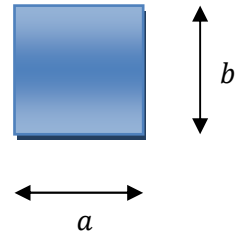
$\frac{A_t}{b \cdot S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Par interpolation entre les valeurs précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

Calcul d'élanement géométrique :

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 Ø minimum

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$



Avec : « a » et « b » représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

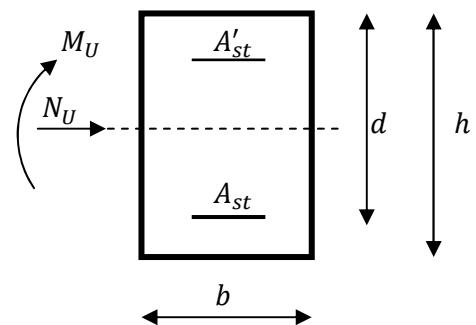
L_f : Longueur de flambement du poteau.

VI-3 Calcul du ferrailage à L'ELU :**VI-3-1 Les armatures longitudinales :****VI-3-1-1 Exposé de la méthode de calcul à l'ELU:**

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- ↪ Section partiellement comprimée (SPC).
- ↪ Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$

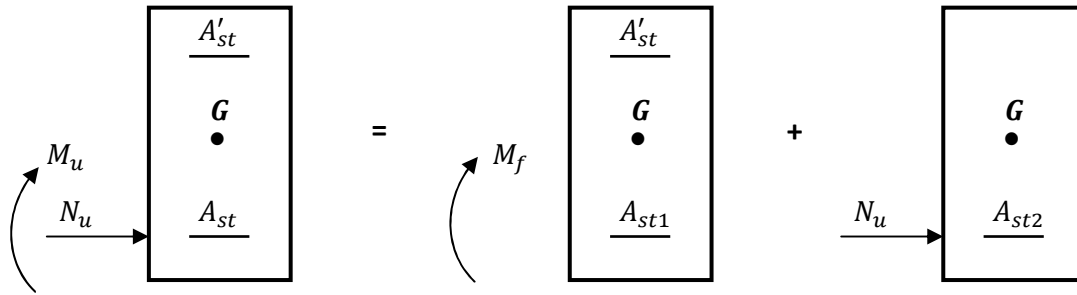
**a) Section partiellement comprimée : (SPC)**

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ (d - c') N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Avec : M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \text{ avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu \leq \mu_l = 0.392 \implies \text{la section est simplement armée (SSA)} \quad \beta$$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} ; \quad A' = 0$$

D'où la section réelle est : $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$ si l'effort est négatif.

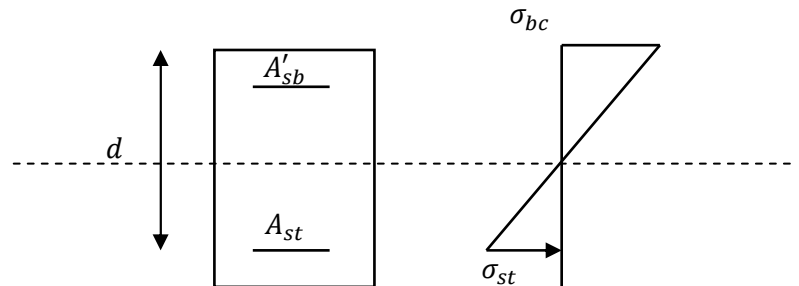
$$\text{Si } A_{st} \text{ est négative } A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}, 0.23bh \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

- Si : $\mu > \mu_l = 0.392 \implies$ la section est doublement armée (SDA).

On calcul :

$$M_r = \mu_l bd^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \text{ avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature est $A'_{st} = A'$, $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

b) Section entièrement comprimée : (SEC)

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\begin{cases} e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u(d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \end{cases}$$

Il y a deux cas possible de ferrailage, après vérification de la condition ci-dessus :

1^{er} Cas : S.S.A (Section Simplement Armée) :

$$\text{➤ Si : } N_u(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \quad A'_{st} \neq 0 \quad ; \quad A_{st} = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \Psi b h f_{bc}}{100 \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{st} = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100 M_u}{100 b h^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

2^{eme} Cas : S.D.A (Section Doublement Armée) :

$$\text{➤ Si : } N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{M_u - (d - 0.5h) b h f_{bu}}{(d - c') \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{st} = \frac{N - b h f_{bu}}{\sigma_{st}} - A'_{st}$$

$$\text{➤ Si : } e = \frac{M_u}{N_u} = 0 \text{ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état}$$

$$\text{limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : } A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_{st}}$$

Avec B : Aire de la section du béton seul
 σ_{st} : Contrainte de l'acier

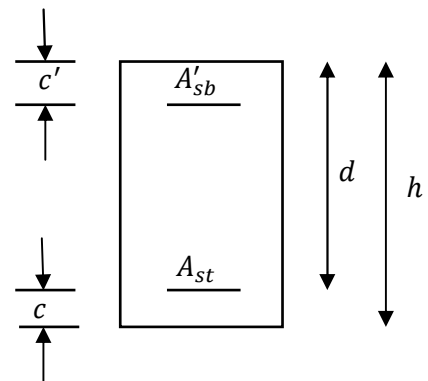
Remarque :

Nous allons ferrailer par zone ; car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

Zone I : SOUS-SOL, RDC.

Zone II : 1^{er} jusque au 3^{ème} étage, Salle machine

Zone III : du 3^{ème} étage jusque au 6^{ème} étage



-Calcul du ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique a l'aide du

Logiciel « SOCOTEC».Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

- Sens longitudinal

Zone	Sollicitations	N	Mx	Nature	Asup	Ainf	AMIN	Aadoptée	Ferrailage
Zone I (40x40)	Nmax-Mcorr	1211	9.85	SEC	(0)	0	12.8	14.2	4HA16+4HA14
	Nmin-Mcorr	112.4	5.43	SEC	(0)	0	12.8		
	Ncorr-Mmax	649.7	34.6	SEC	(0)	0	12.8		
Zone II (35x35)	Nmax-Mcorr	899.4	17.71	SEC	(0)	0	9.8	10.68	4HA14+4HA12
	Nmin-Mcorr	48.7	0.01	SEC	(0)	0	9.8		
	Ncorr-Mmax	375.2	40.62	SEC	(0)	0	9.8		
Zone III (30x30)	Nmax-Mcorr	455.5	14.66	SEC	(0)	0	7.2	9.05	8HA12
	Nmin-Mcorr	4.1	0.3	SEC	(0)	0	7.2		
	Ncorr-Mmax	137.1	40.23	SPC	/	2.8	7.2		

Tableau V.1.3 : Ferrailage des poteaux a l'ELU suivant le sens X-X

- Sens transversale :

Zone	Sollicitations	N	Mx	Nature	Asup	Ainf	Amin	Aadoptée	Ferrailage
Zone I (40x40)	Nmax-Mcorr	1211	0.16	SEC	(0)	0	12.8	14.2	4HA16+4HA14
	Nmin-Mcorr	112.4	0.31	SEC	(0)	0	12.8		
	Ncorr-Mmax	261.5	10.59	SEC	(0)	0	12.8		
Zone II (35x35)	Nmax-Mcorr	899.4	1.34	SEC	(0)	0	9.8	10.68	4HA14+4HA12
	Nmin-Mcorr	48.7	1.31	SEC	(0)	0	9.8		
	Ncorr-Mmax	349.4	19.27	SEC	(0)	0	9.8		
Zone III (30x30)	Nmax-Mcorr	455.5	0.32	SEC	(0)	0	7.2	9.05	8HA12
	Nmin-Mcorr	4.1	0.72	SPC	/	0.01	7.2		
	Ncorr-Mmax	111.5	21.19	SEC	/	0.72	7.2		

Tableau V.1.4: Ferrailage des poteaux a l'ELU suivant le sens Y-Y

↳ Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures

As (min) correspondante recommandée par le règlement « **RPA.99-V 2003** » en zone IIa.

VI-3-2 Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout Mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Les armatures transversales sont disposées dans les plans Perpendiculaires à l'axe longitudinal.

a)Diamètre des armatures transversales :

D'après le **BAEL99** Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la

Valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures

Longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{\max} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \text{ soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$\phi_L^{\max}$: Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

b) Espacements des armatures transversales: (ART 7.4.2.2 RPA 2003)

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est Fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale** : $S_t \leq \min (10\phi_L^{\min}; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$
Nous adoptons : **$S_t = 10 \text{ cm}$** .
- **Dans la zone courante** : $S_t \leq 15 \phi_L^{\min} = 18 \text{ cm}$
Nous adoptons **$S_t = 15 \text{ cm}$** .

Avec : $\phi_L = 12 \text{ mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

✓ **Vérification de la quantité d'armatures transversales**

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$

Calcul de λ_g et de $A_{t \min}$:

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7L_0}{a}$$

Si : $\lambda_g \geq 5$ 0.3% (RPA .4.2.2)

$\lambda_g \leq 3$ 0.8%

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau. $L_f = 0.707 \times l_0$

a : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Poteaux (40x40)

• **SOUS-SOUL $l_0 = 3.24 \text{ m}$**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7L_0}{a} = \frac{2.268}{0.4} = 5.67 \longrightarrow \lambda_g > 5 \longrightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.3\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_{t \min} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_{t \min} = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Poteaux (40x40)**• RDCl₀=3.91m**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7L_0}{a} = \frac{2.737}{0.4} = 6.84 \longrightarrow \lambda_g > 5 \longrightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.3\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_{tmin} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_{tmin} = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Poteaux (35x 35) :**• 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage l₀=3.06m**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7L_0}{a} = \frac{2.142}{0.35} = 6.12 \longrightarrow \lambda_g > 5 \longrightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.3\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_{tmin} = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_{tmin} = 0.003 \times 35 \times 15 = 1.575 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Poteaux (30x 30) :**• 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage l₀=3.06m**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7L_0}{a} = \frac{2.142}{0.30} = 7.14 \longrightarrow \lambda_g > 5 \longrightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.3\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_{tmin} = 0.003 \times 30 \times 10 = 0.9 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_{tmin} = 0.003 \times 30 \times 15 = 1.35 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Conclusion : les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées avec un cadre et un losange de T8 de sections transversales : (4Ø8 = 2.01cm²)

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum 10 Ø_{t min} = 8cm.

• Longueur de recouvrement L_r = 40 Ø_L^{min} = 40 × 1.2 = 48cm

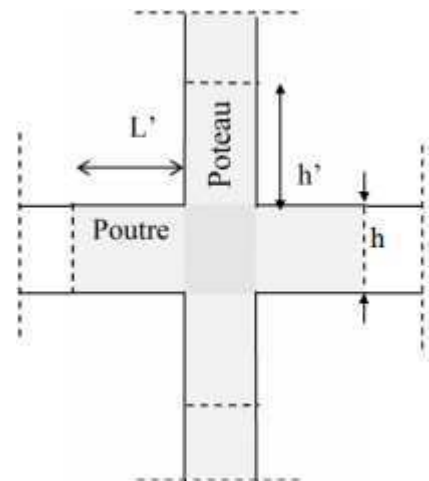
❖ Délimitation de la zone nodale :

- Au niveau des poutres : L' = 2 × h ; tel que : h est la hauteur de la poutre
- Au niveau des poteaux :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} \right)$$

h₁ et b₁ : sont les dimensions du poteau

h_e : hauteur entre nus des poutres



$$h' = \max \left(\frac{289}{6}; 40; 40; 60\text{cm} \right) = 60 \text{ cm}$$

On aura : $h' = 60 \text{ cm}$

Remarque

Les cadres d'armatures transversales doit être disposé a 5cm au plus du nu d'appui

•Longueur d'ancrage : (*BAEL91/Art : A.6.1.221*) :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} ; \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

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

$\Psi_s = 1.5$ pour les aciers a haute adhérence.

$$\text{Pour les HA12 : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 42.33 \text{ cm; on prend : } l_s = 45\text{cm,}$$

$$\text{Pour les HA14 : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 49.38 \text{ cm; on prend : } l_s = 50\text{cm}$$

$$\text{Pour les HA16 : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 56.44 \text{ cm; on prend : } l_s = 60\text{cm}$$

•Vérification au cisaillement : [*RPA Art 7-4-3-2*].

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho d f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho d = 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho d = 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Zone	Niveau	Vu (KN)	B (cm)	D (cm)	λ_g	ρd	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$	vérification
I	Sous sol	18.7	40	37,5	5.76	0.075	0.12	1	cv
I	RDC	16.2	40	32,5	6.84	0.075	0.11	1	cv
II	1 ^{er} ou 3 ^{eme} etg	27.8	35	32,5	6.12	0.075	0.24	1	cv
III	4 ^{eme} ou 6 ^{eme}	27.5	30	27,5	7.14	0.075	0.33	1	cv

Tableau V.1.5 : Vérification des efforts tranchants dans les poteaux.

VI-4 Vérifications à l'ELS :

•Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

1) Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_a \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455.d}{e_s - 0.185.d} \times b \times d$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableaux V.1.6 : Ferrailage des poteaux a l'ELS.

- Sens longitudinal :

Zone	Sollicitations	N (ELS)	Mx (ELS) (KN)	es (m)	Amin (cm ²)	Aadoptée (cm ²)	obs
Zone I	Nmax-Mcorr	876.3	6.92	0.008	4.68	22.5	cv
	Nmin-Mcorr	155	8.98	0.058	17.25	22.5	cv
	Ncorr-Mmax	473.1	24.53	0.052	11.89	22.5	cv
Zone II	Nmax-Mcorr	651.9	12.68	0.019	4.23	18.225	cv
	Nmin-Mcorr	67.9	0.11	0.002	3.36	18.225	cv
	Ncorr-Mmax	272.3	29.26	0.107	0.00	18.255	cv
Zone III	Nmax-Mcorr	330.5	10.51	0.032	4.73	14.4	cv
	Nmin-Mcorr	4.6	0.51	0.111	0.00	14.4	cv
	Ncorr-Mmax	99.8	29	0.291	0.70	14.4	cv

- Sens transversal :

Zone	sollicitations	N (ELS)	Mx (ELS) (KN)	es (m)	Amin (cm ²)	Aadoptée (cm ²)	Obs
Zone I	Nmax-Mcorr	876.3	0.11	0.00	4.36	22,5	cv
	Nmin-Mcorr	155	0.42	0.003	4.46	22,5	cv
	Ncorr-Mmax	191	7.64	0.04	7.82	22,5	cv
Zone II	Nmax-Mcorr	651.9	0.96	0.001	3.35	18,225	cv
	Nmin-Mcorr	67.9	1.88	0.028	4.95	18,225	cv
	Ncorr-Mmax	254.6	13.98	0.055	13.63	18,225	cv
Zone III	Nmax-Mcorr	330.5	0.24	0.001	2.42	14,4	cv
	Nmin-Mcorr	4.6	1.18	0.257	0.65	14,4	cv
	Ncorr-Mmax	81.7	15.4	0.188	0.48	14,4	cv

2) Vérification d'une section partiellement comprimée

Pour vérifier les contraintes du béton on doit calculer :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec :

y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y^3 + py + q = 0$

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$P = -3l_c^2 - \frac{90A_s'(l_c - c')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - l_c)$$

$$P = -2l_c^3 - \frac{90A_s'(l_c - c')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - l_c)^2$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

Si $\Delta < 0$ l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) ; y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 120\right) ; y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 240\right)$$

Avec :

$$a = 2\sqrt[3]{\frac{-p}{3}} \quad \text{et} \quad \alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt[3]{\frac{-3}{p}}\right)$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l_c < h$$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15[A_u(d - y_1)^2 + \overline{A_u}(y_1 - d')^2]$$

3) Vérification des contraintes de compression dans le béton :

(Art. A.4.5.2/BAEL91)

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

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

4) Vérification d'une section entièrement comprimée

On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = b.h + 15.(A_1 + A_2)$

On détermine la position du centre de gravité résistante qui est située à une distance X_G au-dessus du CDG géométrique.

$$X_G = \frac{A_1 (0.5h - c') - A_2 (d - 0.5h)}{b.h + 15(A_1 + A_2)}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15[A_1(0.5h - c' - X_G)^2 + A_2(d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}}(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}}(e_s - X_G)(\frac{h}{2} + X_G)}{I}$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section

Partiellement comprimée.

On vérifie que la plus grande de ces contraintes ne dépasse pas la contrainte admissible du béton.

$$\text{Max} (\sigma_{\text{sup}}, \sigma_{\text{inf}}) \leq \overline{\sigma}_{\text{bc}}$$

5) vérification des contraintes

- Sens longitudinal

ZONE	N (KN)	M (KN.m)	σ_{as} (MPa)	σ_{ai} (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bs} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$A_s=A_i$ (Cm ²)	OBS
1	876.3	6.92	81.1	67.7	348	5.49	4.43	15	5.56	CV
	155	8.98	21.9	4.4	348	1.56	0.19	15		CV
	473.1	24.53	64.1	16.2	348	4.55	0.8	15		CV
2	651.9	12.68	90.6	54.2	348	6.29	3.36	15	4.21	CV
	67.9	0.11	7.69	7.38	348	0.52	0.49	15		CV
	272.3	29.26	76	-24.8	348	5.76	0	15		CV
3	330.5	10.51	72.5	26.5	348	5.22	1.38	15	3.39	CV
	4.6	0.51	1.97	-1.12	348	0.16	0	15		CV
	99.8	29	92.6	-223.2	348	9.38	0	15		CV

- Sens transversale

ZONE	N (KN)	M (KN.m)	σ_{as} (MPa)	σ_{ai} (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bs} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$A_s=A_i$ (Cm ²)	obs
1	876.3	0.11	74.5	74.3	348	4.97	4.95	15	5.56	CV
	155	0.42	13.6	12.7	348	0.91	0.85	15		CV
	191	7.64	23.7	8.77	348	1.67	0.5	15		CV
2	651.9	0.96	73.7	71	348	4.94	4.71	15	4.21	CV
	67.9	1.88	10.2	4.84	348	0.72	0.29	15		CV
	254.6	13.98	48.3	8.21	348	3.5	0.27	15		CV
3	330.5	0.24	50	49	348	3.34	3.26	15	3.39	CV
	4.6	1.18	4	-8.18	348	0.37	0	15		CV
	81.7	15.4	55	-82.2	348	4.81	0	15		CV

V.2- Ferrailage des poutres :

Poutre principale et poutre secondaire :

Les poutres sont des éléments sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible. Elles seront ferrillées en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables :

- Accidentelles (G+Q+E et 0.8G+E) en suivant les règles *du RPA2003*

Ensuite, nous effectuerons les vérifications à l'**ELU** et à l'**ELS**

- ELU : $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS : $G + Q$

V.2.1Recommandations du RPA99 version 2003 :

a) Armatures longitudinales: (Art7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 25 = 3.75 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : 4% en zone courante ; et de 6% en zone de recouvrement.

