

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

Faculté de Génie civil de la construction

Département de Génie civil



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du Diplôme de Master en Génie civil

Option : Constructions civiles et industrielles (C.C.I)

Thème

***Etude d'un bâtiment (RDC+5 étages + S sol)
A usage d'habitation et commercial en
contreventement mixte***

Réalisé par :

M^{elle} : BELKACEM Samira

M^{elle} : BENMOUMENE Bahia

Dirigé par :

M^{me} RAHMANI Naima

Jury de soutenance :

Président : Mr AIT AIDER .H

Examineur : M^{me} LARABI .S

Promotion 2018/2019

Sommaire

Remerciement

Dédicaces

Liste des symboles

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale 1

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I-1) Introduction	2
I-2) Présentation de l'ouvrage	2
I-3) Réglementation	2
I-4) Caractéristiques géométriques des bâtiments	2
I-5) Les éléments constitutifs de l'ouvrage	2
I-5-1) L'ossature	3
I-5-2) Les planchers	3
I-5-3) balcons	4
I-5-4) La cage d'ascenseur	4
I-5-5) Les escaliers	4
I-5-6) Maçonnerie.....	4
I-5-7) Revêtements	4
I-5-8) Les voiles	4
I-5-9) Les fondations	5
I-6) Etude géotechnique du sol.....	5
I-7) Caractéristiques mécaniques des matériaux	5
I-7-1) Les différents états limites	5
I-7-2) Actions	6
I-7-3) Le béton	6
I-7-3-1) Caractéristiques physiques et mécaniques du béton	7
I-7-3-2) Résistance caractéristique à la compression	7
I-7-3-3) Résultats caractéristique à la traction	7
I-7-3-4) Etat limites des contraintes du béton	7
I-7-3-5) Etat limite de service de résistance à la compression.....	8
I-7-3-6) contrainte limite de cisaillement	9
I-7-3-7) déformation longitudinale du béton.....	9
I-7-4) L'acier	10
I-7-4-1) Module d'élasticité longitudinale de l'acier	10
I-8) Protection des armatures	12

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II-1 Introduction.....	13
II-2-Pré-dimensionnement des éléments	13
2.1-Les Planchers.....	13
2.2. Les poutres	14
2.3.Les voiles.....	15
2.4.Les poteaux.....	16
2.4.1 Détermination des charges permanentes et des surcharges	17

Chapitre III : Calcul des éléments

III.1.1 Introduction	25
III.1.2 L'acrotère	25
1. Schémas statiques	25
2. Déterminer des sollicitations	26
III.1.3 combinaisons des charges	26
A- Etat limite ultime (ELU).....	26
B-Etat limite de service (ELS)	26
III.1.4. Ferrailage de l'acrotère	26
III.1.5 Calcul à l'état limite ultime(ELU)	27
1. Position du centre de pression	27
2. Calcul de la section d'armature	27
III.1.6 Vérification a l'ELU	28
a)Vérification au cisaillement	28
b) Vérification de l'adhérence dans les barres	28
c)Calcul de longueur d'ancrage	29
III.1.7 Vérification a l'ELS	29
1.Calcul de l'excentricité	29
2.Vérification des contraintes dans l'acier	29
3.Vérification des contraintes dans le béton	29
4.Vérification au séisme.....	30
II.2) Etudes des planchers	30
III.2.1) Etude de la dalle de compression	31
A) Armatures perpendiculaires aux poutrelles	31
III.2.2) Etude de la poutrelle	31
III.2.3 Etude du plancher sous –sol.....	34
III.3 Calcul des escaliers	46
III.3.1 Introduction	46
III.3.2 Caractéristiques dimensionnelles.....	46
III.3.3 Pré dimensionnement	47
III.3.4 Calcul à l'ELU	48
III.3.5 Calcul des armatures	52
III.3.6 Les vérifications à l'ELU.....	53
III.4 Calcul de la poutre palière	61
III-4-1 Déterminations des charges	61
1. Calcul à l'ELU	61
2. Ferrailage a l'ELU	63
3. Vérification	63
III.5 Salle machine	68
III.5.1 Calcul de la dalle pleine.....	68
1. Calcul a l'ELU.....	68
2. Vérification a l'ELU	71
3. Vérification à l'ELS	72
4. Ferrailage à l'ELS	73
III.6 Les balcons	75
III-2-1 Détermination de sollicitation	75
2. Combinaison des charges	76
3. Calcul à l'ELU	76
4. Vérification à l'ELU.....	76
5 Vérification à L'ELS	77

Chapitre IV : Modélisation de la structure

Introduction	79
1.1 Etapes de calcul à suivre dans Robot.....	80

Chapitre V : Vérification de la structure

V-1 Les différentes vérifications du RPA	94
1.1 Pourcentage de la participation de la masse modale	94
1.2 Vérification de l'effort tranchant à la base	94
1.3 Vérification de la période	97
1.4 Vérification de la torsion d'axe verticale	98
2. Justification du système de contreventement	99
3. Déplacements relatifs	100
4. Vérification de l'effet P-Delta	100
5. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux	102

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI-1. Ferrailage des poteaux	103
VI-1-1. Introduction	103
VI-1-2. Recommandation du RPA 2003	103
VI-1-3. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU	104
VI-1-4. Les armatures transversales	107
VI.2) Ferrailage des poutres	113
VI.2.1) Introduction	113
VI.2.2) Recommandations du RPA99 version 2003	113
VI.2.3) Ferrailage des poutres à l'ELU	114
VI.2.4) Vérification à l'ELU	116
VI.2.5) Vérifications à l'ELS	120
VI.3) Ferrailage des voiles	122
VI.3.1) Introduction.....	122
VI.3.2) Combinaisons d'action	122
VI.3.3) Ferrailage des voiles	122

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII-1 Introduction	136
VII-2 : Choix du type de fondation	136
VII-3 : Vérification du type de fondation	136
VII-4 : Pré dimensionnement des semelles filantes.....	139
VII-5 : Vérification de la contrainte réelle du sol	139
VII-6 : Calcul de la poutre de rigidité.....	139
VII-7 : longrine	144
IX-8 : Vérification de la stabilité au renversement	145

Chapitre VIII : Etude de mur plaque

VIII) Introduction	146
VIII.1) Pré dimensionnement du mur plaque	146
VIII.2) Détermination des sollicitations	146
VIII.3) Ferrailage du mur plaque.....	147
Conclusion générale	150

REMERCIEMENT

En premier lieu, nous tenons à adresser nos vifs remerciements à notre promoteur M^{eme} RAHMANI pour ces orientations et conseils tout le long de notre travail.

Que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de l'institut de génie civil veuillent trouver ici l'expression de notre profonde reconnaissance.

Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participées de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui nous ferons l'honneur de le juger et de l'enrichir par leurs propositions.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à

*Mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout
au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin et
qui' ont tout fait pour que je réussisse,
Que Dieu vous bénisse et vous garde.*

A mon frère

A mes sœurs

A tous mes amis(es).

*A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à
la réalisation de ce modeste travail.*

A toute la promotion 2018 /2019.

Samira

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

A mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin et qui' ont tout fait pour que je réussisse, que Dieu vous bénisse et vous garde.

A mes chers grands frères Ahmed; Hocine ; ma sœur Farid

A ma chère Leticia.

A MON CHERE Farid.

A toute ma famille.

A tous mes amis(es).

A toute la promotion 2018/2019.