♣ En zone courante :

Poutres principales : $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 25 = 30 \text{ cm}^2$.

♣ En zone de recouvrement :

Poutres principales : $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 25 = 45 \text{ cm}^2$.

La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (**Zone IIa**).

L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

Nous devons avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b) Armatures transversales :(Art7.5.2.2)

-La quantité minimale des armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

-L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\emptyset \right)$ en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale).

Avec :

- $\emptyset$: Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Disposition constructive :

Conformément au **CBA 93** annexe E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

- $\frac{1}{5}A$: De la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}A$: De la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

Remarque :

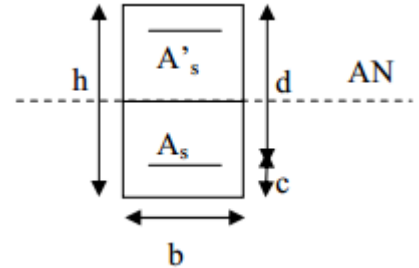
Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

V.2.2 Ferraillage des poutres a l'ELU :**Armatures longitudinales :**

Dans le cas d'une flexion simple, nous avons les étapes suivantes :

Soit :

- A_s : La section d'armatures tendues
- A_s' : La section d'armatures comprimées



Avec :

h : hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

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

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

❖ Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :

M_u : le moment de flexion supporté par la section

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

$\gamma_b = 1.5$ (situation durable)

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

Nous comparons les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

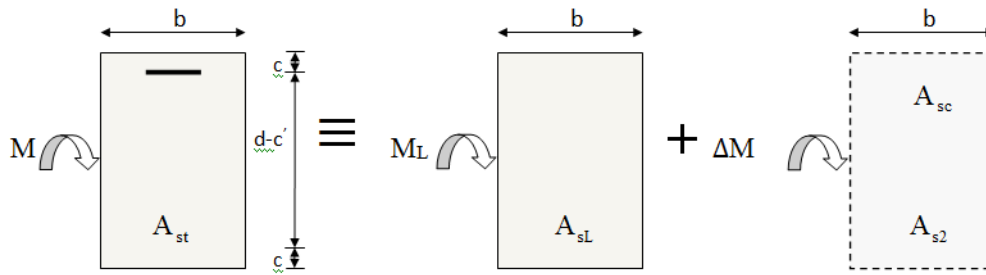
➤ **1er cas** : si $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ la section simplement armée (SSA), c'est-à-dire la section ne comprendra que des aciers tendus, alors :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Tel que : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

➤ **2ème cas** : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ **Section doublement armée (SDA)**

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Disposition des armatures SDA

Calcul des armatures longitudinales et les appuis :

Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées résultant des combinaisons des charges les plus défavorables obtenues par les calculs et le chemin ci-dessus illustre les démarches.

1. Etude des poutres principales:

	Zone	Section	M(Kn.m)	μ	Obs	β	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	Choix armatures	$A_{ado}(cm^2)$
EN TRAVÉE	I	35×30	42,44	0,094	SSA	0,951	3,95	5,25	3HA14	4,62
	II	35×30	29,79	0,066	SSA	0,966	2,73	5,25	3HA14	4,62
	III	35×30	35,62	0,079	SSA	0,9585	3,28	5,25	3HA14	4,62
AUX APPUI	I	35×30	49,86	0,110	SSA	0,942	4,68	5,25	3HA12+3HA14	8,01
	II	35×30	58,51	0,130	SSA	0,9395	5,50	5,25	3HA12+3HA14	8,01
	III	35×30	76,08	0,170	SSA	0,906	7,42	5,25	3HA12+3HA14	8,01

Tableau V.2.1: ferrailage des poutres principales

2. Etude des poutres secondaires:

	Zone	Section	M(Kn.m)	μ	Obs	β	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	Choix armatures	$A_{ado}(cm^2)$
EN TRAVEE	I	30×25	23,33	0,087	SSA	0,9545	2,55	3,75	3HA14	4,62
	II	30×25	35,28	0,130	SSA	0,930	3,96	3,75	3HA14	4,62
	III	30×25	36,01	0,134	SSA	0,928	4,05	3,75	3HA14	4,62
AUX APPUI	I	30×25	34,18	0,127	SSA	0,9315	3,83	3,75	3HA12+2HA14	6,47
	II	30×25	50,78	0,189	SSA	0,8945	5,93	3,75	3HA12+2HA14	6,47
	III	30×25	52,50	0,196	SSA	0,890	6,16	3,75	3HA12+2HA14	6,47

Tableau. V.2.2: ferrailage des poutres secondaires**Vérification à l'ELU :**

Les vérifications à effectuées sont les suivantes :

a) Condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1) :

La section minimale des armatures longitudinales est :

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28}=0.6+0.06f_{c28}$$

- Pour les poutres principales (30 × 35) : $A_{min} = 1.166 \text{ cm}^2$.
- Pour les poutres secondaires (25 × 30) : $A_{min} = 0.830 \text{ cm}^2$.

$A_{adop} > A_{min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le **RPA**.

b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant : (BAEL 91 Art A.5.1.21) :

Les poutres soumises à des efforts tranchants ; sont justifiées vis-à-vis des états ultimes, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u » ;

prise conventionnellement égale à : $\tau = \frac{T_u^{max}}{bd}$

Avec : T_{max} : effort tranchant max a l'ELU

Poutres principales (30x35) :

$$T_u = 99,8 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \tau_u = \frac{99,8 \times 10^3}{300 \times 325} = 1.02 \text{ MPa}$$

Poutres secondaire (25×30) :

$$T_u = 81 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = \frac{81 \times 10^3}{250 \times 275} = 1.18 \text{ MPa}$$

Etat limite ultime du béton de l'âme (BAEL 91 Art A.5.1.21) :

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bxd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa}$$

- Poutres principales : $\tau_u = 1.02 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- Poutres secondaires: $\tau_u = 1.18 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL91 Art A.5.1.32):

- Influence sur le béton :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

- **Poutres principales :**

$$T_u = 99.8 \text{ KN} < \bar{T}_u = 585 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

- **Poutres secondaires :**

$$T_u = 81 \text{ KN} < \bar{T}_u = 412.5 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

- Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

(Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{Mu}{0.9d} > 0$; on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à : $T_u - \frac{Mu}{0.9d}$

$$\text{D'où : } A_s \geq \frac{1.15}{f_c} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$- \text{ Poutres principales : } T_u - \frac{Mu}{0.9d} = 99.8 - \frac{76.08}{0.9 \times 0.325} = -160.30 < 0$$

$$- \text{ Poutres secondaires : } T_u - \frac{Mu}{0.9d} = 81 - \frac{52.50}{0.9 \times 0.275} = -131.12 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :

(Art. A.6.1, 3/ BAEL91 modifié en 99)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa.}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

U_i : est le périmètre des aciers.

- **Poutres principales : $T_{u \max} = 99.8 \text{ KN}$**

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 1.2 + 3 \times 3.14 \times 1.4 = 24.492 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{99.8 \times 10}{0.9 \times 32.5 \times 24.492} = 1.39 \text{ MPa.}$$

- **Poutres secondaires : $T_{u \max} = 81 \text{ KN}$**

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 1.2 + 2 \times 3.14 \times 1.4 = 20.096 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{81 \times 10}{0.9 \times 27.5 \times 20.096} = 1.63 \text{ MPa.}$$

- **Poutres principales : $\tau_{se} = 1.39 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition d'adhérence est vérifiée.}$**
- **Poutres secondaires : $\tau_{se} = 1.63 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition d'adhérence est vérifiée.}$**

d) Ancrage des aciers :

- Condition d'équilibre :

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime fixée à :

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

- Calcul de la longueur de scellement des barres:

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_{se}}$$

- Pour $\emptyset 12$: $l_s = 42.33 \text{ cm.}$

- Pour $\emptyset 14$: $l_s = 49.38 \text{ cm.}$

- Pour $\emptyset 16$: $l_s = 56.44 \text{ cm.}$

Les règles du (Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encrée, mesuré hors crochet, est au moins égale à $0.4 l_s$ pour les aciers **H.A.**

- Pour $\emptyset 12 : l_a = 16.93 \text{ cm.}$
- Pour $\emptyset 14 : l_a = 19.75 \text{ cm.}$
- Pour $\emptyset 16 : l_a = 22.58 \text{ cm.}$

a) Calcul des armatures transversales : (A.2.12/ BAEL91 modifié 99)

Le diamètre des armatures transversales est :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

Φ_l : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales

Soit : $\emptyset_t = 8$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4HA 8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

• Calcul des espacements :

– Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_L; 30\right\} = \min\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1.2; 30\right\}$$

$$S_t = \min(8.75 \text{ cm}; 14.4 \text{ cm}; 30) = \mathbf{8.75 \text{ cm}}$$

Pour les poutres principales : $S_t = 8 \text{ cm}$

Pour les poutres secondaires : $S_t = 8 \text{ cm}$

– Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

Pour les poutres principales $S_t = 15 \text{ cm}$

Pour les poutres secondaires $S_t = 15 \text{ cm}$

• Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left\{\frac{he}{6}; b_1; h_1; 60\right\} \text{ cm}$$

h : Hauteur des poutres.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

he : hauteur entre nus des poutres.

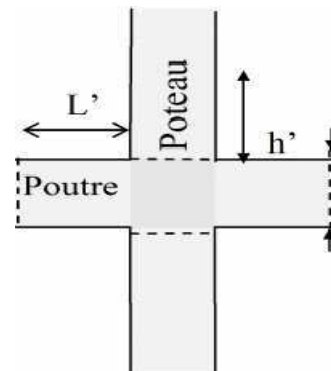


Figure. V.1 : Zone nodale

Les poutres :

- ✓ Poutres principales : $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$.
- ✓ Poutres secondaires: $L' = 2 \times 30 = 60\text{cm}$.

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

- Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:
La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\% S_t \times b$$

$$A_{\min} = 1.35\text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01\text{cm}^2 \text{ poutres principales}$$

$$A_{\min} = 1.125\text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01\text{cm}^2 \text{ poutres secondaires}$$

Vérifications à l'ELS :

- a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

- b) Etat limite de déformation du béton en compression :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\checkmark \sigma_{bc} = K \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Avec } \rho_1 = \frac{100A}{b_0 d}$$

$$\checkmark \bar{\sigma}_{st} = 348\text{MPa}$$

Et à partir des tableaux, nous extrairons les valeurs de β_1 et K .

La contrainte dans l'acier est :

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

➤ **Avec :** A : Armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

- **Poutre principale :**

Tableau .V.2.3: vérifications des poutres principales à ELS

	Zone	SECTION	Ms _{max}	A adopté	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _s [Mpa]	σ _{bc} [Mpa]	σ _{bc} bar [Mpa]	obs
En travée	1	35×30	60,1	4,62	0,474	0,89583217	32,621	446,810	13,697	15	vérifiée
	2	35×30	58,2	4,62	0,474	0,89583217	32,621	432,684	13,264	15	vérifiée
	3	35×30	61,1	4,62	0,474	0,89583217	32,621	454,244	13,925	15	vérifiée
Aux appuis	1	35×30	60,3	8,01	0,560	0,87055656	23,461	266,075	11,341	15	vérifiée
	2	35×30	49,8	8,01	0,560	0,87055656	23,461	219,744	9,367	15	vérifiée
	3	35×30	52,1	8,01	0,560	0,87055656	23,461	229,893	9,799	15	vérifiée

- **Poutre secondaire :**

Tableau. V.2.4 : vérifications des poutres secondaires à ELS

	Zone	SECTION	Ms _{max}	A adopté	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _s [Mpa]	σ _{bc} [Mpa]	σ _{bc} bar [Mpa]	obs
En travée	1	30×25	19,7	4,62	0,672	0,88021429	26,670	176,158	6,605	15	vérifiée
	2	30×25	22,9	4,62	0,672	0,88021429	26,670	204,773	7,678	15	vérifiée
	3	30×25	24,5	4,62	0,672	0,88021429	26,670	214,609	8,047	15	vérifiée
Aux appuis	1	30×25	19,6	6,47	0,941	0,86378469	21,501	127,530	5,931	15	vérifiée
	2	30×25	37,7	6,47	0,941	0,86378469	21,501	245,301	11,409	15	vérifiée
	3	30×25	47,1	6,47	0,941	0,86378469	21,501	306,463	14,254	15	vérifiée

Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

❖ **vérification de la flèche :**

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens. *BAEL99* (A.6.5.2)

$$f < \bar{f} = \frac{L_{max}}{500} \quad (\bar{f}: \text{fleche donnee par L'ETABS})$$

➤ **Poutre principale :**

$$0,339\text{cm} < \frac{400}{500} = 0,80 \text{ cm} \quad \text{condition vérifier}$$

➤ **Poutre secondaire :**

$$0,299\text{cm} < \frac{375}{500} = 0,75 \text{ cm} \quad \text{condition vérifier}$$

V-3-1 FERRAILLAGE DES VOILES :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. C'est pour cela que le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitations (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

V-3-2 Combinaison d'action :

Les combinaisons à prendre en comptes sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91 :} \quad \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \end{array}$$

$$\text{Selon le RPA version 2003 :} \quad \begin{array}{l} G+Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array}$$

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- Zone I : S-Sol et RDC
- Zone II : 1, 2 et 3^{ème} étage.
- Zone III: 4, 5 et 6^{ème} étage.

V-3-3 Ferrailage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de **RDM** qui se fait pour une bande de largeur (d).

❖ Exposé de la méthode des bandes:

La méthode des tronçons consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : section du voile $B = e \times L$.

I : inertie du voile.

V, V' : bras de levier ($V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$).

Note :

Le ferraillage des voiles se fera comme celui des poteaux, par zone, il se fera en fonction de l'épaisseur des voiles et de la section des raidisseurs de ces voiles car il est possible d'adopter le même ferraillage pour certains niveaux.

❖ **Découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur(d):**

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2L_c}{3} \right) \quad (\text{Art -7-7-4. RPA 99})$$

Avec :

- $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L$
- L_t : longueur tendue = $L - L_c$

L_c : Longueur de la zone comprimée

h_e : Hauteur d'étage.

L_t : Longueur de la zone tendue.

1/ détermination des armatures :

Selon les contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

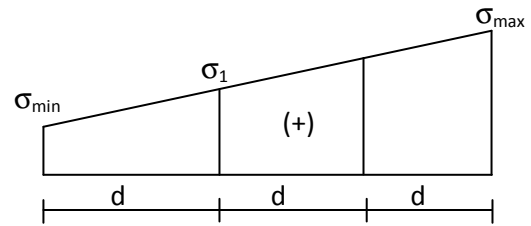
- Section entièrement comprimée(SEC).
- Section partiellement comprimée(SPC).
- Section entièrement tendue(SET).

a)- Armatures verticales :**➤ 1^{er} cas : Section entièrement comprimée (SEC) :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

e : épaisseur du voile.



La section d'armature est calculée comme suit :

Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s (2\text{‰})}$$

Avec :

$$B = d \times e.$$

$$f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$\sigma_{s(2\text{‰})}$: Contrainte dans les aciers correspondante à un raccourcissement de 2‰
 $2\text{‰} \Rightarrow \sigma_{s(2\text{‰})} = 348 \text{ MPa}.$

Armatures minimales : (BAEL 91)

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$0,2 \text{ ‰} \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\text{‰}$$

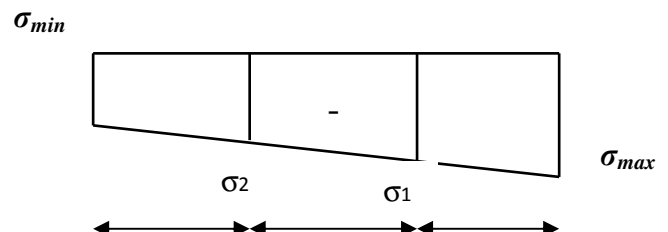
➤ 2^{er} cas : Section entièrement tendue (SET) :**Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s (2\text{‰})}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{s(2\text{‰})} = 348 \text{ MPa}.$$

Armatures minimales : (BAEL 91)

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B \times f_{t28}}{f_e} ; 0,002 \times B \right)$$



➤ **3^{ème} cas : Section partiellement comprimée (SPC) :**

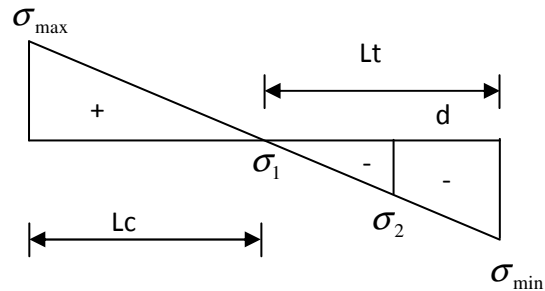
$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{L_t}$$

Avec : $L_t = L - L_c$

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$



La section d'armateur est calculée comme suit :

Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa} .$$

Armatures minimales :

- D'après le BAEL 91 : $A_{\min} = 0.23B \frac{f_{c28}}{f_e} \text{ (cm}^2\text{)}$
- D'après le RPA 99 : $A_{\min} = 0.25 \% B \text{ (cm}^2\text{)}$

$$\text{Donc : } A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 B f_{t28}}{f_e} ; 0.005B \right)$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu.

- Exigences de **RPA 2003 (article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

b)- Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposée de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

La section d'armature est donnée par les formules suivantes :

❖ D'après le RPA 99 version 2003 :

$A_H \geq 0,15 \% B$ Globalement dans la section du voile.

$A_H \geq 0,10 \% B$ En zone courante.

❖ D'après le BAEL91modifiée99 :

$$A_H \geq \frac{A_V}{4}$$

Avec : A_V : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

c)- Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est calculée avec la formule :

$$A_{vj} = \frac{1,1 \times \bar{V}}{f_c} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1,4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

d)- Armatures transversales :

Ce sont généralement des épingles reliant les deux nappes d'armatures verticales dont le rôle est d'empêcher le flambement de ces derniers.