A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

Bahía

Liste des symboles

Symboles	Significations
A :	Coefficient d'accélération de zone,
A_s :	Aire d'une section d'acier.
A_t :	Section d'armatures transversales.
B :	Aire d'une section de béton.
ϕ :	Diamètre des armatures, mode propre.
Q :	Charge d'exploitation.
σ_c :	Contrainte de consolidation.
R :	Force résultante.
γ_s :	Coefficient de sécurité dans l'acier.
γ_b :	Coefficient de sécurité dans le béton.
σ_s :	Contrainte de traction de l'acier.
σ_{bc} :	Contrainte de compression du béton.
$\bar{\sigma}_s$:	Contrainte de traction admissible de l'acier.
$\bar{\sigma}_{bc}$:	Contrainte de compression admissible du béton.
τ_u :	Contrainte ultime de cisaillement.
τ :	Contrainte tangentielle.
β :	Coefficient de pondération.
G :	Charge permanente.
ξ :	Déformation relative.
V :	Effort tranchant à la base.
E.L.U :	Etat limite ultime.
E.L.S :	Etat limite service.
N_{ser} :	Effort normal pondéré aux états limites de service.
N_u :	Effort normal pondéré aux états limites ultimes.
T_u :	Effort tranchant ultime.
T :	Effort tranchant, Période.
S_t :	Espacement.
λ :	Elancement.
e :	Epaisseur, Indice des vides.
F :	Force concentrée.
D :	Fiche d'ancrage.
L :	Longueur ou portée.
F_e :	Limite d'élasticité de l'acier.
M_u :	Moment à l'état limite ultime.
M_{ser} :	Moment à l'état limite de service.
M_t :	Moment en travée.
M_a :	Moment sur appuis.
Mt :	Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base.
I :	Moment d'inertie.
E_{ij} :	Module d'élasticité instantané.
E_{vj} :	Module d'élasticité différé.
E_s :	Module d'élasticité de l'acier.
f_{c28} :	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
f_{t28} :	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
F_{cj} :	Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

Figure I.1 : éléments d'un plancher en corps creux	3
Figure1.2 : éléments d'un plancher en dalle pleine.	3
Figure1.3 : coupe schématique d'un escalier.	4
Figure I.4 : diagramme de déformation des contraintes à l'ELU.	8
Figure I.5 : diagramme de déformation des contraintes à l'ELS.	9
Figure I.6 : diagramme des contraintes-déformation de l'acier.	11

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Figure.II.1 : plancher en corps creux	13
Figure II-2 : dimensionnement des poutres	15
Figure-II-3 : coupe de voile en plan	15
Figure II.4 : coffrage des poteaux.	17
Figure II-5 : Coupe verticale du plancher terrasse	17
Figure II.6 : coupe vertical de la dalle pleine.	18
Figure II.7 coups verticale du plancher étage courant.....	18
Figure. II.8 : Mur extérieur	19
Figure. II.9 : Mur intérieur.....	20
Figure II-10 : La coupe transversale de l'acrotère.....	20
Figure II.11 : Localisation du poteau le plus sollicité.....	21
Figure II.12 : Descente des charges.....	22

Chapitre III : Calcul des éléments

Figure III.1.1 : coup vertical de l'acrotère.	25
Figure III.1.2: schéma statique de l'acrotère.	25
Figure III.2.1 : Armatures de l'hourdis.....	31
Figure III.2.2 : La poutrelle comme une section en Té.	32
Figure III.2.3 : schéma statique de la poutrelle	33
Figure III.2.4 : Schéma statique de la poutrelle.	36
Figure III.2.5 : Schéma de calcul des efforts tranchants	37
Figure III.2.6 : Section de la poutrelle	39
Figure III.2.7 : calcul de la flèche.....	45

Figure III. 3.1 : Principaux termes relatifs à un escalier	46
Figure III.3.2 : vue en plan de l'escalier	47
Figure III.3.3 : schéma statique d'escalier	47
Figure III.3.4 : Schéma statique d'escalier.....	49
Figure III.3.5 : Schéma statique d'escalier.....	55
Figure III.4.1 : schéma statique de la poutre palière à l'ELU.....	61
Figure III.5.1 : caractéristique géométrique de la dalle pleine de la salle machine	68
Figure III.6.1 : schémas statique (ELU)	75
Figure III.6.2 : schémas statique (ELU)	76

Chapitre IV : Présentation du logiciel ROBOT

Figure IV.1 : page d'accueil du logiciel robot.	79
Figure IV.2 : choix de la structure à étudier	80
Figure IV.3 : préférence de l'affaire.	80
Figure IV.4 : ligne de construction.....	81
Figure IV.5 : choix de profilé des barres.	82
Figure IV.6 : modélisation des poteaux et des poutres.....	82
Figure IV.7 : boîte de dialogue (affichage des attributs).....	83
Figure IV.8 : définition des éléments panneaux.....	84
Figure IV.8 : épaisseur des voiles.	84
Figure IV.9 : définition des contours des voiles.	85
Figure IV.10 : définition des panneaux.	86
Figure IV.11 : choix de la présentation.....	86
Figure IV.12 : définition des appuis.....	87
Figure IV.13 : liaisons rigides.	87
Figure IV.14 : définition des charges.	88
Figure IV.15 : choix des bardages.	88
Figure IV.16 : application des charges surfacique.	89
Figure IV.17 : définition des charges dynamiques.	89
Figure IV.18 : paramètre de l'analyse nodal.	90
Figure IV.19 : définition des paramètres RPA.....	90
Figure IV.20 : considération de la masse totale et de 20% des charges d'exploitation.	91
Figure IV.21 : définir la combinaison d'action.	91
Figure IV.22 : vérification de la structure.....	92
Figure IV.23 : l'analyse de la structure	92
Figure IV.24 : tableau des données.	93

Chapitre V : Vérification de la structure

Figure V.1: Pourcentage de participation de la masse modale	94
Figure V.2: Valeurs de l'effort tranchant à la base.....	97
Figure V.3 : Valeur de la période	97
Figure V.4 : Vérification de l'excentricité par logiciel	98
Figure V.5 : effort tranchant à chaque élément.....	99
Figure V.6 : effort tranchant à chaque élément.....	99

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

Figure VI.5 : schéma de calcul en flexion simple.....	115
Figure VI-3-1 : Diagramme d'une section entièrement comprimée.	123
Figure VI-3-2 : Diagramme d'une section partiellement comprimée.....	123
Figure VI-3-3 : Diagramme d'une section entièrement tendus.	124
Figure VI-3-4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	126

Chapitre VII : Infrastructure

Figure VII-1 : diagramme des moments à l'ELU	141
Figure VII-2 : diagramme des moments à l'ELS.....	143

Chapitre VIII : Mur plaque

Figure VIII-1 : coupe du mur plaque	146
Figure VIII- 2: Diagramme des contraintes à l'ELU.	147
Figure VIII-3 : Diagramme des contraintes à l'ELS.	147

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.	15
Tableau II.2 : charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.....	18
Tableau II.3 : charges permanentes des dalles pleines.....	18
Tableau II.4 : Charges permanentes du plancher étage courant.....	19
Tableau II.5: charges permanentes de la dalle pleine	19
Tableau II.6 : charges permanentes mur extérieure.....	19
Tableau II.7 : charges permanentes mur intérieur	20
Tableau V.1 : valeur des pénalités « P_q » sens X-X	95
Tableau V.2 : valeur des pénalités « P_q » sens Y-Y	95
Tableau V.3 : Vérification de l'excentricité suivant x-x	98
Tableau V.4 : Vérification de l'excentricité suivant Y-Y.....	98
Tableau V.5 : récapitulatif du résultat.	99
Tableau V .6 : déplacements relatifs selon X	100
Tableau V .7 : déplacements relatifs selon Y.	100
Tableau V.8 : calcul de l'effet P-Delta	101
Tableau VI-1 : ferrailage des poteaux	107
Tableau VI-2 : Sections des armatures transversales	109
Tableau VI-3 : vérifications des contraintes tangentielles	109
Tableau VI-4 : vérification à l'ELS.....	111
Tableau VI-5 : Vérification condition non fragilité.....	112
Tableau VI-2-1 : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs	115
Tableau VI-2-2: ferrailage des poutres principales.....	116
Tableau VI-2-3: ferrailage des poutres Secondaires	116
Tableau VI-2-4: vérification du ferrailage des poutres.....	120
Tableau VI-2-5 : Récapitulatif de Ferrailage des poutres principales et secondaire	121
Tableau VI.3 : Ferrailage adopté	128
Tableau VI-3-1: Calcul des voiles (VL1 ; VL4)	130
Tableau VI-3-2: Calcul des voiles (VL2 ; VL3)	131
Tableau VI-3-3 : Calcul des voiles (VLA)	132
Tableau VI-3-4 : Calcul des voiles (VT1 ; VT2 ; VT3 ; VT4).....	133
Tableau VI-3-5 : Calcul des voiles (VTA2)	134
Tableau VI-3-6 : Calcul des voiles (VTA1)	135

Tableau VII.1 : surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux	137
Tableau VII.2 : surface de la semelle filante sous voiles transversaux.....	137
Tableau VII.3 : Ferrailage de la poutre de rigidité aux appuis.....	141
Tableau VII.4 : Ferrailage de la poutre de rigidité aux travées.....	142
Tableau VII-5: Vérification des contraintes aux appuis à l'ELS.....	144
Tableau VII-6: Vérification des contraintes aux travées à l'ELS.....	144
Tableau VIII-1: Ferrailage du mur plaque.....	148
Tableau VIII-2 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	149

L'Algérie est parmi les pays qui est soumise à de grande activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (*partie nord*) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol.

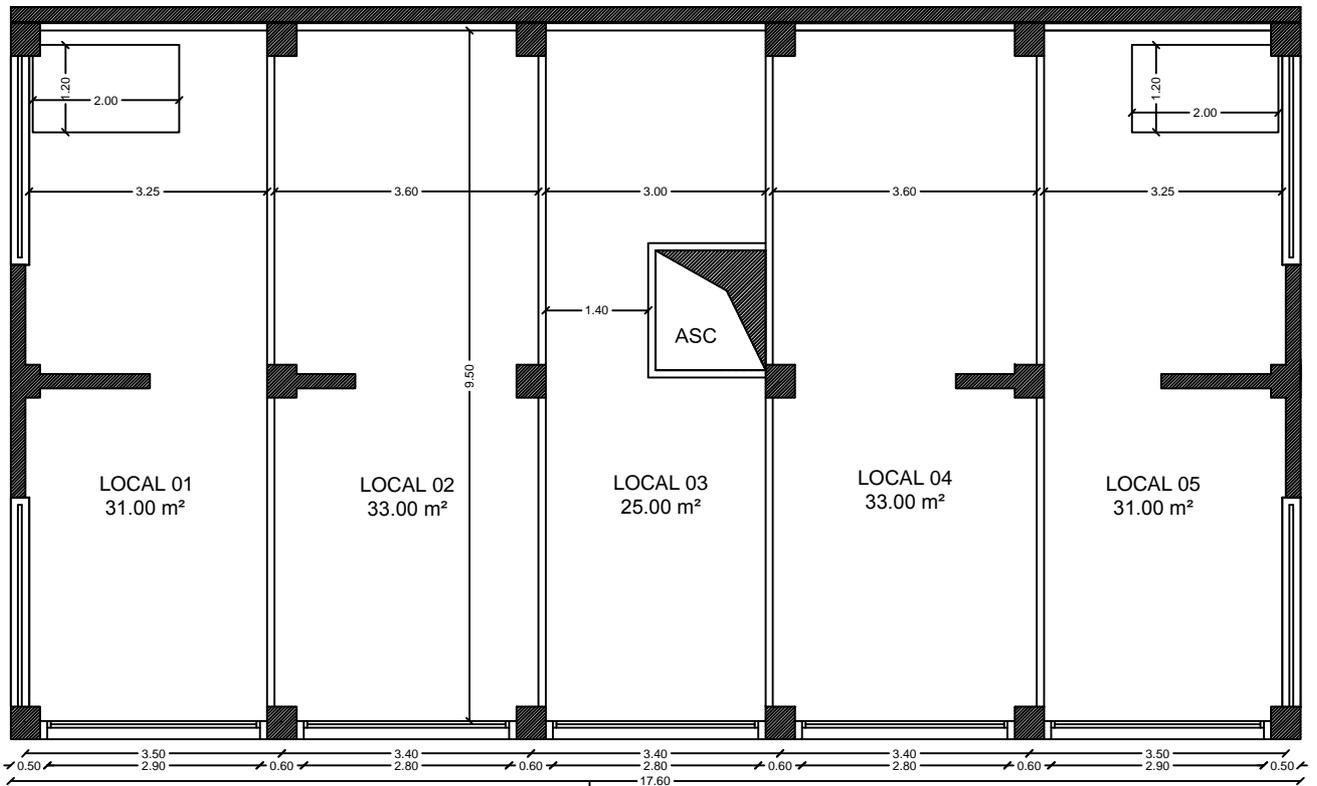
Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage. Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études Ait chikh, porte sur l'étude d'une structure d'un bâtiment (*RDC+5etages+sous-sols*), commerces et habitations. Ce travail est structuré en huit chapitres principaux.

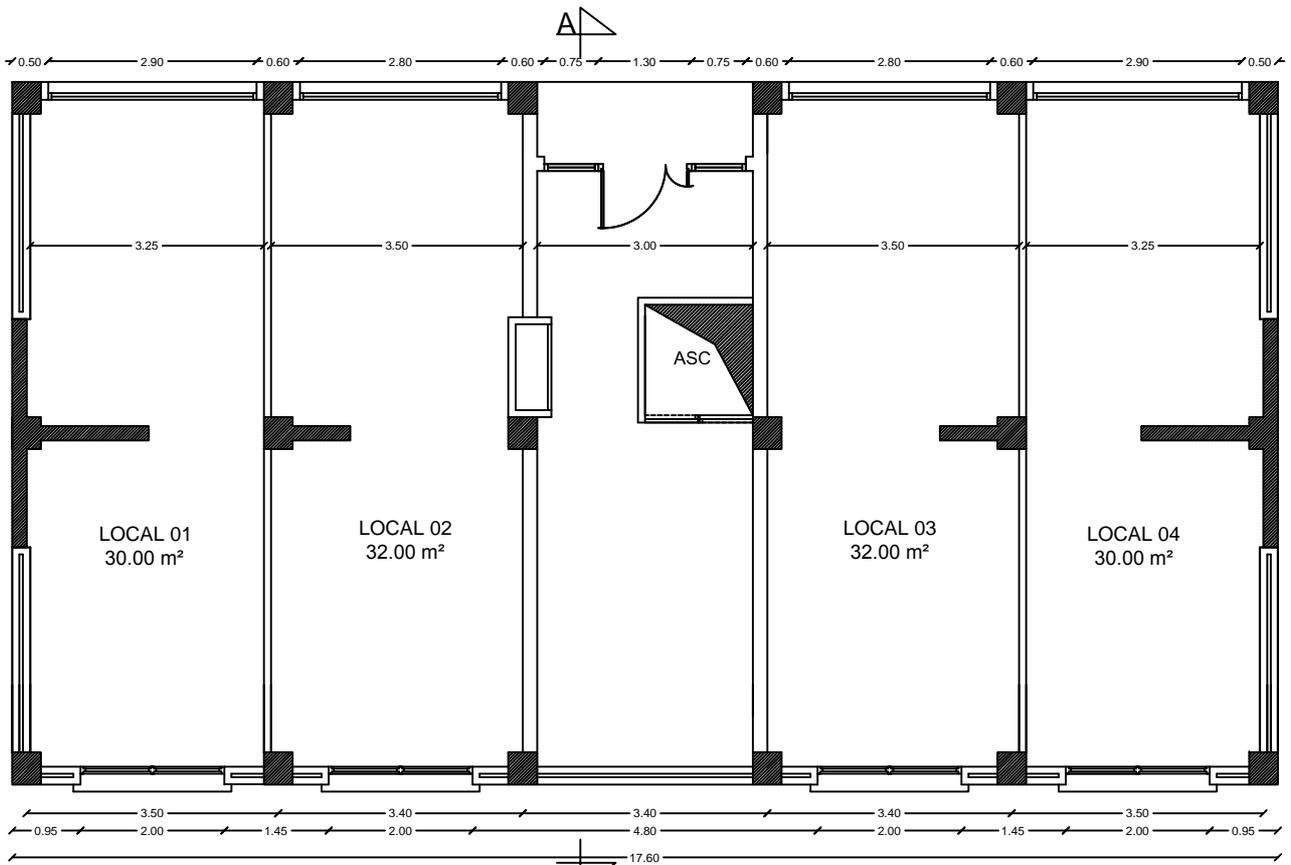
Après avoir présenté le projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements au premier chapitre, on a pré- dimensionné les éléments du bâtiment au chapitre deux.