D'après le **RPA 99/Version 2003**, les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré.

e)- Les potelets :

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins **4 HA10 (RPA 99)**.

Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

Dans ce cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

f)- Dispositions constructives :

- **Espacement constructive** : (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

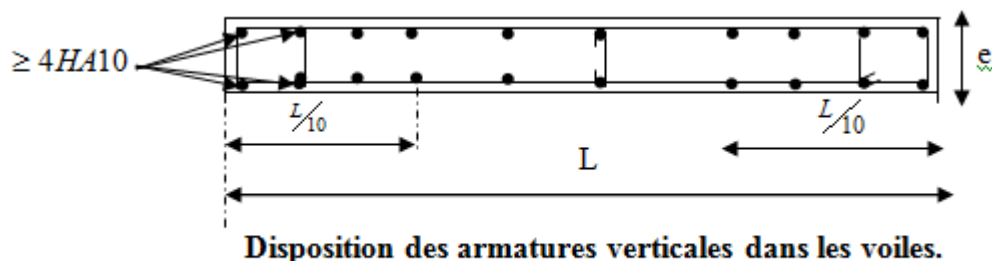
L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e; 30\text{cm}\} \dots\dots\dots (\text{Art 7.7.4.3 RPA 2003})$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement 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** : (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

La longueur de recouvrement doit être égale à :

- 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 l'action de toutes les combinaisons possibles de charges

Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

2/Vérifications :

- **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

Avec : $N_s = G + Q$ (effort normal maximal de service)

B : section du béton.

$A = A_v$: section d'armatures adoptées.

- **Vérification de la contrainte au cisaillement :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée :

- **Selon le RPA 99/Ver 2003** : (Art : 7.7.2)

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1,4 \times V_u$$

Avec : e : épaisseur du voile.

$d = 0,9 h$: hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

- **Selon le BAEL 91** :

$$\tau_u = \frac{T}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 3,26 \text{ Mpa} \quad (\text{Avec : } \gamma_b = 1.15).$$

V.3.2 Calcul de ferrailage :

	Zone	I	II	III
	H poutre (m)	0,35	0,35	0,35
	Hauteur d'étage (m)	3,24	3,06	3,06
	L (m)	4,00	4,00	4,00
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	h (m)	2,89	2,71	2,71
	B (m ²)	0,8	0,8	0,8
Sollicitation de calcul	T(kN)	152,5	147	119,200
	N _s (kN)	2233,9	1751,4	939,50
	V _u (kN)	213,5	205,8	166,880
	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)	4864,800	3978,000	3344,200
	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)	2405,900	2142,300	2505,700
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	σ_s (kN/m ²)	348,00	348,00	348,00
	L _c	2,68	2,60	2,29
	L _t	1,32	1,40	1,71
	d	1,45	1,36	1,36
	d _{adopte}	0,66	0,70	0,86
	d ₂ = L _t - d _{adop}	0,66	0,70	0,86
	σ_1	1202,950	1071,150	1252,850
	N ₁	238,84	224,96	321,98
	N ₂	79,61	74,99	107,33
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	6,86	6,46	9,25
	A _{v2} /bande (cm ²)	2,29	2,15	3,08
	A _{vi} (cm ²)	5,87	5,66	4,59
	A' _{v1} /bande (cm ²)	8,33	7,88	10,40
	A' _{v2} /bande (cm ²)	3,76	3,57	4,23
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)	6,95	7,35	8,99
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)	18,46	13,56	13,56
	A' _{v2} adopté (cm ²)	12,3	9,04	9,04
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x6HA14	2x6HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x4HA14	2x4HA12
	S _t Max	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	11	11
		Bande 2	17	17
Armatures horizontales	A _H (cm ²)	12,00	12,00	12,00
	A _H adopté (cm ²)	15,83	15,83	15,83
	choix de la section	14HA12	14HA12	14HA12
	Espacement S _t (cm)	20	20	20
Armatures transversales	A _t adoptées	4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	0,297	0,286
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u	0,212	0,204
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	0,028	0,022

Tableau V.3.1.Ferrailage des voiles transversaux VT1

	Zone	I	II	III
	H poutre (m)	0,35	0,35	0,35
	Hauteur d'étage (m)	3,24	3,06	3,06
	L (m)	1,85	1,85	1,85
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	h (m)	2,89	2,71	2,71
	B (m ²)	0,37	0,37	0,37
	T(kN)	9,00	6,50	8,40
Sollicitation de calcul	N _S (kN)	1013,80	796,40	425,10
	Vu (KN)	12,60	9,10	11,76
	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)	2119,5	1977	2132,6
	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)	993	821	1855
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	σ_s (kN/m ²)	348,00	348,00	348,00
	L _c	1,26	1,31	0,99
	L _t	0,59	0,54	0,86
	d	0,84	0,87	0,66
	d _{adopte}	0,30	0,27	0,43
	d ₂ = L _t - d _{adop}	0,30	0,27	0,43
	σ_1	496,50	410,50	927,50
	N ₁	43,65	33,43	119,73
	N ₂	14,65	11,14	39,91
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	1,26	0,96	3,44
	A _{v2} /bande (cm ²)	0,42	0,32	1,15
	A _{vi} (cm ²)	0,35	0,25	0,32
	A' _{v1} /bande (cm ²)	1,35	1,02	3,52
	A' _{v2} /bande (cm ²)	0,51	0,38	1,23
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)	3,10	2,85	4,52
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)	9,24	6,78	6,78
	A' _{v2} adopté (cm ²)	6,16	4,26	4,26
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x3HA14	2x3HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x2HA14	2x2HA12
	S _t Max	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10
		Bande 2	14	14
Armatures horizontales	A _H (cm ²)	5,55	5,55	5,55
	A _H adopté (cm ²)	8,63	8,63	8,63
	choix de la section	11HA10	11HA10	11HA10
	Espacement S _t (cm)	29	27	27
Armatures transversales	A _t adoptées	4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	0,038	0,027
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u	0,027	0,020
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	0,027	0,022

Tableau V.3.2.Ferrailage des voiles transversaux VT2

	Zone		I	II	III
	H poutre (m)		0,35	0,35	0,35
	Hauteur d'étage (m)		3,24	3,06	3,06
	L (m)		3,45	3,45	3,45
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	h (m)		2,89	2,71	2,71
	B (m ²)		0,69	0,69	0,69
Sollicitation de calcul	T(kN)		134,100	131,000	106,600
	N _S (kN)		1812,20	1436,70	753,20
	Vu (KN)		187,740	183,400	149,240
	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)		4662,600	3515,300	2410,400
	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)		2465,000	2069,900	2521,400
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	σ_s (kN/m ²)		348,00	348,00	348,00
	L _c		2,26	2,17	1,69
	L _t		1,19	1,28	1,76
	D		1,45	1,36	1,12
	d _{adopte}		0,60	0,64	0,88
	d ₂ = L _t - d _{adon}		0,60	0,64	0,88
	σ_1		1232,500	1034,950	1260,700
	N ₁		220,58	198,49	333,55
	N ₂		73,53	66,16	111,18
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		6,34	5,70	9,58
	A _{v2} /bande (cm ²)		2,11	1,90	3,19
	A _{vi} (cm ²)		5,16	5,04	4,10
	A' _{v1} /bande (cm ²)		7,63	6,96	10,61
	A' _{v2} /bande (cm ²)		3,40	3,16	4,22
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		6,26	6,71	9,26
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		12,30	9,04	9,04
	A' _{v2} adopté (cm ²)		9,24	6,78	6,78
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x4HA14	2x4HA12	2x4HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x3HA14	2x3HA12	2x3HA12
	S _t Max		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	15
		Bande 2	20	20	20
Armatures horizontales	A _H (cm ²)		10,35	10,35	10,35
	A _H adopté (cm ²)		10,99	10,99	10,99
	choix de la section		14HA10	14HA10	14HA10
	Espacement S _t (cm)		20	20	20
Armatures transversales	A _t adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	0,302	0,295	0,240
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u	0,216	0,211	0,172
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	0,026	0,021	0,011

Tableau V.3.3. Ferrailage des voiles transversaux VT3

	Zone	I	II	III
	H poutre (m)	0,30	0,30	0,30
	Hauteur d'étage (m)	3,24	3,06	3,06
	L (m)	3,20	3,20	3,20
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	h (m)	2,94	2,76	2,76
	B (m ²)	0,64	0,64	0,64
	T(kN)	9,900	5,600	16,100
Sollicitation de calcul	N _S (kN)	870,80	655,00	363,70
	V _u (KN)	13,860	7,840	22,540
	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)	5071,300	3323,600	2878,300
	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)	2500,500	1645,800	2395,500
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	σ_s (kN/m ²)	348,00	348,00	348,00
	L _c	2,14	2,14	1,75
	L _t	1,06	1,06	1,45
	d	1,43	1,36	1,16
	d _{adopte}	0,53	0,53	0,73
	d ₂ = L _t - d _{adon}	0,53	0,53	0,73
	σ_1	1250,250	822,900	1197,750
	N ₁	198,18	130,82	261,14
	N ₂	66,06	43,61	87,05
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	5,69	3,76	7,50
	A _{v2} /bande (cm ²)	1,90	1,25	2,50
	A _{vi} (cm ²)	0,38	0,22	0,62
	A' _{v1} /bande (cm ²)	5,79	3,81	7,66
	A' _{v2} /bande (cm ²)	1,99	1,31	2,66
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)	5,55	5,56	7,63
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)	12,30	9,24	9,24
	A' _{v2} adopté (cm ²)	9,24	6,78	6,78
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x4HA14	2x4HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x3HA14	2x3HA12
	S _t Max	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	13	13
		Bande 2	16	16
Armatures horizontales	A _H (cm ²)	9,60	9,60	9,60
	A _H adopté (cm ²)	10,99	10,99	10,99
	choix de la section	14HA10	14HA10	14HA10
	Espacement S _t (cm)	20	20	20
Armatures transversales	A _t adoptées	4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	0,024	0,014
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u	0,017	0,010
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	0,014	0,010

Tableau V.3.4. Ferrailage des voiles longitudinaux VL4

	Zone	I	II	III
	H poutre (m)	0,30	0,30	0,30
	Hauteur d'étage (m)	3,24	3,06	3,06
	L (m)	1,275	1,275	1,275
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	h (m)	2,94	2,76	2,76
	B (m ²)	0,255	0,255	0,255
	T(kN)	8,300	3,500	13,200
Sollicitation de calcul	N _S (kN)	702,30	521,20	275,00
	V _u (KN)	11,620	4,900	18,480
	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)	8073,900	4771,800	2822,200
	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)	5295,200	2991,000	2308,300
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	σ_s (kN/m ²)	348,00	348,00	348,00
	L _c	0,77	0,78	0,70
	L _t	0,50	0,49	0,57
	d	0,51	0,52	0,47
	d _{adopte}	0,25	0,25	0,29
	d ₂ = L _t - d _{adon}	0,25	0,25	0,29
	σ_1	2647,600	1495,500	1154,150
	N ₁	200,56	110,20	99,31
	N ₂	66,85	36,73	33,10
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	5,76	3,17	2,85
	A _{v2} /bande (cm ²)	1,92	1,06	0,95
	A _{vi} (cm ²)	0,32	0,13	0,51
	A' _{v1} /bande (cm ²)	5,84	3,20	2,98
	A' _{v2} /bande (cm ²)	2,00	1,09	1,08
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)	2,65	2,58	3,01
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)	9,24	6,78	6,78
	A' _{v2} adopté (cm ²)	6,16	4,52	4,52
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x3HA14	2x3HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x2HA14	2x2HA12
	S _t Max	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	8	8
Armatures horizontales	A _H (cm ²)	4,52	4,52	4,52
	A _H adopté (cm ²)	8,63	8,63	8,63
	choix de la section	11HA10	11HA10	11HA10
	Espacement S _t (cm)	29	27	27
Armatures transversales	A _t adoptées	4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	0,051	0,021
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u	0,036	0,015
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	0,028	0,020

Tableau V.3.5. Ferrailage des voiles longitudinaux VL5

	Zone		I
	H poutre (m)		0,30
	Hauteur d'étage (m)		3,24
	L (m)		3,45
	e (m)		0,20
	h (m)		2,94
	B (m ²)		0,69
Sollicitation de calcul	T(kN)		105
	N _s (kN)		2763,4
	V _u (KN)		147
	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)		37528
	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)		2322,5
	Nature de la section		SPC
	σ_s (kN/m ²)		348,00
	L _c		3,32
	L _t		0,20
	d		1,47
	d _{adopte}		0,10
	d ₂ = L _t - d _{adop}		0,10
	σ_1		1161,250
	N ₁		35,02
	N ₂		11,67
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		1,01
	A _{v2} /bande (cm ²)		0,34
	A _{vi} (cm ²)		4,04
	A' _{v1} /bande (cm ²)		2,02
	A' _{v2} /bande (cm ²)		1,35
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		1,06
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		6,16
	A' _{v2} adopté (cm ²)		4,52
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x2HA14
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x2HA12
	S _t Max		30
	Espacement (cm)	Bande 1	4
		Bande 2	4
Armatures horizontales	A _H (cm ²)		10,35
	A _H adopté (cm ²)		10,99
	choix de la section		14HA10
	Espacement S _t (cm)		20
Armatures transversales	A _t adoptées		4 épingles HA8 /m ²
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	0,237
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u	0,169
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	0,040

Tableau V.3.6. Ferrailage des voiles longitudinaux VL6

TRUMEAU

Caractéristiques géométriques	Zone		II	III
	L (m)		1,125	1,125
	e (m)		0,20	0,20
	B (m ²)		0,225	0,225
Sollicitation de calcul	T (kN)		60	80,5
	N _s (kN)		1612,80	939,30
	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)		4741,400	3174,000
	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)		1106,400	1421,000
	Nature de la section		SPC	SPC
	L _c		0,91	1,08
	L _t		0,21	0,05
	d ₁		0,61	0,72
	d ₂ = L _t - d ₁		/	/
	σ_1		/	/
	N ₁		17,66	5,23
	N ₂		/	/
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		0,51	0,15
	A _{v2} /bande (cm ²)		/	/
	A _{vi} (cm ²)		2,31	3,10
	A' _{v1} /bande		1,09	0,93
	A' _{v2} /bande		/	/
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		1,12	0,26
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		6,78	6,78
	A' _{v2} adopté (cm ²)		/	/
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x3HA12	2x3HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	/	/
	S _t Max		30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	20	20
		Bande 2	/	/
Armatures horizontales	A _H (cm ²)		3,38	3,38
	A _H adopté (cm ²)		8,63	8,63
	choix de la section		11HA10	11HA10
	Espacement S _t (cm)		27	27
Armatures transversales	A _t adoptées		4 épingles HA8 /m ²	
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	0,415	0,557
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u	0,296	0,398
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	0,072	0,042

Tableau V.3.7 Ferrailage des trumeaux

V.3.3 Etude des linteaux :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastrées à leur extrémité et sont calculés en flexion simple, dans ce cas les résultats seront donnés directement par le fichier résultat.

1. Etapes de calcul :

On utilise la méthode de calcul exposée dans le RPA 99 version 2003, en faisant comparer à chaque fois les sections d'armatures (calculées) aux maximales données par les règles BAEL 91. L'application se fera suivant les étapes suivantes :

- **Contraintes limites de cisaillement :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \text{Avec : } V = 1.4 T$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

- **Ferraillage des linteaux :**

Premier cas : $\tau_b \leq 0.06$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M , V), il faudrait disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion $\Rightarrow A_l$

Des aciers transversaux $\Rightarrow A_t$

Des aciers en partie courants (de peau) $\Rightarrow A_c$

Aciers longitudinaux : Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e}$$

Avec : $Z = h - 2d'$

h : est la hauteur totale du linteau.

d' : est l'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant ($\bar{V} = 1.4 T_u$).

Aciers transversaux :

1^{er} cas : linteaux longs ($\lambda_g = \frac{1}{h} > 1$)

$$S_t \leq \frac{A_t f_e Z}{\bar{V}}$$

Avec :

S_t : espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : section d'un cours d'armatures transversales.

$\bar{V}$: Effort tranchant majorée

l : portée du linteau.

2^{ème} cas : linteaux courts ($\lambda_g = \frac{1}{h} \leq 1$)

$$S_t \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

Avec : $V = \min (V_1 ; V_2)$

$$V_2 = 2. T_u \text{ et } V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

M_{ci} et M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} sont calculés par :

$$M_c = A_l f_e z$$

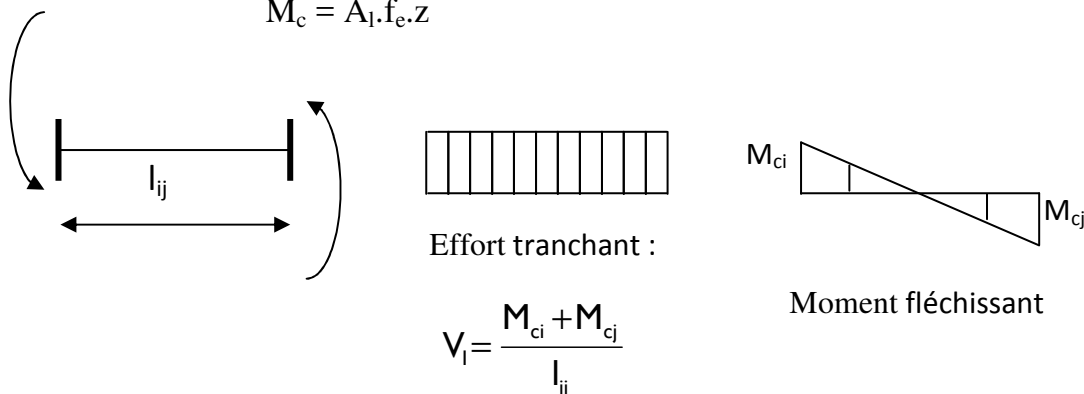


Figure. V.2: Efforts internes dans le linteau.