Au chapitre trois, nous avons calculé tous les éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers, la poutre palière, les balcons, et l'acrotère. Nous avons ensuite effectué la modélisation qui est faite par le logiciel ROBOT au chapitre quatre et on a opté pour les vérifications du RPA au chapitre cinq. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre six, après on a opté au chapitre sept à l'étude des fondations et en fin l'étude du mur plaque fera l'objet du huitième chapitre.

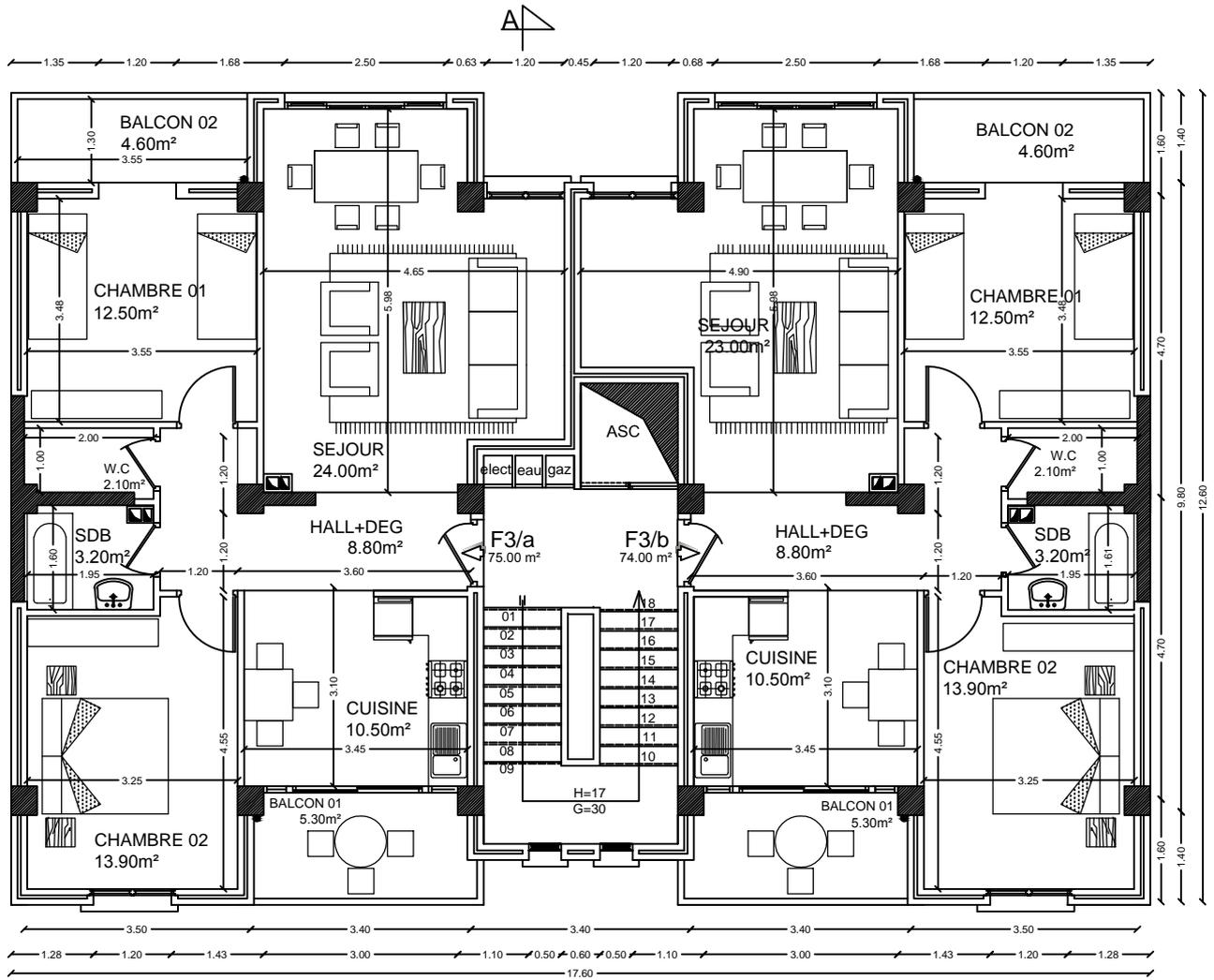
Tous les calculs ont été mené en utilisant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment, *DTU, DTR, BAEL91modifié99 et RPA99 version 2003*.



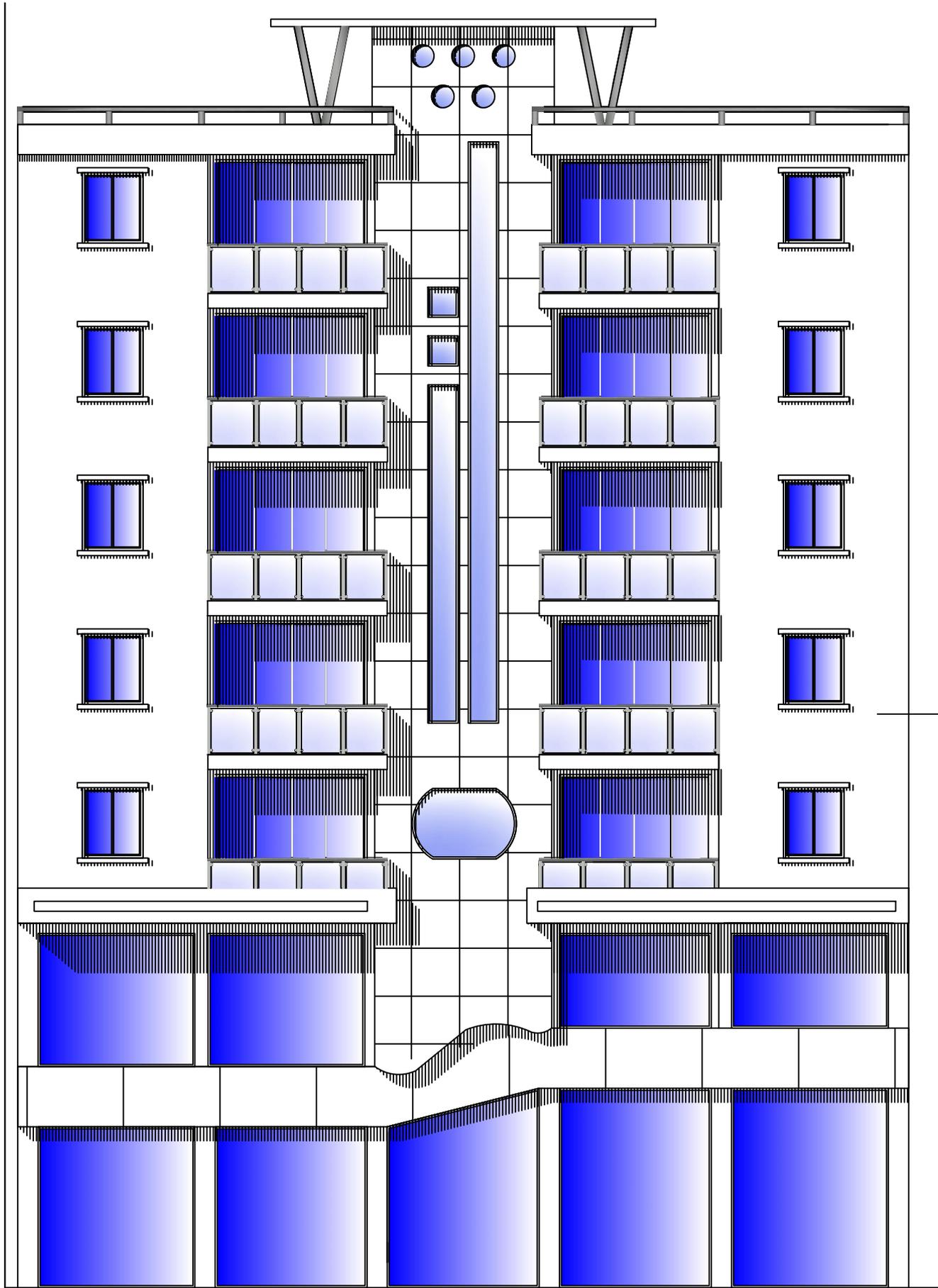
Sous-sol (niveau :-3.50)



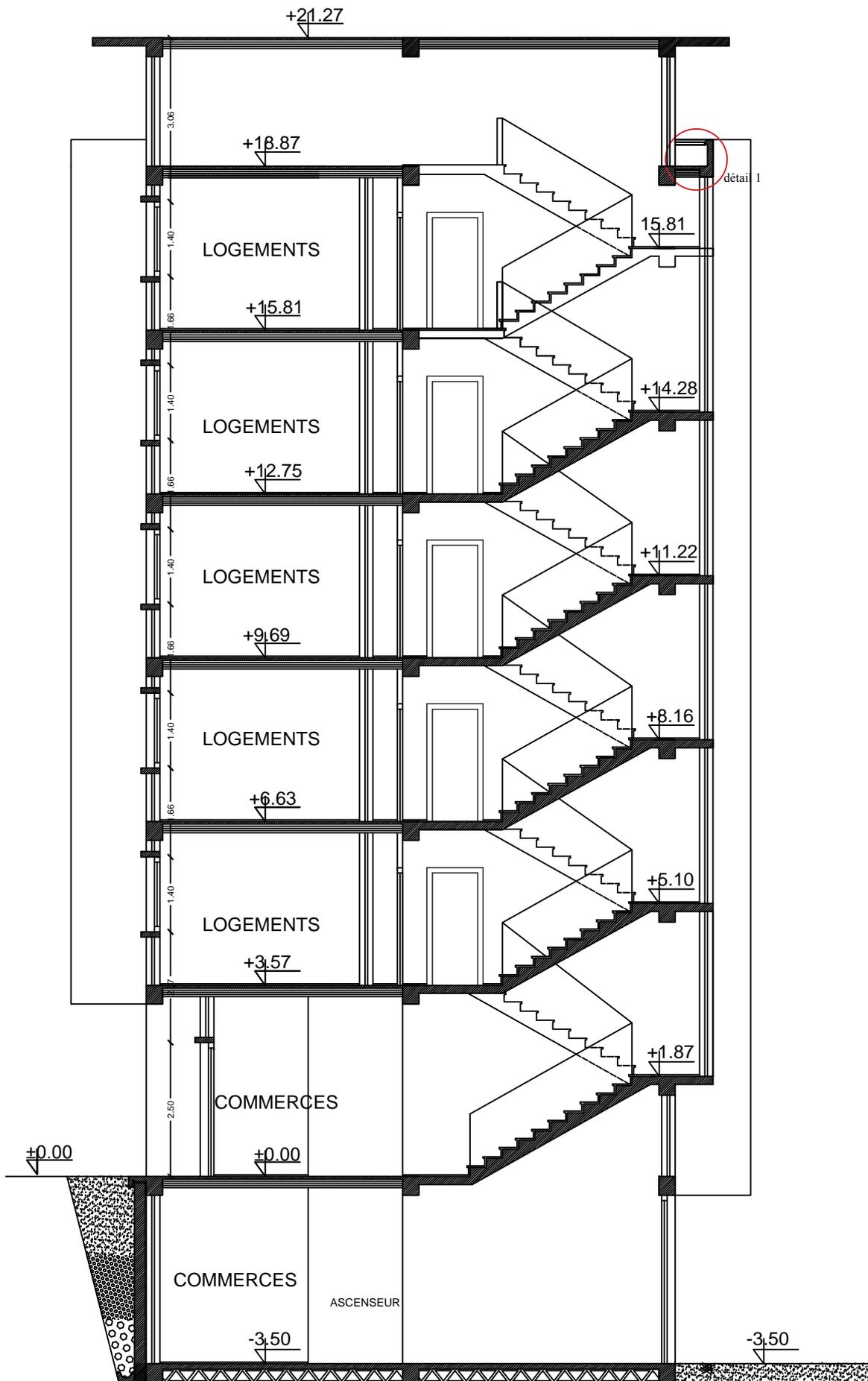
RDC (niveau : ±0.00)



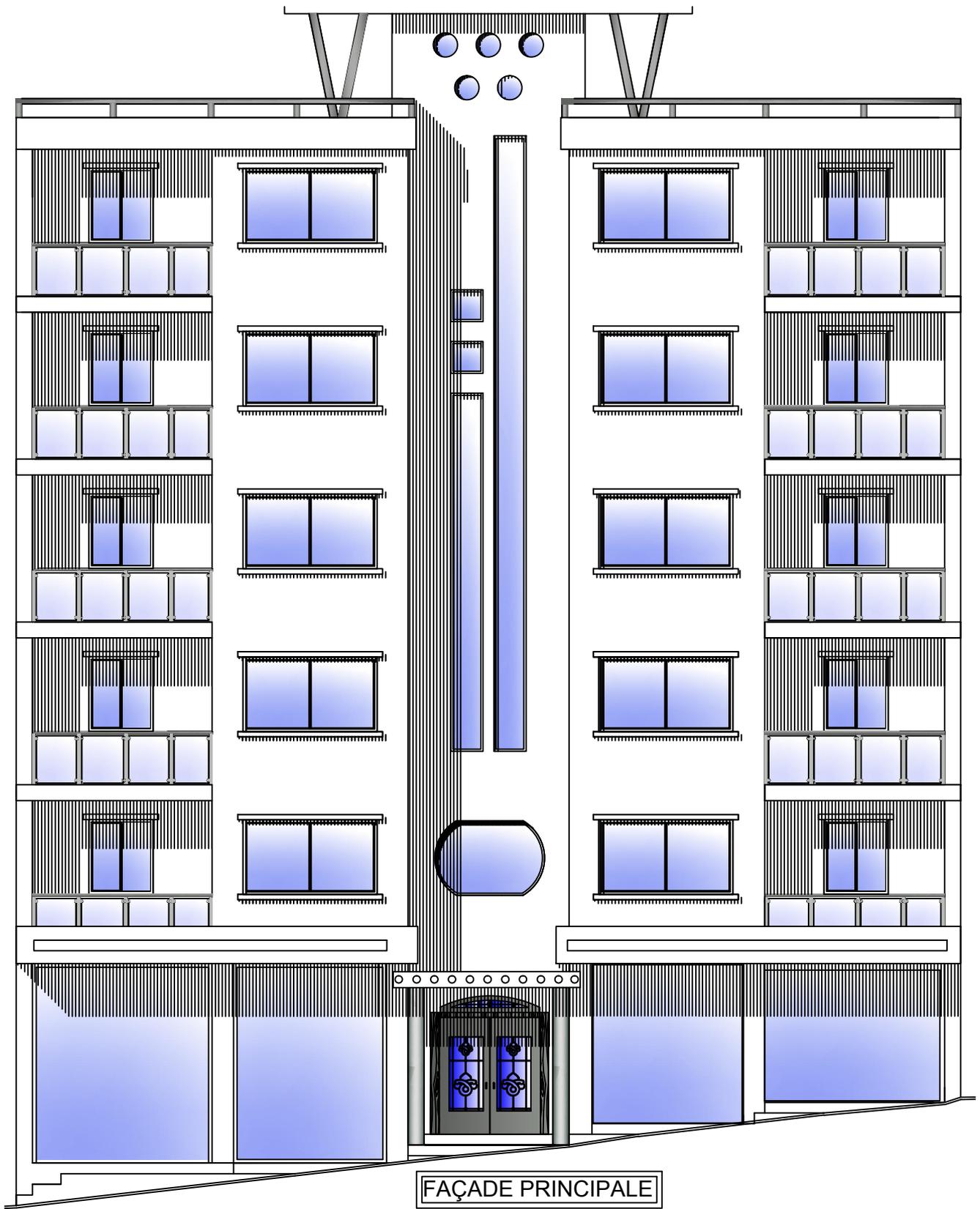
PLAN DES NIVEAUX : +3.57, +6.63, +9.69, +12.75 & +15.81