Deuxième cas : $\tau_b \geq 0.06$

Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

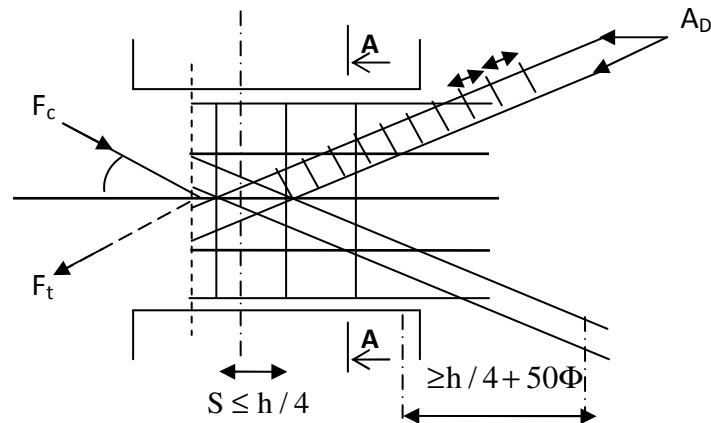
Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

Avec :

$$tg\alpha = \frac{h-2d'}{l}$$

$V = T_{\text{calcul}}$ (sans majoration).



Coupe A-A

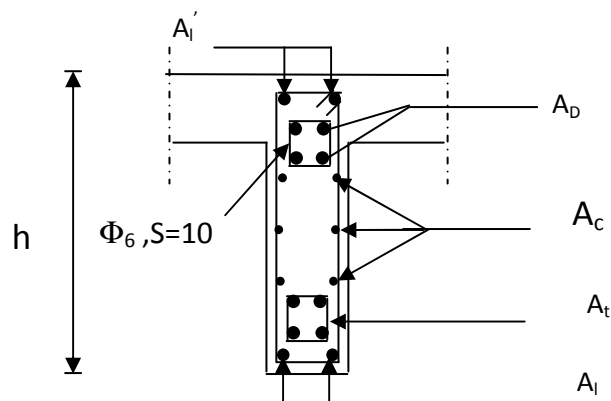


Figure. V.3 : Schéma ferrailage du linteau.

Ferrailage minimal :

- Armatures longitudinales :

$$A_l, A'_l = 0.15\% bh$$

- Armatures transversales :

$$A_t \geq 0.15\% b S_t \quad \text{si} \quad \tau_b \leq 0.025 f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.25\% b S_t \quad \text{si} \quad \tau_b > 0.025 f_{c28}$$

- Armatures de peau :

$$A_c \geq 0.20\% bh$$

➤ Armatures diagonales :

$$A_D \geq 0.15\% bh \quad \text{si} \quad \tau_b > 0.06 f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{si} \quad \tau_b \leq 0.06 f_{c28}$$

Les armatures longitudinales selon BAEL :

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats de calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Zone	II	III
Caractéristiques Géométriques	h (m)	0.76	0.76
	L	1.20	1.20
	e (m)	0.20	0.20
Contraintes de Cisaillement	V (KN)	151,5	185
	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5
	τ_b (MPa)	1,55	1,89
Ferrailage des Linteaux	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	1.5	1.5
	τ_b (MPa)	1,55	1,89
	A_l, A_l' (cm ²)	1.77	1.77
	Choix des barres	2HA12	2HA12
	A_l, A_l' adoptée (cm ²)	2.26	2.26
	A_t (cm ²)	1	1
	Choix des barres	2HA8	2HA8
	A_t adoptée (cm ²)	1	1
	S_t (cm)	20	20
	A_D (cm ²)	3,26	3,98
	Choix des barres	4HA14	4HA14
	A_D adoptée (cm ²)	6,15	6,15
	A_C (cm ²)	3,04	3,04
	Choix des barres	3HA14	3HA14
	A_C adoptée (cm ²)	4.62	4.62
	Longueur d'ancrage (cm)	75	75

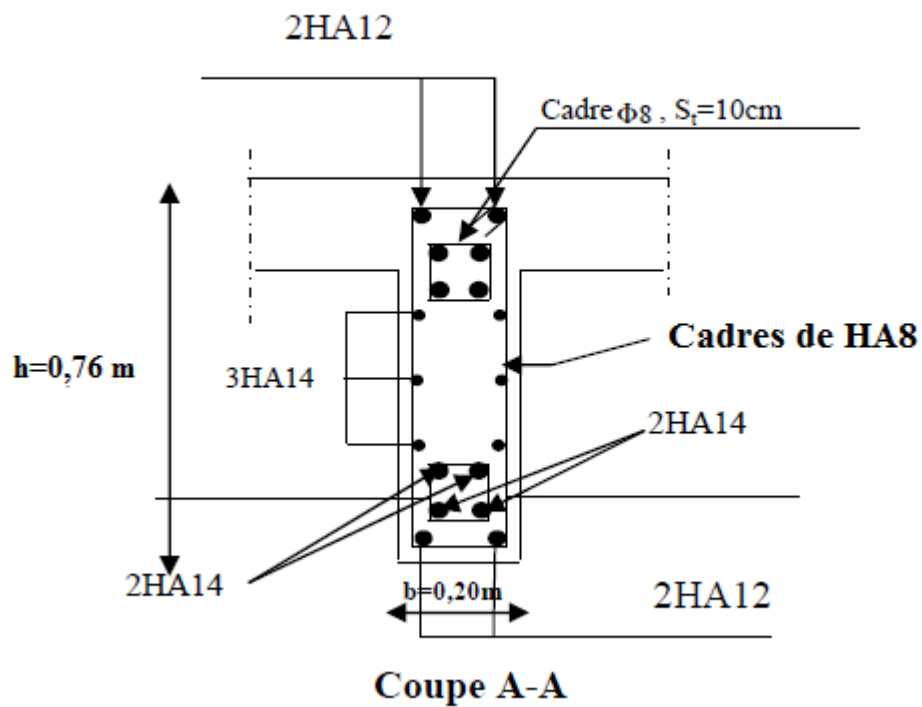
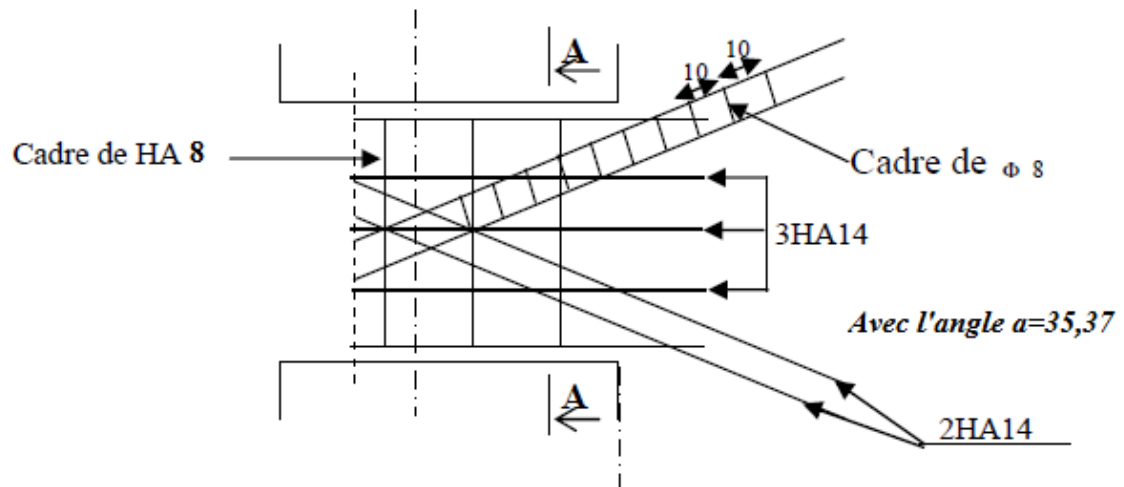


Figure. V.4 : Schéma du ferrailage final du linteau.



CHAPITRE VI

Etude de l'infrastructure

Ferraillage de l'infrastructure

VI-1 Introduction :

Les fondations : sont la base de l'ouvrage qui se trouve en contact directe avec le terrain (sol) et qui a pour fonction de base d'interaction entre le sol et la structure, les fondations concernent toutes les catégories de structure (béton, béton armé charpente en bois....) et tous les ouvrages (bâtiment, ouvrage d'arts, mur de soutènement...).

VI-I Les principaux rôles de la fondation :

- ❖ Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- ❖ Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas **tasser**, et la structure ne doit pas **déplacer**).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale** : résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment** : qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue **trois** types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

❖ Fondations superficielles :

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et surcharges de la construction qui sont situées à **une faible** profondeur. Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers

➤ **Fondation semi profondes :**

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et les surcharges de la construction.

On peut citer :

Les puits : qui sont des piliers de section rectangulaire ou circulaire, réalisés en gros béton, sollicités en tête par des semelles isolées armées destinées à répartir les charges de la structure.

➤ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées lorsque la couche de sol pouvant supporter la charge de la structure se trouve à une profondeur supérieure à **5 m**, on distingue :

Les pieux : qui sont des colonnes en béton armé, réalisées in situ ou préfabriquées, introduites dans des forages dans le sol.

VI-I-1 Étude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bars}$;
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI-I-2 Choix du type de fondation :

Les types de fondations sont choisis essentiellement selon les critères suivants :

- Capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ;
- Le tassement du sol ;
- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- L'économie.

Dans notre cas nous avons le choix entre les semelles continues et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement, on adoptera le type de fondation convenable.

VI-I-3 Dimensionnement de la fondation :**VI-I-3-1 Semelle isolé :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal " N_{ser} " qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = \frac{40}{40} = 1 \quad (\text{Poteau rectangulaire}).$$

$$D'où \quad B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$N_{ser} = 876.3 \text{ KN} ; \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 ; B \geq \sqrt{\frac{876.3}{250}} = 1.87m$$

On opte pour : $B = 1.90 \text{ m} \Rightarrow A = 1.90 \text{ m}$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.

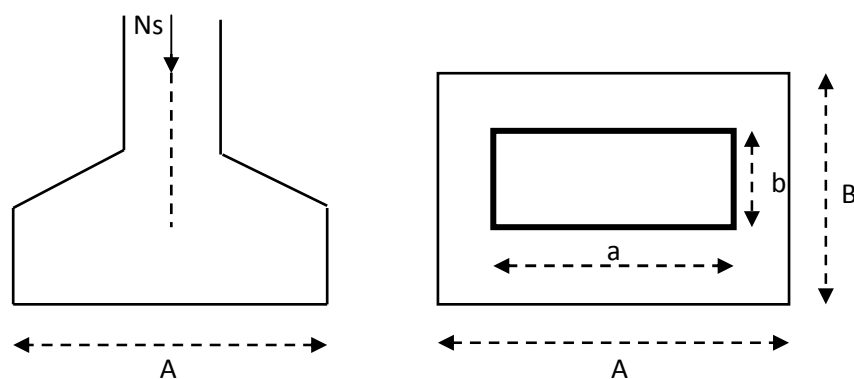


Figure VI-1 Schéma d'une semelle isolée

VI-I-3-2 Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N , données par la condition la plus défavorable.

Avec : $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle ;

L : Longueur de la semelle sous voile ;

G : Charge permanent a la base du voile considéré ;

Q : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré ;

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

➤ **Sens longitudinal :**

Voiles	N_s	L (m)	B (m)	$S = B \times L$ (m ²)
VL1	2763.4	3.45	3.25	11.22
VL2	870.8	3.20	1.1	3.52
VL3	702.3	1.275	2.25	2.87
			somme	17.61

➤ **Sens transversal :**

Voiles	N_s	L (m)	B (m)	$S = B \times L$ (m ²)
VT1	2233.9	4	2.25	9
VT2	1812.2	3.45	2.15	7.42
VT3	1013.8	1.85	2.20	4.07
			somme	20.49

Tableau VI-1 : Surface des semelles filantes sous voiles

VI-I-3-3 Semelles filantes sous poteaux :

❖ **Hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ **Etape de calcul :**➤ Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

➤ Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$$

➤ Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

Si : $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.Si : $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous:

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 17.61 + 20.49 = \Rightarrow S_v = 38.1 \text{ m}^2$$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous:

Poteau	N _s (KN)	M (KN.m)	e (m)	N _s *e
C24	577.1	11	4.65	2683.515
C23	876.3	6.92	0.65	569.595
C22	784.2	2.08	-0.65	-509.73
C21	332.1	3.93	-4.65	-1544.265
SOMME	2569.7	23.93		1199.115

Tableau VI-2 : Surface des semelles filantes sous poteaux.➤ **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces:**

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{1199.115 + 23.93}{2569.7} = 0.48 \text{ m}$$

➤ **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle :**

On a : $e = 0.48\text{m} < \frac{L}{6} = \frac{9.3}{6} = 1.55\text{ m} \Rightarrow$ **Répartition trapézoïdale**

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{2569.7}{9.3} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.48}{9.3}\right) = 190.74 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{2569.7}{9.3} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.48}{9.3}\right) = 361.88 \text{ KN / ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{2569.7}{9.3} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.48}{9.3}\right) = 319.1 \text{ KN / ml}$$

VI-I-3-4 Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{319.1}{250} = 1.276\text{m}$$

Donc on opte pour **B = 1.5 m.**

On aura : **S = 1.5 × 9.3 = 13.95 m²**

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 13.95 \times 8 = 111.6 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v = 111.6 + 38.1 = 149.7 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{bat} = 223.2 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{149.7}{223.2} = 0.67$$

$$S_t > 50 \% S_{bat}$$

Remarque:

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, Ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause de chevauchement des lignes de rupture créée par la pression sous la semelle, et elles occupent plus de la moitié de l'assise.

- La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 223.2 \text{ m}^2$;

- La surface totale des semelles représente : (67 %).

Conclusion :

Vu que les semelles filantes occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, nous opterons pour un radier général.

VI-I-4 Etude du radier général :

Le radier général est défini comme étant une fondation superficielle, travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Les caractéristiques du radier sont :

- Rigidité en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VI-I-5 Pré dimensionnement du radier :**VI-I-5-1 Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} = 25\text{cm}$).

VI-I-5-2 Selon la condition forfaitaire :**❖ Sous voiles :**

L'épaisseur du radier est sujette à deux conditions :

- **Condition de vérification de la longueur élastique.**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K_b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.
Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \quad \Rightarrow \quad \text{Ce qui conduit à } h_r \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m).

K : Coefficient de raideur de sol (ou coefficient de ballast).

$K = 40$ MPa pour un sol moyen.

De la condition précédente nous tirons h .

E : Module de déformation longitudinale déferée $E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} = E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.87}} = 0.78 \text{ m}$$

➤ **Selon la Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow 50 \leq h \leq 80$$

Avec : $L_{max} = 400 \text{ cm}$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique : On adopte pour :

$h_r = 90 \text{ cm}$

❖ **Sous poteaux :**

➤ **Dalle :** La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de } 25 \text{ cm}$$

On a : L_{max} : portée maximale ; $L_{max} = 4 \text{ m}$

$$h_d \geq \frac{400}{20} = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } h_d = 30 \text{ cm.}$$

➤ **Nervures (poutres) :** Elles doivent vérifier :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{400}{10} = 40 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_n = 60 \text{ cm}$$

$0.4 \times h_n \leq b \leq 0.7 \times h_n \Rightarrow 24 \leq b \leq 42$; on prend **$b_n = 45 \text{ cm}$** .

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_r = 90\text{cm}$ Hauteur du radier

$h_n = 60\text{cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 30\text{cm}$ Hauteur de la dalle.

$b_n = 45\text{cm}$ Largeur de la nervure.

VIII-I-6 Détermination des efforts:

VI-I-6-1 Charges revenant à la superstructure :

Charge permanente : $G = 22789.9 \text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q = 4484.6 \text{ KN}$

VI-I-6-2 Combinaison d'actions :

❖ **A l'ELU:**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 37493.265 \text{ KN.}$$

❖ **A l'ELS:**

$$N_s = G + Q = 27274.5 \text{ KN.}$$

VI-I-6-3 Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$ELU: S_{radier} \geq \frac{N_u}{2 \times \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{37493.265}{2 \times 250} = 75 \text{ m}^2$$

$$ELS: S_{radier} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{27274.5}{250} = 109.1 \text{ m}^2$$

$$D'où : S_{rad} = \max(S_{rad}^{ELU}; S_{rad}^{ELS}) = 109.1 \text{ m}^2$$

$$S_{bât} = 223.2 \text{ m}^2 > S_{rad} = 109.1 \text{ m}^2$$

Remarque :

Étant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on aura des débords, les règles BAEL nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 45 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{deb} = 50 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$

$$\text{Avec : } S_{deb} = [(9.3+24) \times 0.5] \times 2 = 33.3 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } S_{rad} = 223.2 + 33.3 = 256.5 \text{ m}^2$$

VI-I-7 Calcul des sollicitations à la base du radier :

Charge permanente : **$G = 22789.9 \text{ KN}$**

❖ Poids de radier :

$G =$ Poids de la dalle + Poids de la nervure + Poids de (T.V.O) + Poids de la dalle flottante

➤ Poids de la dalle:

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 256.5 \times 0.30 \times 25$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 1923.75 \text{ KN}$$

➤ Poids des nervures:

$$\begin{aligned} P_{\text{nerv}} &= b_n \times (h_r - h_d) \times L \times n \times \rho_b \\ &= 0.45 \times (0.90 - 0.30) \times (9.8 \times 8 + 24.5 \times 4) \times 25 \end{aligned}$$

$$P_{\text{ner}} = 1190.7 \text{ KN}$$

Poids de la dalle flottante:

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b$$

$$\text{Avec : } S_{\text{ner}} = (0.6 \times 9.8 \times 8) + (0.6 \times 24.5 \times 4) = 105.84 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = (256.5 - 105.84) \times 0.1 \times 25$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = \mathbf{376.65 \text{ KN}}$$

➤ Poids de TVO :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - e_{df}) \times \rho = (256.5 - 105.84) \times (0.9 - 0.1) \times 17$$

$$P_{\text{TVO}} = 2048.976 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } G_{\text{rad}} = \mathbf{5540.076 \text{ KN}}$$

❖ **Surcharges d'exploitations:**

Surcharge de bâtiment : $Q = 4484.6 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q = 2.5 \times 256.5 = 641.25 \text{ KN}$

❖ **Poids total de la structure :**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bât}} = 5540.076 + 22789.9 = 28329.976 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{bât}} = 641.25 + 4484.6 = 5125.85 \text{ KN}$$

VI-I-8 Combinaison d'actions:➤ **Etat Limite Ultime :**

$$N_{u \text{ total}} = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 45934.24 \text{ KN.}$$

➤ **Etat Limite de Service :**

$$N_{s \text{ total}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 33455.826 \text{ KN.}$$

VI-I-9-1 Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0.9 \times h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_{u \text{ tot}} \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{45934.24 \times 1}{256.5} \times \frac{4}{2} = 358.16 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{358.16 \times 1000}{1000 \times 270} = 1.32 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} \right); 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI-I-9-2 Vérification de la stabilité du radier :**❖ Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 12.2m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 4.85m$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

❖ Moments d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} ; \quad I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12}$$

$$I_{xx} = 1855.77 \text{ m}^4 ; \quad I_{yy} = 11742.48 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales ;
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

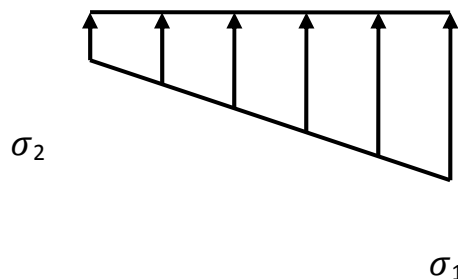
T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure.

I_{xx}, I_{yy} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_M = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \times \sigma_{sol}$$

Figure VI-2 : Diagramme des contraintes

$$A \text{ l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

❖ **Sens longitudinal :**

A partir de l'ETABS on tire M_{0x} et T_{0x}

➤ **A ELU :**

$$M_{0x} = 24560.97 \text{ KN.m} ; T_{0x} = 1368.6 \text{ KN}$$

$$M_x = 24560.97 + 1368.6 \times 0.90 = 25792.71 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{YY}} \times X_G = \frac{45934.24}{256.5} + \frac{25792.71}{11742.48} \times 12.2 = 205.88 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{YY}} \times X_G = \frac{45934.24}{256.5} - \frac{25792.71}{11742.48} \times 12.2 = 152.28 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 205.88 - 152.28}{4} = 116.34 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 116.34 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \times \sigma_{sol} = 1.33 \times 250 = 332.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **A ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{YY}} \times X_G = \frac{33455.826}{256.5} + \frac{25792.71}{11742.48} \times 12.2 = 157.23 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{YY}} \times X_G = \frac{33455.826}{256.5} - \frac{25792.71}{11742.48} \times 12.2 = 103.63 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 157.23 - 103.63}{4} = 92.015 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 92.015 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

❖ **Sens transversal :**

A partir de l'ETABS on tire M_{0y} et T_{0y}

➤ **A ELU :**

$$M_{0y} = 28315.93 \text{ KN.m} ; T_{0y} = 1629.1 \text{ KN}$$

$$M_y = 28315.93 + 1629.1 \times 0.90 = 29782.12 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{My}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{45934.24}{256.5} + \frac{29782.12}{1855.77} \times 4.85 = 191.16 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{My}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{45934.24}{256.5} - \frac{29782.12}{1855.77} \times 4.85 = 101.25 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 191.16 + 101.25}{4} = 168.69 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 168.69 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \times \sigma_{sol} = 1.33 \times 250 = 332.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **A ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{My}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{33455.826}{256.5} + \frac{29782.12}{1855.77} \times 4.85 = 208.52 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{My}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{33455.826}{256.5} - \frac{29782.12}{1855.77} \times 4.85 = 52.6 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 208.52 + 52.6}{4} = 169.54 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 169.54 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI-I-9-3 Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2, 42 BAEL 91)

Aucun calcul au poinçonnement n'est 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'E.L.U pour le poteau ou voile le plus sollicité ;

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan du feuillet moyen du radier

h : Hauteur de la nervure ;

a : Épaisseur du voile ou du poteau ;

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

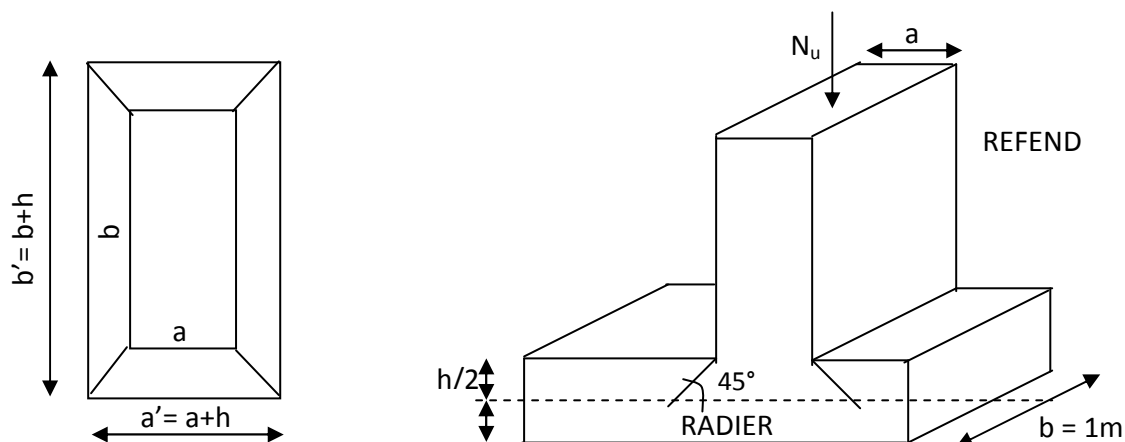


Figure VI-3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du Périmètre utile μ_c :**➤ Les Poteaux:**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0.40 + 0.40 + (2 \times 0.90)) = 5.2 \text{ m}$$

➤ Les Voiles:

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0.2 + 1 + (2 \times 0.90)) = 6 \text{ m}$$

❖ Vérification pour les poteaux :

Avec : $N_u = 1211 \text{ KN}$

$$N_u = 1211 \text{ KN} < \frac{(0.04 \times 5.2 \times 0.9 \times 25 \times 10^3)}{1.5} = 3120 \text{ KN}$$

❖ Vérification pour les voiles :

Avec : $N_u = 3125.8 \text{ KN}$

$$N_u = 3125.8 \text{ KN} < \frac{(0.04 \times 6 \times 0.9 \times 25 \times 10^3)}{1.5} = 3600 \text{ KN}$$

VI-I-10 Ferrailage du radier:

Pour le calcul de ce radier, on utilise les méthodes exposées dans le **BAEL.91**.

VI-I-10-1 Ferrailage de la dalle:

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme, et encastrée sur quatre cotés, on distingue deux cas :

1^{er} Cas :

$\rho_x < 0.4 \Rightarrow$ La flexion longitudinale est négligeable

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{0y} = 0$$

2^{ème} Cas :

$0.4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow$ 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 : $M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de **PIGEAUD**.

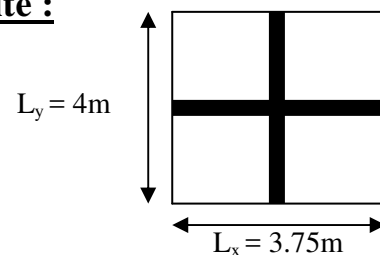
Avec : $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} \quad (l_x < l_y)$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

VI-I-10-2 Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.75}{4} = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.864 \end{cases}$$



$0.4 < \rho \leq 1 \rightarrow$ *La dalle travaille dans les deux sens.*

Figure VI-4 : Entre axes du panneau le plus sollicité

➤ Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale $\sigma_m^{\max}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

➤ **La contrainte moyenne max à l'ELU :**

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\sup} + \sigma_{\inf}}{4} = 168.69 \text{ KN/m}^2$$

➤ **La contrainte moyenne max à l'ELS :**

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\sup} + \sigma_{\inf}}{4} = 169.54 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (168.69 - \frac{5540.076}{256.5}) \times 1 \text{ ml} = 147.09 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (169.54 - \frac{5540.076}{256.5}) \times 1 \text{ ml} = 147.94 \text{ KN/ml.}$$

VI-I-10-3 Calcul des armatures à l'ELU :

❖ Evaluation des moments M_x, M_y :

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0419 \times 147.09 \times 3.75^2 = 86.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x} = 0.864 \times 86.67 = 74.9 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

$$M_{app} \begin{cases} 0.3M_x & \text{Pour un appui de rive.} \\ 0.5M_x & \text{Pour un appui intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_{travée} \begin{cases} 0.85M_x & \text{Pour une travée de rive.} \\ 0.85M_x & \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

➤ Moments aux appuis :

$$M_{ax} = (-0.5) \times M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (-0.5) \times 86.67 \Rightarrow M_{ax} = 43.335 \text{ N.m}$$

$$M_{ay} = (-0.5) \times M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (-0.5) \times 74.9 \Rightarrow M_{ay} = 37.45 \text{ KN.m}$$

➤ Moments en travée :

$$M_{tx} = (0.85) \times M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0.85) \times 86.67 \Rightarrow M_{tx} = 73.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = (0.85) \times M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0.85) \times 74.9 \Rightarrow M_{ty} = 63.665 \text{ KN.m}$$

VI-I-11 Ferrailage suivant X-X :❖ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{43.335 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.042 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.979$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{43.335 \times 10^2}{0.979 \times 27 \times 34.8} = 4.71 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA14 = 7.69 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

❖ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{73.67 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.071 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.9635$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{73.67 \times 10^2}{0.9635 \times 27 \times 34.8} = 8.14 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA16 = 10.05 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm

❖ **Calcul de la section minimale :**

$$A_{\min} \geq b \times h \times \frac{\rho_0}{2} \times \left(3 - \frac{l_x}{l_y}\right) \text{ Avec } \rho_0 = 0.0008 \text{ pour HA f}_e \text{ E 400}$$

$$A_{\min} \geq 100 \times 30 \times \frac{0.0008}{2} \times \left(3 - \frac{3.75}{4}\right) = 2.478 \text{ cm}^2$$

VI-I-12 Ferrailage suivant y-y :❖ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{37.45 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.036 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{37.45 \times 10^2}{0.982 \times 27 \times 34.8} = 4.06 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA14 = 7.70 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

❖ En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{63.665 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.06 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.969$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{63.665 \times 10^2}{0.969 \times 27 \times 34.8} = 7 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA16 = 10.05 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

❖ Calcul de la section minimale :

$$A_{\min} \geq \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}$$

❖ Tableau récapitulatif du ferrailage de la dalle :

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Aux appuis	5HA14	5HA14
En travée	5HA16	5HA16

VI-I-13 Vérification à l'état limite ultime :

❖ Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que se soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

❖ Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

➤ Sens (x-x) :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30 = 90\text{cm}; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm}$$

➤ Sens (y-y):

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30 = 120\text{cm}; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm}$$

VI-II Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie, le calcul se fera pour une bonde de 1m de largeur.

VI-II-1 Sollicitation de calcul :

❖ A L'ELU : $q_u = 147.09 \text{ KN/ml}$

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{147.09 \times 0.50^2}{2} = 18.38 \text{ KN.m}$$

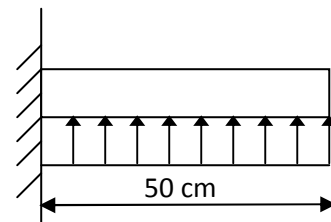


Figure VI-5 : Schéma statique du débord.

❖ A L'ELS : $q_s = 147.94 \text{ KN/ml}$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{147.94 \times 0.50^2}{2} = 18.49 \text{ KN.m}$$

VI-II-2 Calcul des armatures :

❖ Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 27 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{18.38 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.018 < \mu_r = 0.392$$

$$\mu_u = 0.018 \Rightarrow \beta_u = 0.991$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{18.38 \times 10^2}{0.991 \times 27 \times 34.8} = 1.97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_u = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2$ Avec : $S_t = 25\text{cm}$.

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord $A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}} \Rightarrow$ Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Avec un espacement de **25 (cm)**

VI-II-3 Vérification à l'ELU :

❖ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

VI-III Etude de la nervure :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

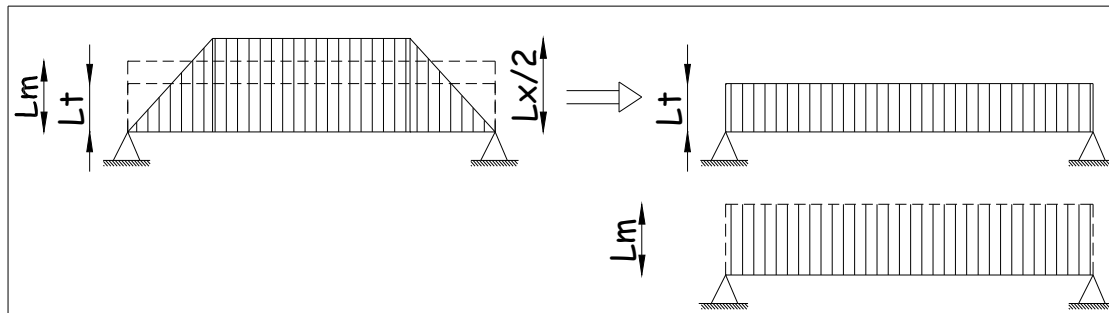
Remarque

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, 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 (M_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

-Cas de chargement trapézoïdal*Figure VI-6 : Présentation des chargements simplifiés.*

- **Effort tranchant**

$$Lt = L_x \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right) \dots\dots (1)$$

- **Moment fléchissant**

$$Lm = L_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) \dots\dots (2)$$

- **Cas de chargement triangulaire**

$$L_x = L_y \Rightarrow \rho_x = 1$$

- **Effort tranchant**

$$(1) \Rightarrow Lt = 0,25 \times L_x$$

- **Moment fléchissant**

$$(2) \Rightarrow Lm = 0,333 \times L_x$$

VI-III-1 Calcul à l'ELU**VI-III-1-1 Sens longitudinal :**

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux suivants :

Tableau VI-3 : Valeurs de calcul des charges des panneaux de gauche.

	Valeurs de calcul des charges revenant aux nervures des panneaux de gauche							
Travée	Lx [m]	Ly	ρ_x	q_u [kN/m ²]	Lm g	Lt g	Pm g	Pt g
1-2	1.85	3.20	0.578	147.09	0.82	0.66	120.61	97.08
2-3	1.85	3.45	0.536	147.09	0.84	0.68	123.55	100.02
3-4	1.85	3.75	0.493	147.09	0.85	0.7	125.02	102.96
4-5	1.85	3.20	0.578	147.09	0.82	0.66	120.61	97.08
5-6	1.85	3.75	0.493	147.09	0.85	0.7	125.02	102.96
6-7	1.85	3.45	0.536	147.09	0.84	0.68	123.55	100.02
7-8	1.85	3.20	0.578	147.09	0.82	0.66	120.61	97.08

Tableau VI-4 : Valeurs de calcul des charges des panneaux de droite

	Valeurs de calcul des charges revenant aux nervures des panneaux de droite							
Travée	Lx [m]	Ly	ρ_x	q_u [kN/m ²]	Lm d	Lt d	Pm d	Pt d
1-2	3.20	4	0.8	147.09	1.26	0.96	185.33	141.20
2-3	3.45	4	0.86	147.09	1.60	1.09	235.34	160.33
3-4	3.75	4	0.94	147.09	1.32	1	194.16	147.09
4-5	3.20	4	0.8	147.09	1.26	0.96	185.33	141.20
5-6	3.75	4	0.94	147.09	1.32	1	194.16	147.09
6-7	3.45	4	0.86	147.09	1.60	1.09	235.34	160.33
7-8	3.20	4	0.8	147.09	1.26	0.96	185.33	141.20

VI-III-1-2 Sens transversales :**Tableau VI-5 : Valeurs de calcul des charges des panneaux de gauche.**

	Valeurs de calcul des charges revenant aux nervures des panneaux de gauche							
Travée	Lx [m]	Ly	ρ_x	q_u [kN/m ²]	Lm g	Lt g	Pm g	Pt g
A-B	3.75	4	0.94	147.09	1.32	0.99	194.16	145.62
B-C	1.85	3.75	0.49	147.09	0.85	0.7	125.02	102.96
C-D	3.45	3.75	0.92	147.09	1.24	0.93	182.4	136.8

Tableau VI-6 : Valeurs de calcul des charges des panneaux de droite.

	Valeurs de calcul des charges revenant aux nervures des panneaux de droite							
Travée	Lx [m]	Ly	ρ_x	q_u [kN/m ²]	Lm d	Lt d	Pm d	Pt d
A-B	3.45	4	0.86	147.09	1.3	0.98	191.22	144.15
B-C	1.85	3.45	0.53	147.09	0.84	0.68	123.55	100.02
C-D	3.45	3.45	1	147.09	1.15	0.86	169.15	126.5

Tableau. VI-7 : Valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure sens longitudinales.

Travée	Pm g KN/m	Pm d KN/m	Pt g KN/m	Pt d KN/m	Σ Pm KN/m	Σ Pt KN/m
1-2	120.61	185.33	97.08	141.20	305.94	238.28
2-3	123.55	235.34	100.02	160.33	358.89	519.22
3-4	125.02	194.16	102.96	147.09	319.18	466.27
4-5	120.61	185.33	97.08	141.20	305.94	238.28
5-6	125.02	194.16	102.96	147.08	319.18	466.27
6-7	123.55	235.34	100.02	160.33	358.89	519.22
7-8	120.61	185.33	97.08	141.20	305.94	238.28

Tableau. VI-8 : Valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure sens transversales.

Travée	Pm g KN/m	Pm d KN/m	Pt g KN/m	Pt d KN/m	Σ Pm KN/m	Σ Pt KN/m
A-B	194.16	191.22	145.62	144.15	385.38	289.77
B-C	125.02	123.55	102.96	100.02	248.57	202.98
C-D	182.4	169.15	136.8	126.5	351.55	478.05

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel **ETABS**, les unités en tonnes(t) et mètre (m).