FAÇADE POSTERIEURE



COUPE AA



FAÇADE PRINCIPALE

I-1) Introduction

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment (RDC+5E+Sous-sol) à usage d'habitations et commercial, implantée à Tizi-Ouzou classée zone de moyenne sismicité (**zone IIa**) selon le règlement parasismique algérien (**RPA99/version 2003**).

I-2) Présentation de l'ouvrage

Ce bâtiment est composé :

- D'un sous-sol (étage commercial) ;
- D'un rez-de-chaussée RDC (étage commercial) ;
- De(05) étages à usage d'habitation.

I-3) Réglementation

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage ainsi que la sécurité des usagers, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur en Algérie à savoir :

- Règles techniques de conceptions et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL 91, révisé 99**) ;
- Le règlement parasismique algérien (**RPA99/version 2003**) ;
- Documentation technique réglementaire charges permanente et surcharge d'exploitations (**DTR**).

I-4) Caractéristiques géométriques des bâtiments

- **Sous-sol**
 Longueur :17.60m
 Largeur :9.85m
 Hauteur :3.50m
- **RDC**
 Longueur :17.60m
 Largeur :9.85m
 Hauteur :3.57m
- **Etage courant**
 Longueur :17.60m
 Largeur :12.60m
 Hauteur :3.06m
- **Hauteur total du bâtiment : H=24.77m**

I-5) Les éléments constitutifs de l'ouvrage

Les règles de **B.A.E.L** comportent, après les règles générales, une partie concernant les ossatures et les éléments courants de structures en béton armé qui définit les règles de calcul ou des dispositions constructives applicables pour des nombreux éléments d'ouvrages.

I-5-1) L'ossature

Notre structure est ossature mixte, composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et les surcharges verticales et éventuellement les charges horizontales.
- Voiles en béton armé disposé dans les deux sens (*longitudinal et transversal*), constituant un système de contreventement rigide, et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (*séisme, vent.....*) Et des charges verticales (poids propre, surcharge d'exploitation....

I-5-2) Les planchers

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux niveaux successifs d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges d'exploitations du bâtiment. Comme ils doivent reprendre à l'exigence de l'isolation thermique et acoustique de la structure en plus d'assurer le passage des différents types de gaine et conduite (*eau, chauffage, électricité....*)

Dans notre bâtiment nous distinguant deux types de planchers :

▪ Plancher en corps creux

Porté par des poutrelles disposées parallèlement aux petites portées des travées sur lesquelles sont posées les corps creux (hourdis).elles assurent la transmission des charges aux éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres).

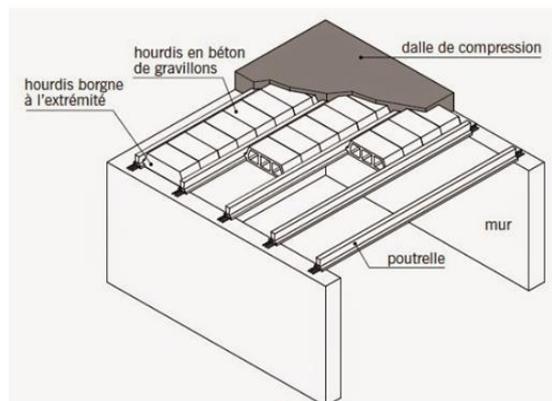


Figure I.1 : éléments d'un plancher en corps creux

▪ Plancher en dalle pleine en béton armé :

Reliés en béton armé, ils sont en généralement coulés sur place.

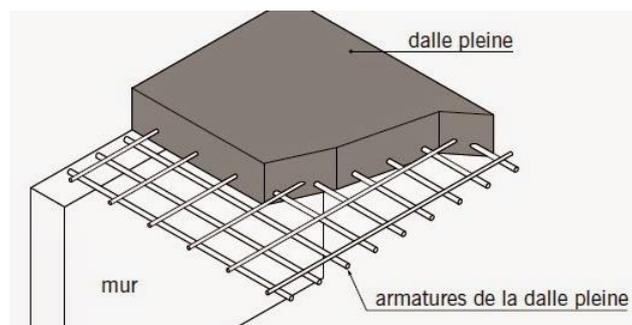


Figure I.2 : éléments d'un plancher en dalle pleine.

I-5-3) balcons

Les balcons de notre bâtiment seront réalisés en dalle pleine.

I-5-4) La cage d'ascenseur

La cage d'ascenseur de notre bâtiment est numérotée d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voile.

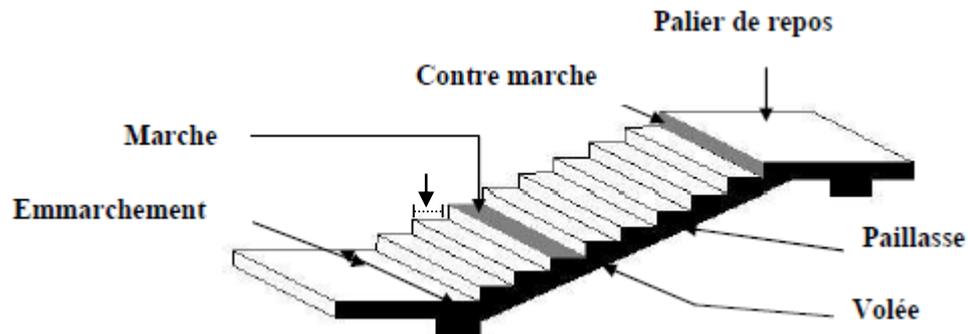
I-5-5) Les escaliers

Figure I.3 : coupe schématique d'un escalier.

Principaux termes relatifs à un escalier :

- Emmarchement
- Le giron des marches (*largeur des marches*) ;
- Contre marche ;
- Palier de départ ;
- Palier d'arrivée ;
- Volée.