VI-IV Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants:

❖ **Sens longitudinal (X-X) :**

📊 **Diagramme des moments fléchissant (ELU) : (t.m)**

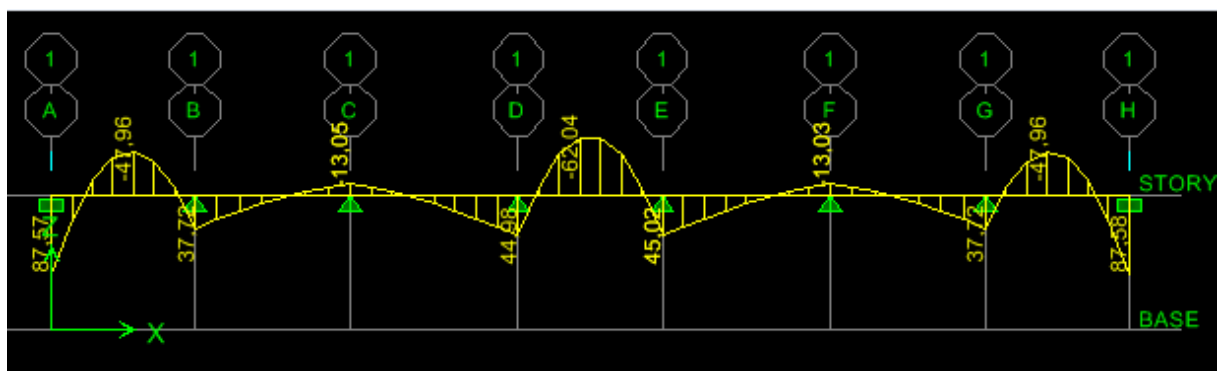


Diagramme des moments fléchissant (ELS) : (t.m)

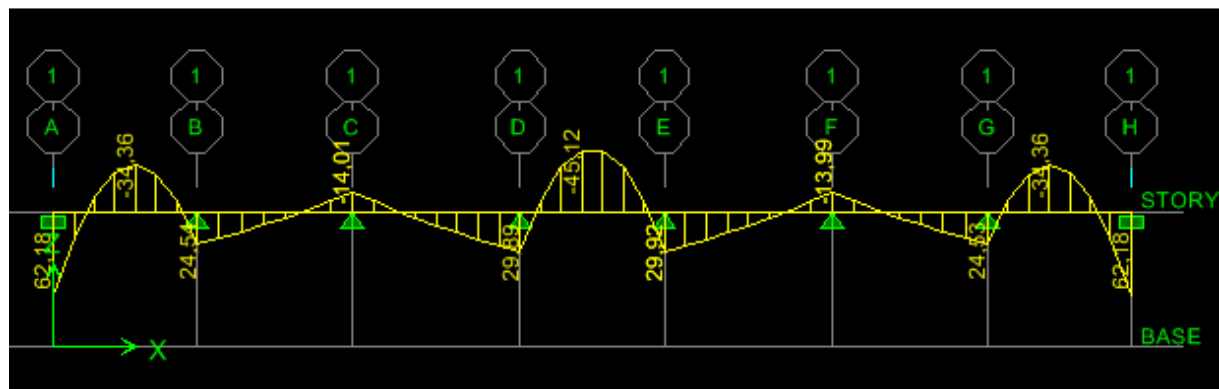


Diagramme des efforts tranchants(ELU):(KN)

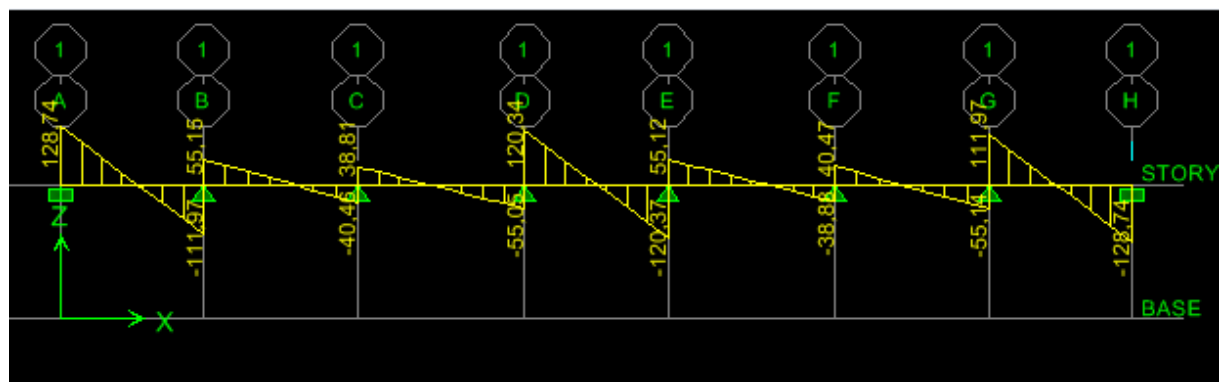
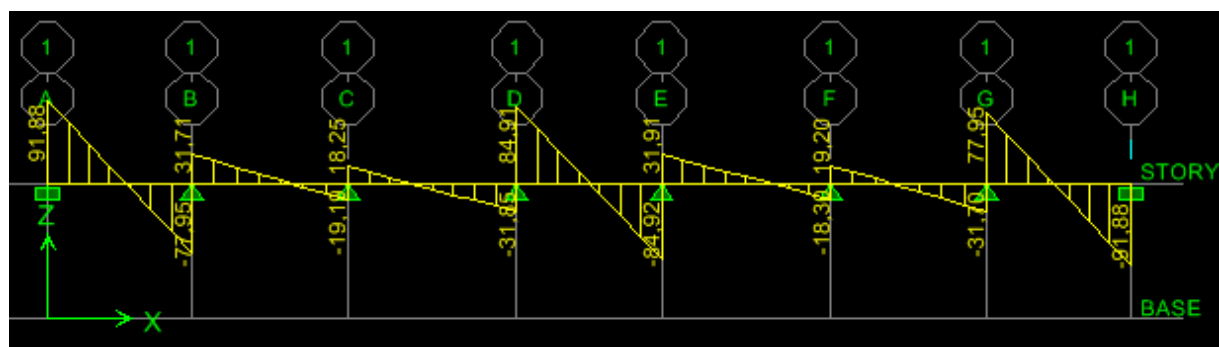
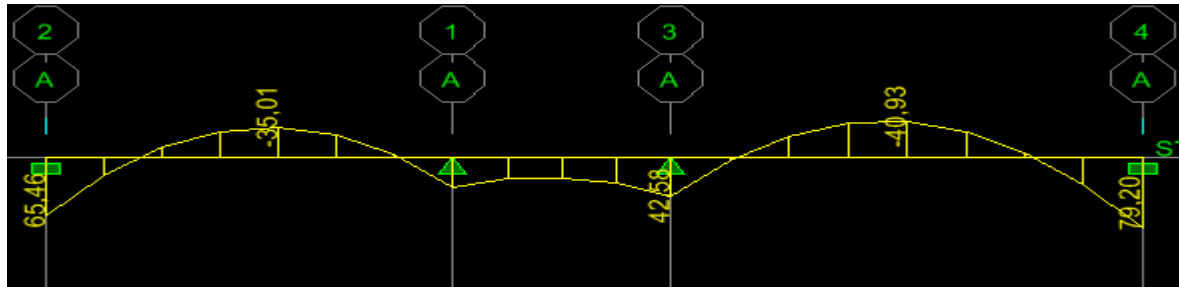


Diagramme des efforts tranchants(ELS):(KN)

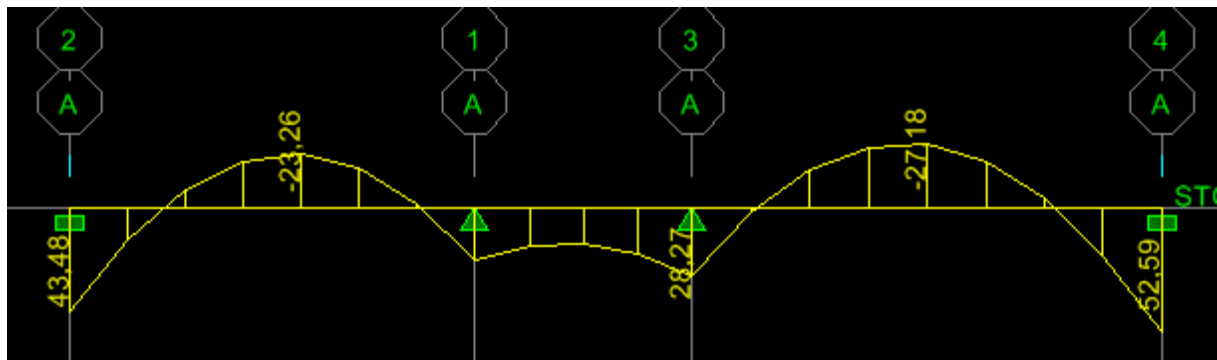


❖ Sens transversal (Y-Y) :

🚦 Diagramme des moments fléchissant (ELU) : (t.m)



🚦 Diagramme des moments fléchissant (ELS) : (t.m)



🚦 Diagramme des efforts tranchants(ELU) : (KN)

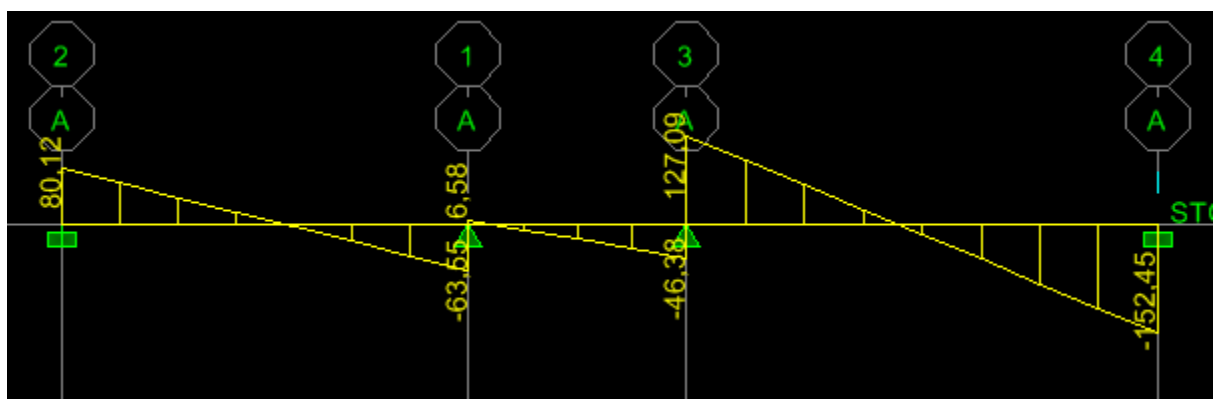
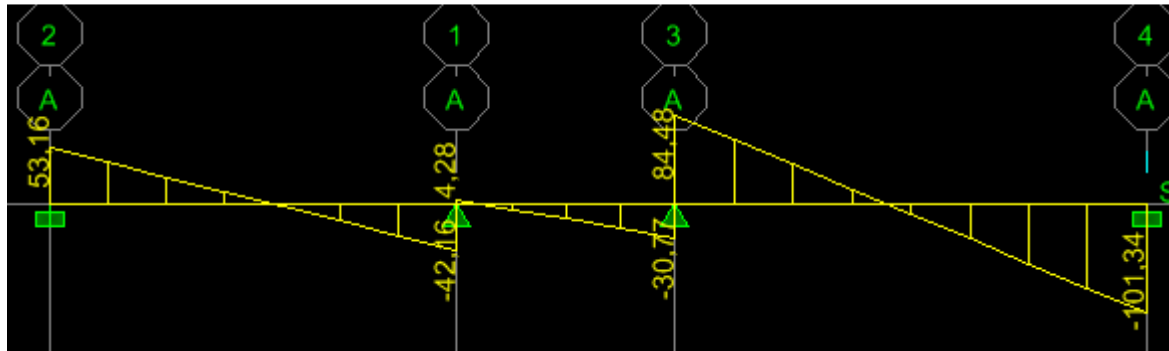


 Diagramme des efforts tranchants(ELS):(KN)



- Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

	Sollicitations (max)	ELU	ELS
Sens longitudinal	Ma (kN.m)	875,8	621,8
	Mt (kN.m)	620,4	451,2
	T (kN)	128 ,74	91,88
Sens transversal	Ma (kN.m)	792,0	525,9
	Mt (kN.m)	409,3	271,8
	T (kN)	152,45	101,34

Tableau VI-9 : Résultats des moments et efforts relevés d'ETABS.

VI-V Calcul du ferrailage :

VI-V-1 Armatures longitudinales:

 Sens longitudinal X-X :

$$M_t^{\max} = 620,4 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = -875,8 \text{ kN.m}$$

$$b = 45 \text{ cm; } h = 90 \text{ cm; } d = 87 \text{ cm} \quad , \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{875.8 \times 10^3}{45 \times 87^2 \times 14,2} = 0,18 < \mu_1 = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée (SSA)

$$\mu_u = 0,18 \rightarrow \beta = 0,900$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{875.8 \times 10^3}{0,900 \times 87 \times 348} = 32.14 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA16 fil+8HA20 chap = 37.18 cm²/ml.

➤ **En travée :**

⇒ La section est simplement armée (SSA).

$$\mu_u = 0,128 \rightarrow \beta = 0,931$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{620.4 \times 10^3}{0,931 \times 87 \times 348} = 20.01 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA16+6HA14=21.29 cm²/ml.

 Sens transversal Y-Y :

$$M_t^{\max} = 409.3 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = -792.0 \text{ kN.m}$$

$$b = 45 \text{ cm}, h = 90 \text{ cm}, d = 87 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{792 \times 10^3}{45 \times 87^2 \times 14,2} = 0,164 < \mu_1 = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée (SSA).

$$\mu_u = 0,164 \rightarrow \beta = 0,910$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{792 \times 10^3}{0,910 \times 87 \times 348} = 28.75 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA16fil +6HA20chap =30.9cm²/ml.

➤ **En travée:**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{409.3 \times 10^3}{45 \times 87^2 \times 14.2} = 0.084 < \mu_1 = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée (**SSA**).

$$\mu_u = 0.084 \rightarrow \beta = 0.956$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{409.3 \times 10^3}{0.956 \times 87 \times 348} = 14.14 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA20=18.85 cm²/ml.

- Les résultats des ferraillements sont résumés dans le tableau qui suit :

	X-X	Y-Y
Appuis	6HA16fil+8HA20chap	6HA16fil+6HA20chap
Travée	6HA16+6HA14	6HA20

Vérification à l'ELU :❖ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 45 \times 87 \times 2.1}{400} = 4.73 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

• **Sens longitudinal x-x**

➤ En travée: $A_u = 21.29 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.73 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$

➤ En appuis : $A_u = 37.18 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.73 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$

• **Sens transversal y-y :**

➤ En travée : $A_u = 18.84 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.73 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$

➤ En appuis : $A_u = 30.9 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.73 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

VI-V-2 Armatures transversales :

➤ **Exigences du RPA pour les aciers transversales (Art 7.5.2.2/RPA2003):**

- **Espacement des armatures :**

➡ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{90}{4} ; 12 \times 1.6 \right\} = \min \{22.5 ; 24\}$$

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

➡ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ cm}$$

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

- **Armatures transversales minimales :**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante

$$A_{\min} = 0,003.S_t.b$$

➡ **En zone nodale :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2.025$$

➡ **En zone courante :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 20 \times 45 = 2.7$$

- **Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

Soit : $\phi = 8 \text{ mm}$.

Soit : $A_t = 4\text{HA } 8 = 2.01\text{cm}^2 \quad \Rightarrow \text{(1 cadre et un étrier)}.$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 152,45 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{152,45 \times 10^3}{450 \times 870} = 0,39 \text{ MPa} < 2,5 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

- **Vérification des contraintes (dans le béton et l'acier):**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_u}{b \times d} ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_u} \leq \bar{\sigma}_s = \min \{0,5 f_e ; 90 \sqrt{f_{t28}}\} = 164,97 \text{ MPa}$$

Sens		M_s	A_u	P	B	K_1	σ_s	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Observation
X-X	Appuis	621.8	37.18	0.95	0.863	21.50	222.75	10.36	15	observée
	Travée	451.2	21.29	0.646	0.882	27.37	232.32	8.49	15	observée
Y-Y	Appuis	525.9	30.9	0.79	0.872	24.06	224.34	9.32	15	observée
	Travée	271.8	18.84	0.48	0.875	32.62	189.51	5.81	15	observée

Tableau VI-10 : Vérification des contraintes.

VI-V-3 Armatures de peau (BAEL/Art 8.3) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.



CHAPITRE VII
Boite rigide

VII. Etude du voile périphérique :

VII.1. Introduction :

Afin de relier la structure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations ;
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.
- Assurer la fonction de soutènement des terres.

VII.2. Pré dimensionnement du voile périphérique :

L'épaisseur minimale imposée par le *RPA 99 (Art 10.1.2 ; page 81)* pour le voile périphérique est de 15 cm, on opte pour épaisseur de 20 cm.

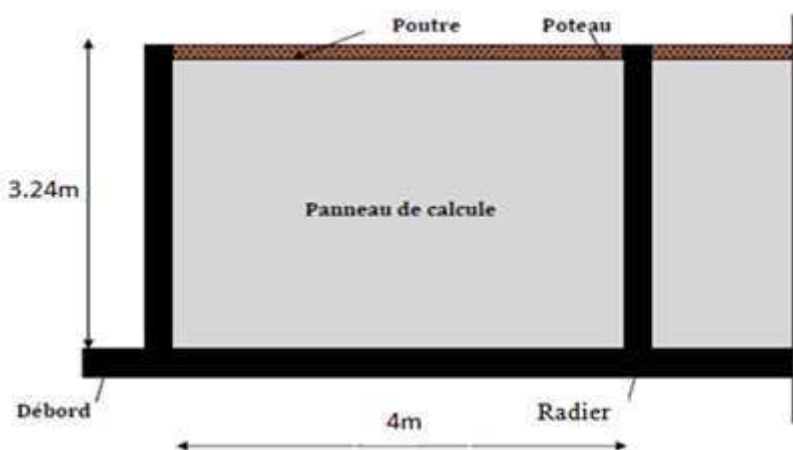


Figure. VII.1 : panneau à calculer.

a) Contrainte de sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - 0.5 \implies K_0 = 0.50$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : angle de frottement interne

b) Caractéristiques du sol :

$$\gamma = 18 \text{ KN} / \text{m}^3$$

$$q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\varphi = 30^\circ$$

$$c = 0$$

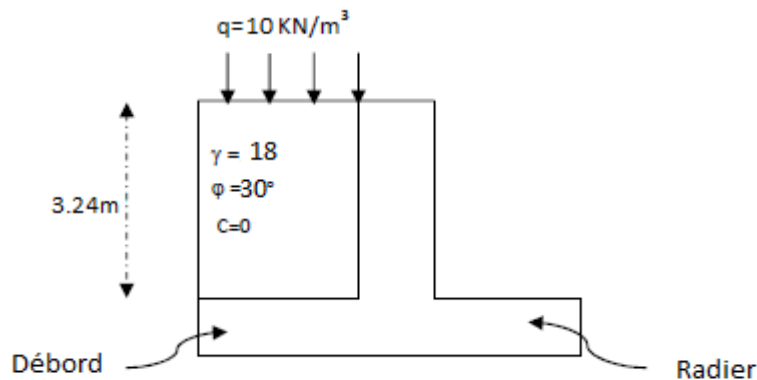


Figure. VII.2 : Schéma statique du voile périphérique.

c) Calcul des sollicitations :**ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1.5 \times 0.50 \times 10 = 7.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

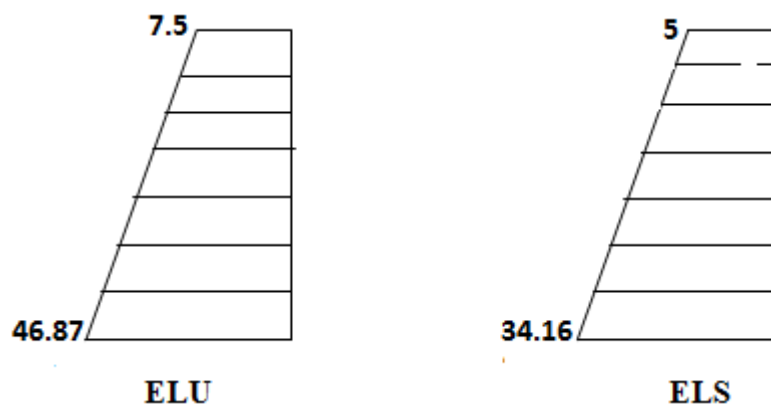
$$h = 3.24 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.50 \times (1.35 \times 18 \times 3.24 + 1.5 \times 10) = 46.87 \text{ KN} / \text{m}^2$$

ELS :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.50 \times 10 = 5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$h = 3.24 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.50 (10 + 18 \times 3.24) = 34.16 \text{ KN} / \text{m}^2$$

❖ Diagramme des contraintes :

❖ **Charge moyenne :**

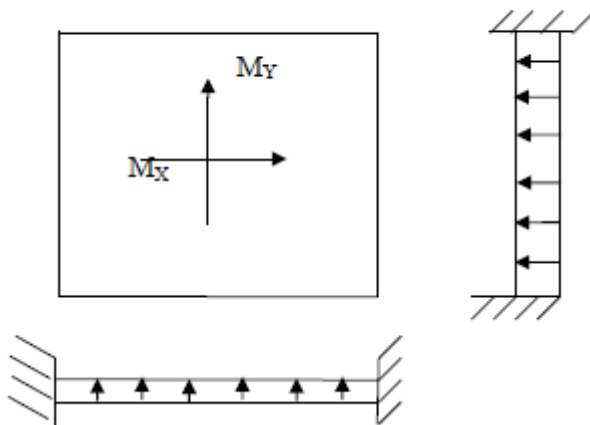
La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bonde de 1 mètre est :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 46.87 + 7.5}{4} \times 1 \text{ m} = 37.02 \text{ KN / ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 34.16 + 5}{4} \times 1 \text{ m} = 26.87 \text{ KN / ml}$$

VII.3. Ferrailage du voile périphérique :**a) Méthode de calcul :**

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

**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 :**
 - 0.85 → (sens XX)
 - 0.75 → (sens YY)
- **Moment d'encastrement sur les grands cotés :**
 - 0.5 → appui de rive
 - 0.5 → autre appui

2. Identification des panneaux :

$$l_x = 3.24m$$

$$l_y = 4m$$

$$\varphi = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.24}{4} = 0.81 > 0.4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

ELU :

$$\varphi = 0.81 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0553 \\ \mu_y = 0.613 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0553 \times 37.02 \times 4^2 = 32.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y \cdot M_{0X} = 0.613 \times 32.75 = 20.07 \text{ KN.m}$$

❖ Correction des moments :**Sens XX :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0X} = 0.5 \times 32.75 = 16.375 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_{0X} = 0.85 \times 32.75 = 27.84 \text{ KN.m}$$

Sens YY :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0Y} = 0.5 \times 20.07 = 10.035 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0.75 M_{0Y} = 0.75 \times 20.07 = 15.05 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$\varphi = 0.81 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0.723 \end{cases}$$

$$M_{0X} = 0.0621 \times 26.87 \times 3.24^2 = 17.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = 0.723 \times 17.5 = 12.65 \text{ KN.m}$$

❖ Correction des moments :**Sens XX :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0X} = 0.5 \times 17.5 = 8.75 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_{0X} = 0.85 \times 17.5 = 14.875 \text{ KN.m}$$

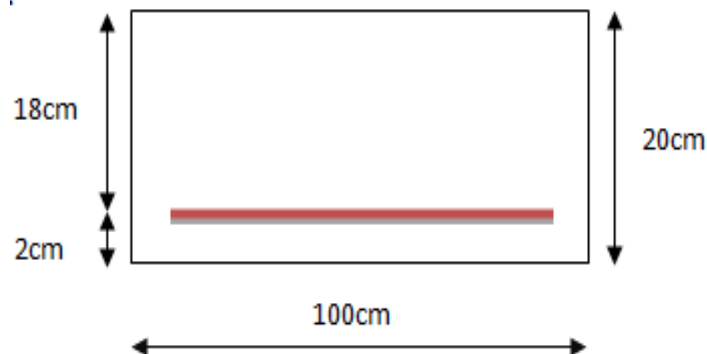
Sens YY :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0Y} = 0.5 \times 12.65 = 6.325 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0Y} = 0.75 \times 12.65 = 9.49 \text{ KN.m}$$

b) Le Ferrailage :

Le ferrailage se fait pour une bande de 1 ml



$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Le résumé des calculs est donné dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : ferrailage du voile périphérique

Sens	zone	$M_u(\text{KN.m})$	μ_U	μ_1	section	β	$A(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$	e (cm)
XX	Appuis	16.375	0.036	0.392	SSA	0.982	2.66	2.17	4HA14=6.15	25
	Travée	27.84	0.06	0.392	SSA	0.969	4.58	2.17	4HA14=6.15	25
YY	Appuis	10.035	0.022	0.392	SSA	0.989	1.62	2.17	4HA12=4.52	25
	travée	15.05	0.032	0.392	SSA	0.984	2.44	2.17	4HA12=4.52	25

c) Recommandations du RPA :

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)
- $A \geq 0.001 b h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles par m^2 de HA8.

VII.4. 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 :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}; \text{ avec } \eta = 1.6$$

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

➤ Dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 2 : Vérification des contraintes à l'ELS.

sens		A _s (cm ²)	M _s (KN.m)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	obser
XX	Appuis	4HA14	8.75	0.34	0.909	39.93	85.56	201.63	2.14	15	vérifiée
	travée	4HA14	14.875	0.34	0.909	39.93	145.45	201.63	3.64	15	vérifiée
YY	Appuis	4HA12	6.325	0.25	0.920	47.50	84.50	201.63	1.78	15	vérifiée
	travée	4HA12	9.49	0.25	0.920	47.50	126.78	201.63	2.67	15	vérifiée

- **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_U}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{324} = 0,062 > \frac{M_t}{20M_U} = \frac{14.875}{20 \times 28.05} = 0,026 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 18} = 0,0025 < \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

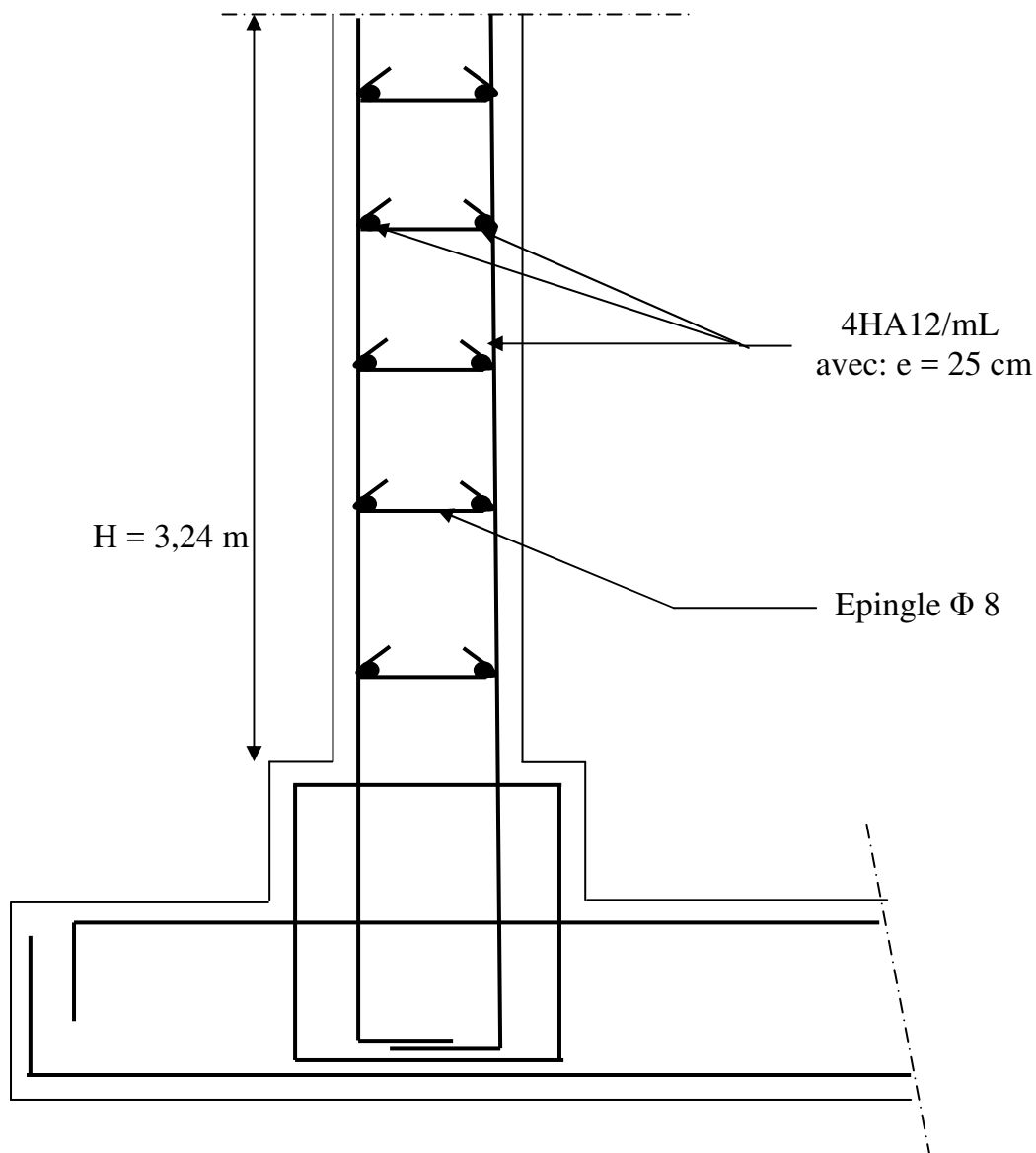


Figure. VII.3- Ferrailage du voile périphérique

Conclusion Générale :

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine de bâtiment.

Nous avons utilisé le logiciel ETABS afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

D'après l'étude que nous avons faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique optimale réalisée sans surcoût important.

L'étude de l'infrastructure, est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour nous qui va représenter notre premier pas dans le domaine du travail.

BIBLIOGRAPHIE :

Règlements :

- ❖ Règles parasismiques Algériennes **RPA 99/ version 2003**.
- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **CBA 93**.
- ❖ Règles de calcul de béton armé aux états limites **BAEL 91**.
- ❖ Document technique réglementaire (**DTR B.C 2.2**) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

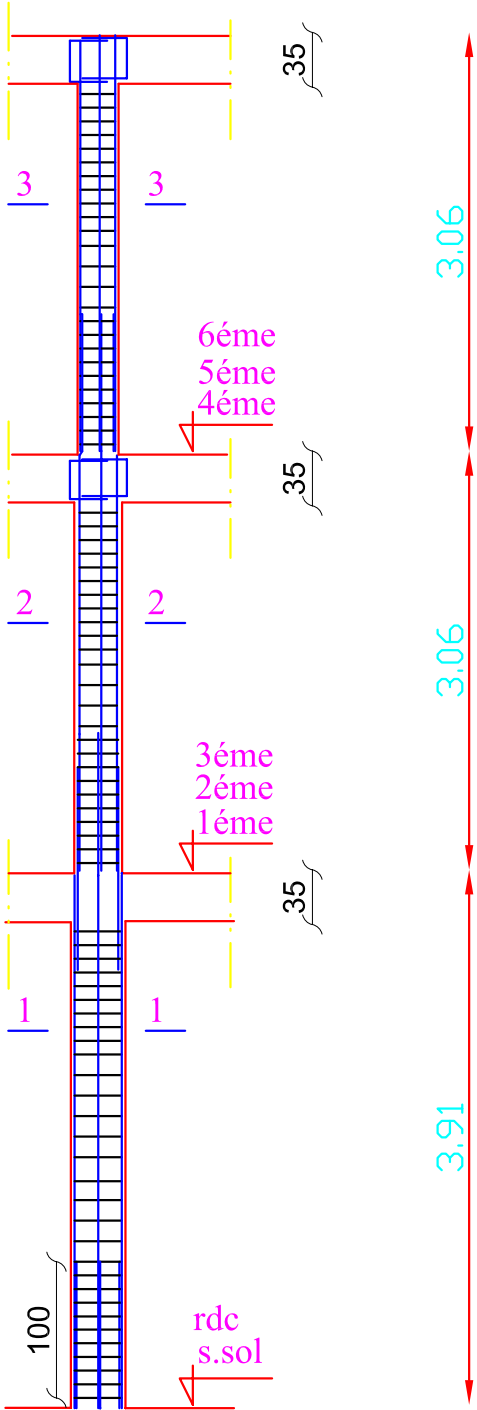
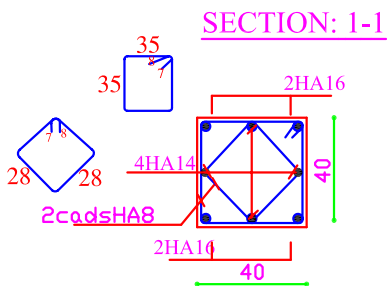
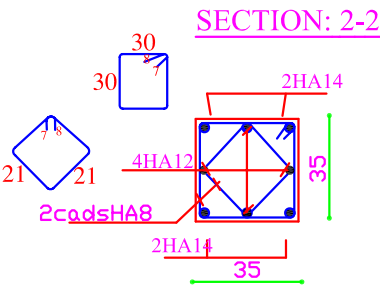
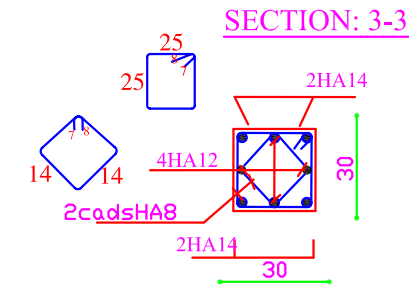
Logiciels :

- ❖ Logiciel **ETABS 9.6.0**
- ❖ Logiciel de ferrailage **SOCOTEC**
- ❖ **EXCEL 2007**
- ❖ **WORD 2007**
- ❖ **AUTOCAD 2010**

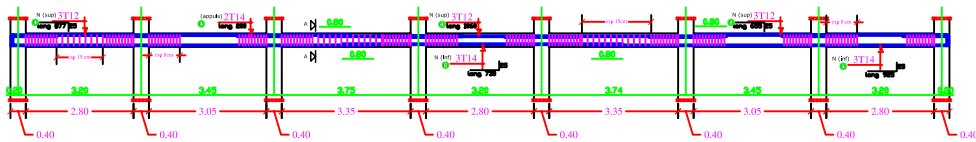
Ouvrage :

- ❖ Calcul pratiques des ossatures de bâtiment en béton armé **Albert FUENTES**.
- ❖ Formulaire du béton armé de **Victor DAVIDOVICI**.
- ❖ Les abaques de **PIGEAUD**.
- ❖ Cours et TD des années spécialité (RDM, BETON, DDS...)
- ❖ Mémoire de fin d'études des promotions précédentes.