I-5-6) Maçonnerie

Dans notre ouvrage, la maçonnerie est constituée de deux types de murs :

- **Murs extérieurs** : ils sont réalisés en double cloisons de briques creuses de **10cm** d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm.
- **Murs intérieurs** : ils sont réalisés en simple cloisons de brique creuses de **10cm** d'épaisseur.

I-5-7) Revêtements

- Carrelage pour les planchers et les escaliers, et les balcons.
- céramique pour les salles d'eau et les cuisines
- Enduits en ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I-5-8) Les voiles

Les voiles sont des murs en béton armé, appelés couramment refend.

Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle il reprend les horizontaux à l'action du séisme et soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (*portique-voiles*).

- **Système de coffrage**

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles dans le but de diminuer le temps d'exécution et réduire opérations manuelles, et pour un coffrage classique en bois pour les portiques.

I-5-9) Les fondations

Les fondations sont les éléments qui sont situés à la base de la structure, elles assurent la transmission des charges et surcharge au sol. Le type de fondation à choisir dépend de l'importance du bâtiment et des caractéristiques mécaniques et physiques du sol.

Il existe 2 types de fondations :

- **Les fondations superficielles**

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur $D / B \leq 3\text{m}$: semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

- **Les fondations profondes**

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur $L/B \geq 6$ et $L \geq 3\text{m}$: puits, pieux

L : longueur de fondation enterrée dans le sol.

B : largeur de la fondation ou diamètre.

I-7) Etude géotechnique du sol

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé ont évalué :

- Contrainte admissible de sol est égale : $\sigma_{\text{sol}} = 3.00 \text{ bars}$;
- Encrage entre 2.00 m et 2.50m par rapport a la cote actuelle du terrain ;
- Site meuble (marne gris-bleu gisant a faible profondeur) ;
- Cohésion (bars) : $0.40 \leq C_{\text{uu}} \leq 0.90$;
- Angle de frottement interne ($^{\circ}$) : $25 \leq \phi_{\text{u}} \leq 30^{\circ}$;
- Résistance a la compression simple (bars) : $4 \leq R_{\text{c}} \leq 12$;
- Masse volumique apparente sèche : $\gamma_{\text{D}} = 19.30 \text{KN/m}^3$

I-7) Caractéristiques mécaniques des matériaux

Le choix des matériaux entrant dans la composition d'une structure à grande dimension dépend d'un critère majeur qui est sa résistance mécanique. Cependant, d'autres critères sont pris en considération tel que la disponibilité des matériaux sur place, leur cout et la facilité la mise en œuvre.

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels : le béton et l'acier qui doivent satisfaire les règles parasismiques algériennes **RP A 99 version 2003** ainsi que les règles de béton armé aux états limite (**BAEL 91 modifiée 99**).

I-7-1) Les différents états limites

Les états limites correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement par lesquels la structure peut être calculée. On distingue deux catégories d'états limites :

- a. Les états limites ultimes (ELU) :** dont le dépassement esquivant a la structure.
- **L'état limite d'équilibre statique :** glissement, renversement, tassement ;
 - **L'état limite ultime de résistance :** concerne la non-rupture de l'ouvrage sous l'effet des efforts qui lui sont appliqués, cela conduira à déterminer par exemple les quantités ;
 - **L'état limite de stabilité de forme :** concerne les pièces élancées, par exemple un poteau qui est soumis à la flexion composé doit résister au risque de flambement.
- b. Les états limites de services (ELS) :** dont le non-respect compromet la durabilité de l'ouvrage.
- **L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton ;**
 - **L'état limite de service d'ouvertures des fissures :** la corrosion des armatures insuffisamment protégées compromet la durabilité de l'ouvrage ;
 - **L'état limite de service de déformation :** des déformations importantes de l'ouvrage peuvent créer des désordres (*comme la fissuration de carrelages sur une dalle trop fléchie*).

I-7-2) Actions

Les actions sont l'ensemble des charges (*permanentes, climatiques, d'exploitations,....etc*) qui s'appliquent à une construction, on distingue :

- a. Les actions permanentes (G) :** s'applique pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage et comportant :
- Le poids propre de la structure ;
 - Les charges de la superstructure (*équipements fixe*).
- b. Les actions variables (Q) :** actions dont l'intensité est plus au moins constante et définies par des textes réglementaires (DTR-BC-22).
- c. Les actions accidentelles :** séisme, action du feu, chocs,.....etc.

I-7-3) Le béton

Le béton est un matériau de construction constitué d'un mélange de ciment, des granulats (*gravier et sable*) et d'eau, qui après sa mise en œuvre, durcit avec le temps grâce aux liants qu'il contient. Il est défini du point de vue par résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

Ça composition dépend de l'ouvrage à construire et des moyens utilisés pour le mettre en œuvre, elle sera tablée par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs prévenances.

Il est nécessaire de fixer les trois critères suivants :

- La résistance que devra atteindre le béton en service ;
- L'ouvrabilité qu'il devra avoir au moment de collage ;
- La dimension maximale des granulats (d).

Dans le cas général, la composition est :

- **Sable propre :** 380 à 450 cm
- **Gravier :**750 à 850 cm
- **Dosage de ciment :**350 kg/m
- **Eau de gâchage :**150 à 200 l/m

I-7-3-1) Caractéristiques physiques et mécaniques du béton

- **Masse volumique** : pour les bétons courants, elle est comprise entre :
 - **2300 à 2400 $\frac{kg}{m^3}$** s'il n'est pas armé ;
 - **2500 $\frac{kg}{m^3}$** s'il est armé.
- **Coefficient de dilatation** : le coefficient de dilatation du béton est le même est celui de l'acier et il est de **5 à 10** ;
- **Retrait hygrométrique** : au cours de sa vie, le béton subit une variation de volume. Lorsque le béton est conservé dans une atmosphère sèche, il diminue de volume, ses dimensions se raccourcissent : «*c'est le retrait*».

Lorsque le béton est conservé dans l'eau, le retrait est beaucoup plus faible.

- **Fluage de béton** : sous chargement constant, la déformation du béton augmente continuellement avec le temps .pour le béton les déformations de fluage sont loin d'être négligeables puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées. $E_V = E_{\infty} = 3E_i$

I-7-3-2) Résistance caractéristique à la compression : (Art A.2.1 ; 11 BAEL 91 modifiées99)

Dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à l'âge de 28 jours, dits « *valeur caractéristique requise* ». Cette résistances ce mesure par des essais de compression simple sur éprouvettes cylindriques de section **200 cm²** et de leur diamètre (*les éprouvettes sont dites « 16-32 »*)

Elle est notre **fc28** et s'exprime en **MPa** et correspond dans a norme à la valeur de la résistance au-dessous de laquelle peuvent se situer au plus 5 de la population de tous les résultats des essais sur éprouvette 16×32.

Cette résistance caractéristique est donc bien inférieure à la valeur moyenne des résultats d'essai.

Cette résistance varie en fonction de l'âge du béton et le règlement donne des lois d'évolution de **fcj** (résistances en compression à jour) en fonction de l'âge « j » en jours.

I-7-3-3) Résultats caractéristique a la traction (Art A.2.1, 11 BAEL 91 modifiée 99)

La résistance caractéristique à la traction du béton est très faible à j jours, notée **ftj** est conventionnellement définie par les relations suivantes :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28} \quad \text{Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06(25) = 2,10 \text{ MPa}$$

I-7-3-4) Etat limites des contraintes du béton

- Etat limite ultime de résistance à la compression (**E.L.U**) (**Art A.4.3.41BAEL 91 modifiées 99**).

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

S'exprime en (MPa)
$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b}$$

(γ_b) coefficients de sécurité partielle

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.

$\gamma_b = 1,5$ situation courante.

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

$\theta = 0,85t$ <1 heure (accidentelle).