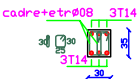
FERRAILLAGE POTEaux (P1) (40x40)(35x35)(30x30) cm²



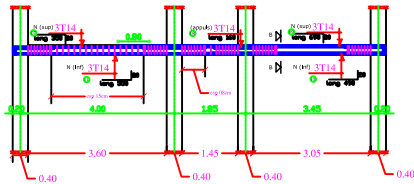
POUTRE SECONDAIRE



coupe A-A



POUTRE PRINCIPALE



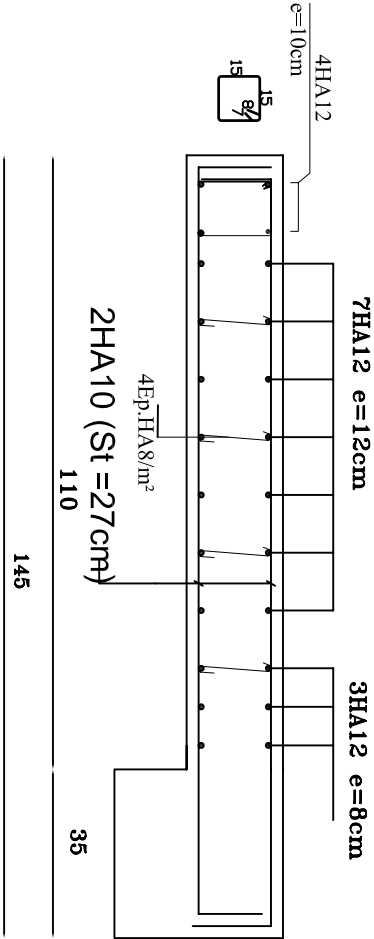
coupe B-B



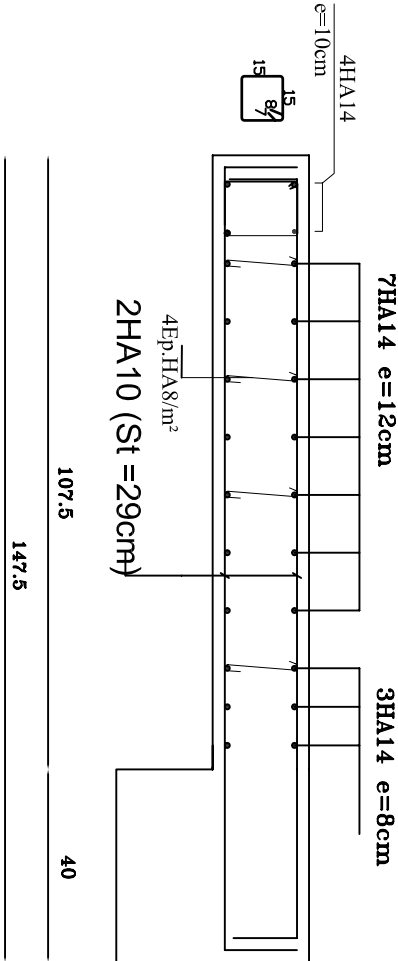
NOMENCLATURE DES ACIERS				
REP	Ø	T	Long	Façonnage
01	—	12	877	877
02	—	14	200	200
03	—	12	1060	1060
04	—	12	655	655
05	—	14	925	925
06	—	14	730	730
07	—	14	350	350
08	—	14	160	160
09	—	14	690	690
10	—	14	490	490
11	—	14	550	550

coupe	8	—	130	130
coupe A-A	8	—	75	75
coupe	8	—	105	105
coupe B-B	8	—	65	65

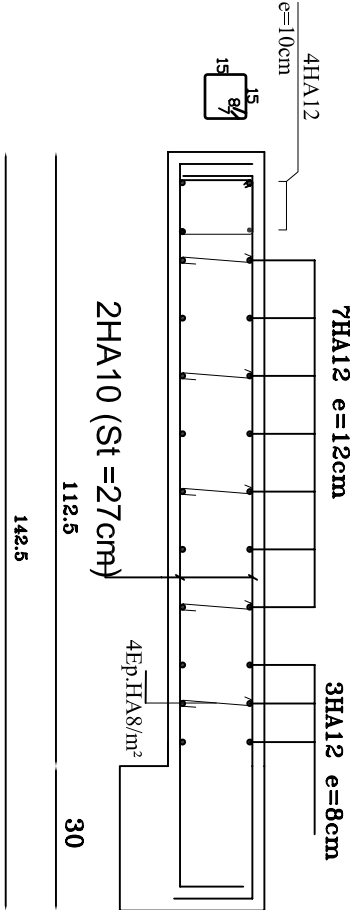
ZONE II



ZONE I

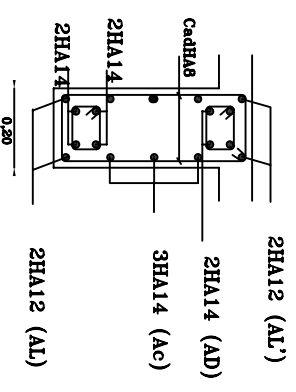


ZONE III

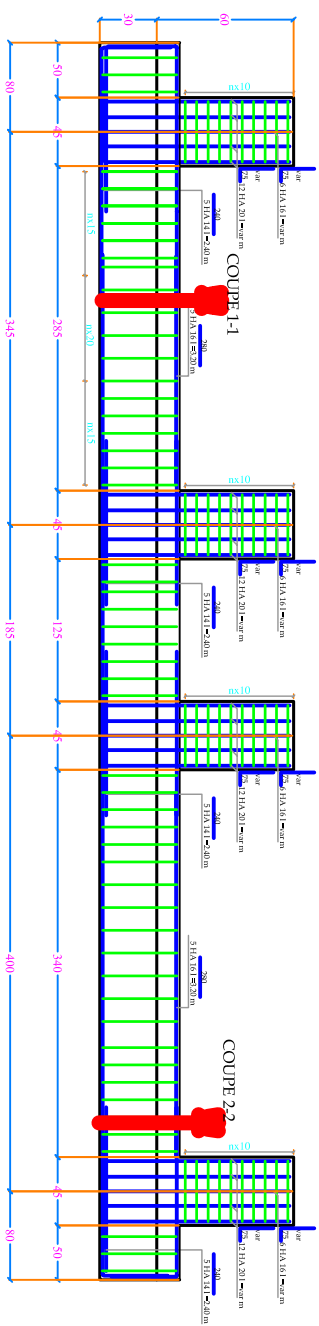
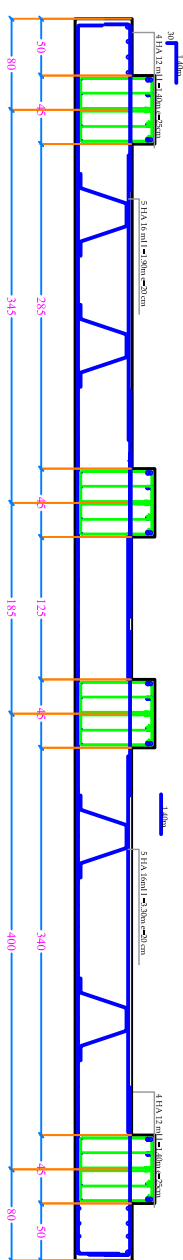


Ferrailage du voile VL5(coupe transversal)

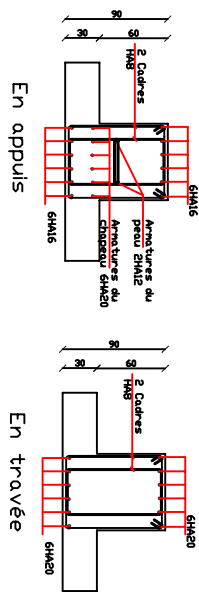
Zone II et III



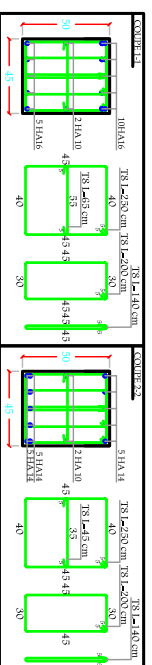
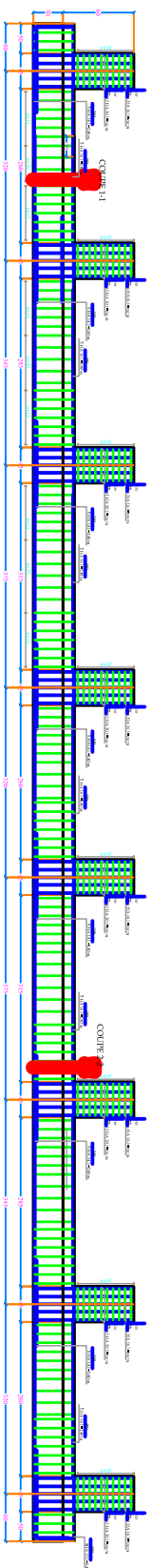
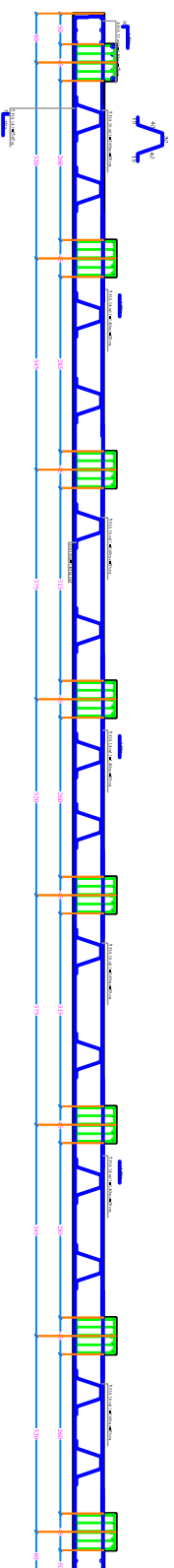
ferrailage de radier générale nervurée sens Y-Y



Ferrailage de la nervure XX



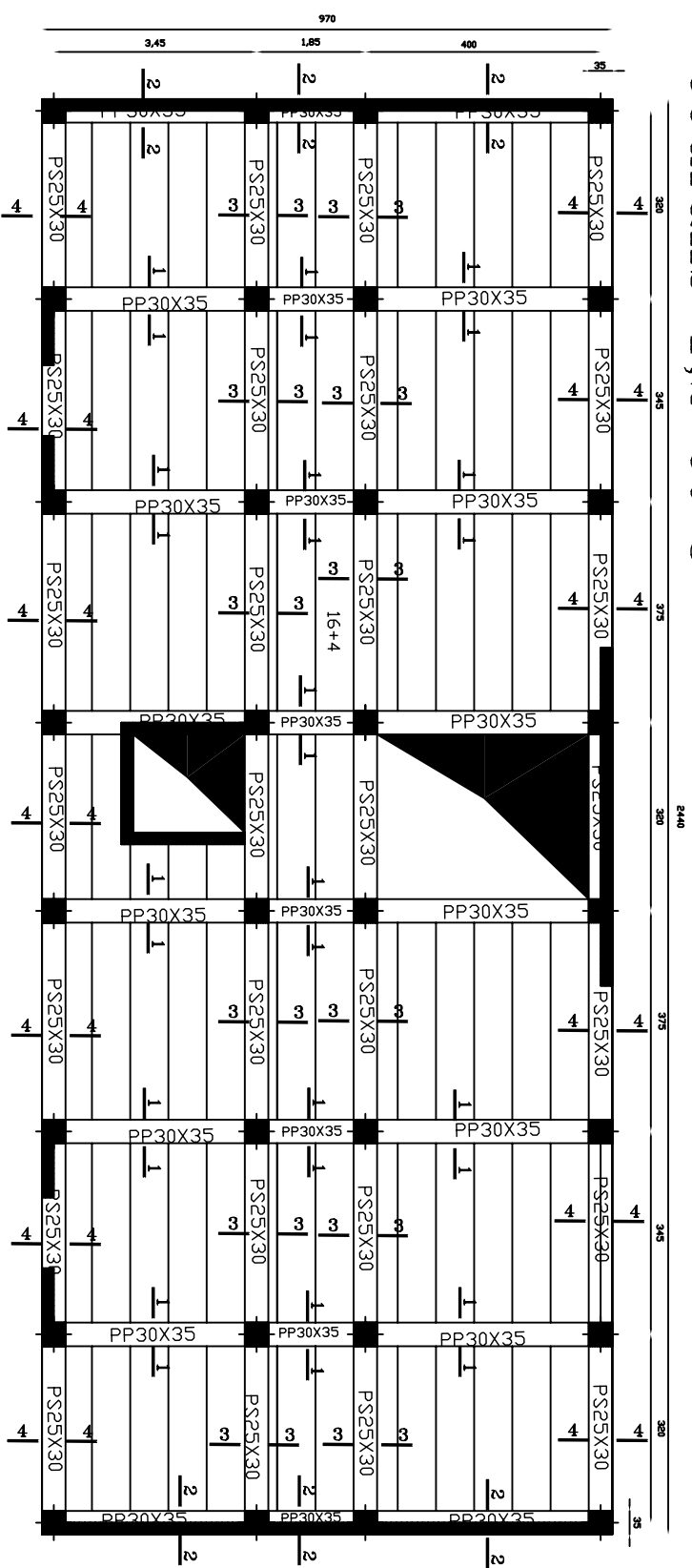
ferrailage de radier générale nervurée sens X-X



Ferrallage de la nervure XX

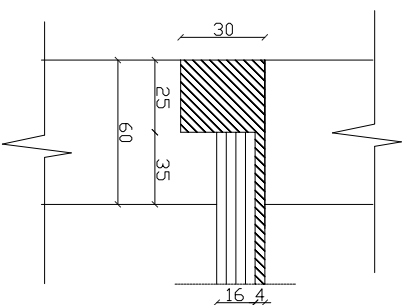


Coffrage planchers etages coursans 1,2 et 3

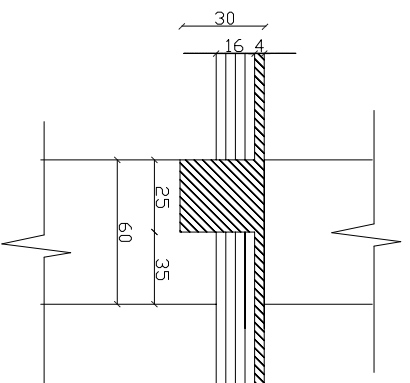


Coffrage planchers etages courans 1,2 et 3

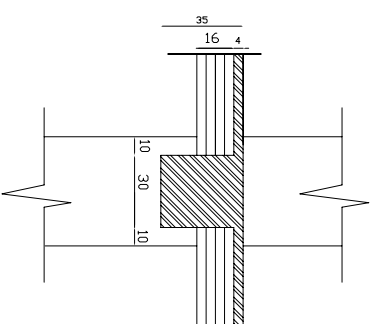
Coupe 4-4



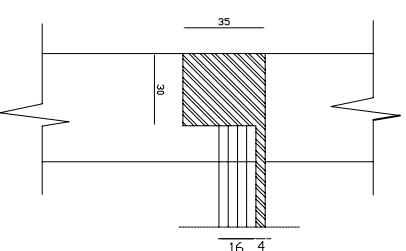
Coupe 3-3



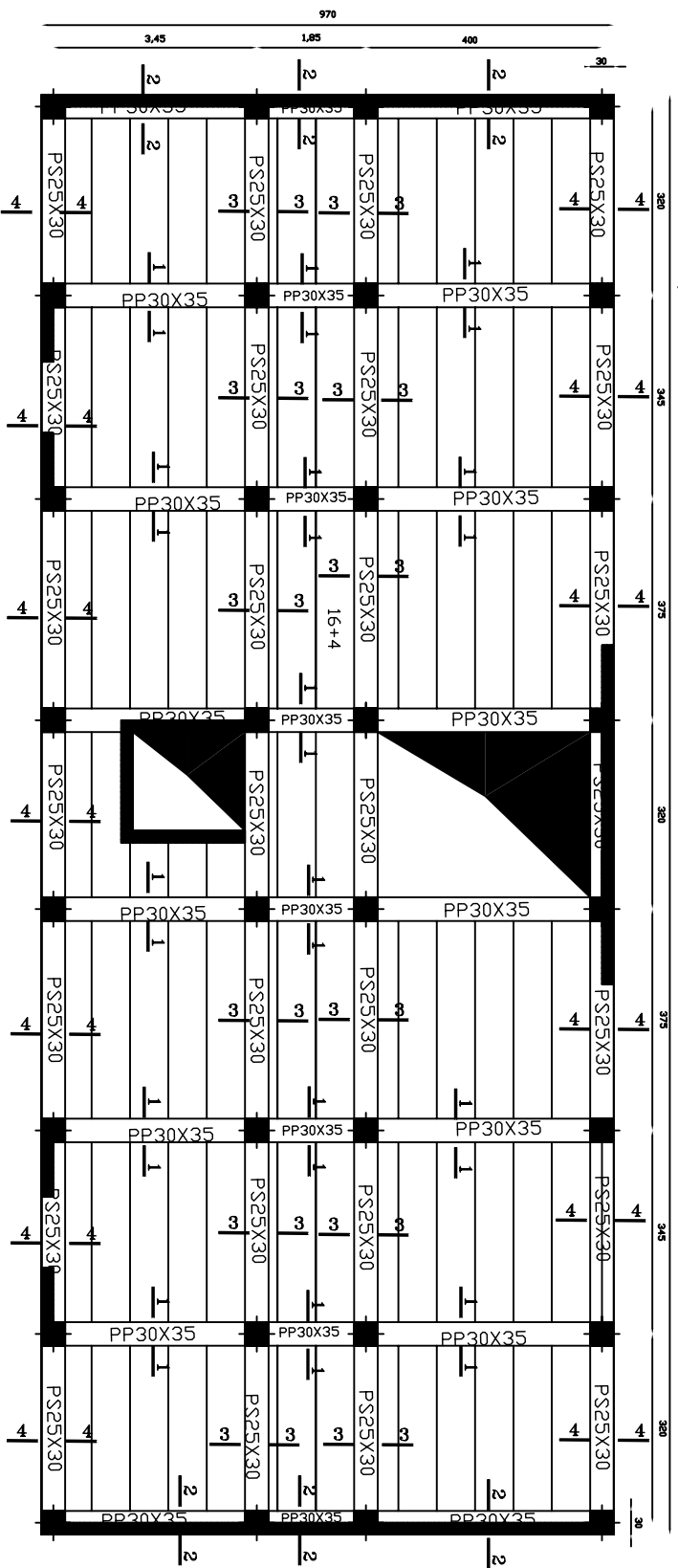
Coupe 1-1



Coupe 2-2

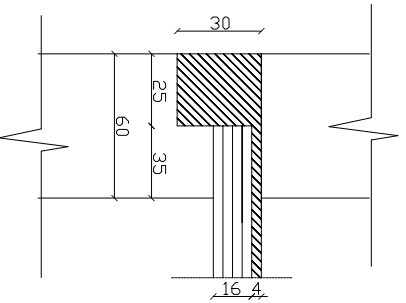


2440

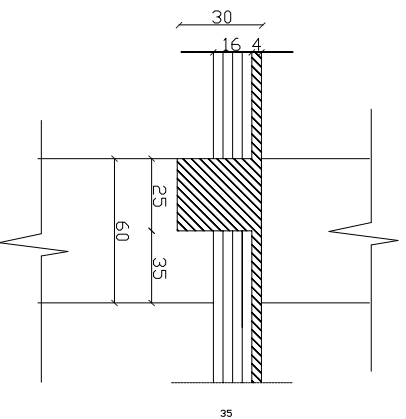


Coffrage planchers etages courans 4,5 et 6

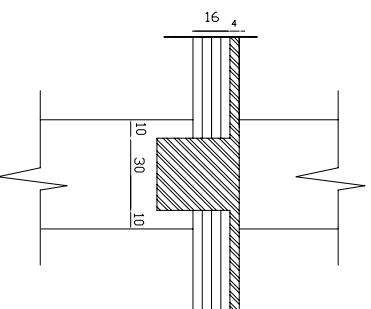
Coupe 4-4



Coupe 3-3



Coupe 1-1



Coupe 2-2