$\theta = 0,91h < t$ <24 heure (accidentelle).

$\theta = 1t$ >24 heure (durable).

Diagramme des contraintes de déformation de béton à l'Etat Ultime :

Pour la vérification a l'état ultime, on adopte le diagramme dit «parabole-rectangle».

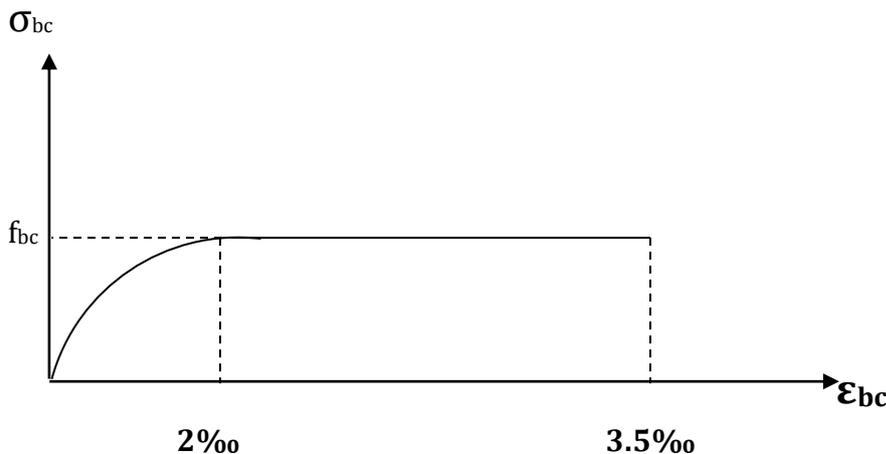


Figure I.4 : diagramme de déformation des contraintes à l'ELU.

I-7-3-5) Etat limite de service de résistance à la compression (ELS) (Art A.4.5.2 BAEL 91 modifiée99)

Correspondent aux états au-delà desquels les critères d'exploitation spécifiée ne sont pas satisfaits. Les déformations nécessaires pour atteindre L'ELS. Sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste de le domaine élastique. Ce qui nous donne un diagramme de (contrainte-déformation) linéaire la contrainte limite de service à la compression de béton est limite par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6.f_{c28}$ Avec $\bar{\sigma}_{bc}$: la contraint admissible à l'ELS

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

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

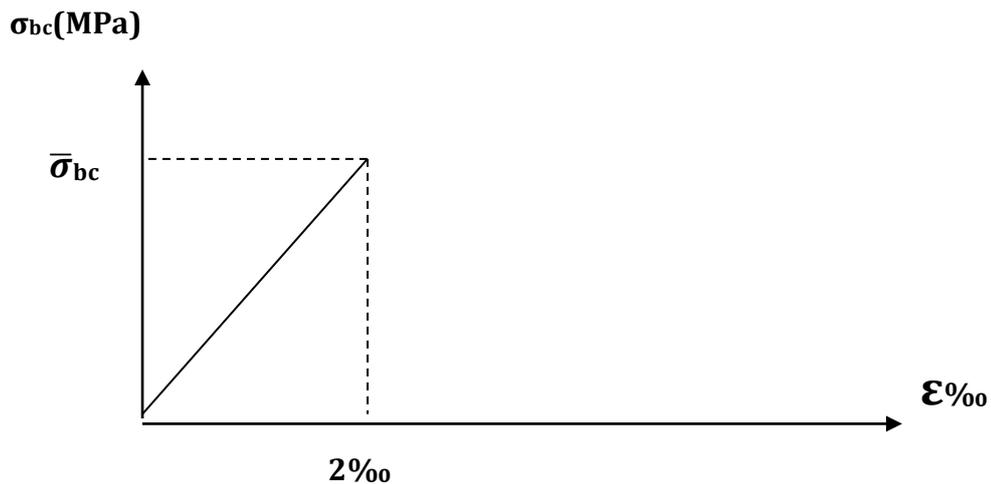


Figure I.5 : diagramme de déformation des contraintes à l'ELS.

I-7-3-6) contrainte limite de cisaillement : (Art A.5.1.21 BAEL91 modifiée 99)

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$\tau = \frac{Vu}{bo \times d}$$

I-7-3-7) déformation longitudinale du béton

1. Module déformation longitudinale instantanée du béton à j jours (Art A.2.1.21 BAEL 91)

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_c j}$$

Dans notre cas $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ \longrightarrow $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$

2. Module de déformation différée du béton à j jours : (Art.2.1.21 BAEL91)

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_c j}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ \longrightarrow $E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$

3. Module déformation transversale :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{MPa})$$

Avec : E : module de Yong [module d'élasticité]

ν : coefficient de poisson

Coefficient de poisson : [Art A.2.1.3 BAEL91 modifiées 99]

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales.

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinal}} = \frac{\Delta d}{d}$$

Il sera égal à :

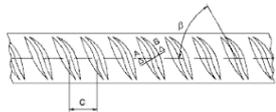
$\nu = 0.2$ à l'état limite de service [ELS].

$\nu = 0$ à l'état limite ultime [ELU].

I-7-4) L'acier

Les aciers enrobée dans le béton portent le nom d'armatures, les armatures sont disposées de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal par lui-même –c'est –à dire les efforts de traction en général, comme elles peuvent être disposées dans les zones de compression lorsque le béton seul ne peut remplacer ce vide.

Types aciers et ces limites élastiques

Acier	Désignation	Limite d'élastique Fe[Mpa]	Utilisation	Schémas
Haute adhérence	FeE400	400	Tous travaux B.A	
Treillis soudés	T.S.H.A Haute adhérence	500	<ul style="list-style-type: none"> • Planchers • Dalles 	

I-7-4-1) Module d'élasticité longitudinale de l'acier : Quel que soit le type d'acier, on admet généralement : $ES=2 \times 10^5$ [Mpa]

- **Coefficient de poisson des aciers :** il est pris égale à : $\nu=0,3$.

I-7-4-3) contraintes limites d'élasticité de l'acier :

a) Etat limite ultime (ELU)

L'allongement et le raccourcissement sont limites à 100.

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée selon l'article par :

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

Avec γ_s : coefficient de sécurité

- $\gamma_s=1$ situation accidentelle.
- $\gamma_s=1.15$ situation courante (durable).

Pour situation courante, on obtient les valeurs suivantes :

Pour les aciers HA(FeE400) $\sigma_s=348$ MPa.

Pour les treillis TL520 $\sigma_s=452.17$ MPa.

b) Etat limite services (ELS)

Pour éviter le risque de corrosion des armatures, les ouvertures des fissurations dans le béton ouvertures dans le béton doivent être limitées ; en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

▪ **Fissuration peu nuisible (Art.A.4.5.32 BAEL91 modifiée 99)**

Cas des éléments situés dans des locaux couverts et cols aucune vérification n'est nécessaire, car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

$$\sigma_{st} = fe$$

▪ **Fissuration préjudiciable (Art.A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99)**

Cas des éléments exposés aux intempéries ou à l'infiltration, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\overline{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[\left\{ \frac{2}{3} fe, 110\sqrt{n \times ftj} \right\} \right]$$

▪ **Fissuration très préjudiciable (Art.A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99)**

Cas d'un milieu agressif ou l'étanchéité doit être assurée, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_{st} = \left[\text{min} \left\{ \left(\frac{1}{2} fe; 90\sqrt{n \times ftj} \right) \right\} \right]$$

Avec : **n** : coefficient de fissuration qui dépend de l'adhérence.

- n=1.....pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.
- n=1,3.....pour les aciers haute adhérence $\phi \leq 6\text{mm}$.
- n=1,6.....pour les aciers moyens adhérence $\phi \geq 6\text{mm}$.

On obtient donc la valeur suivante : pour n= 1.6 (pour les aciers HA).

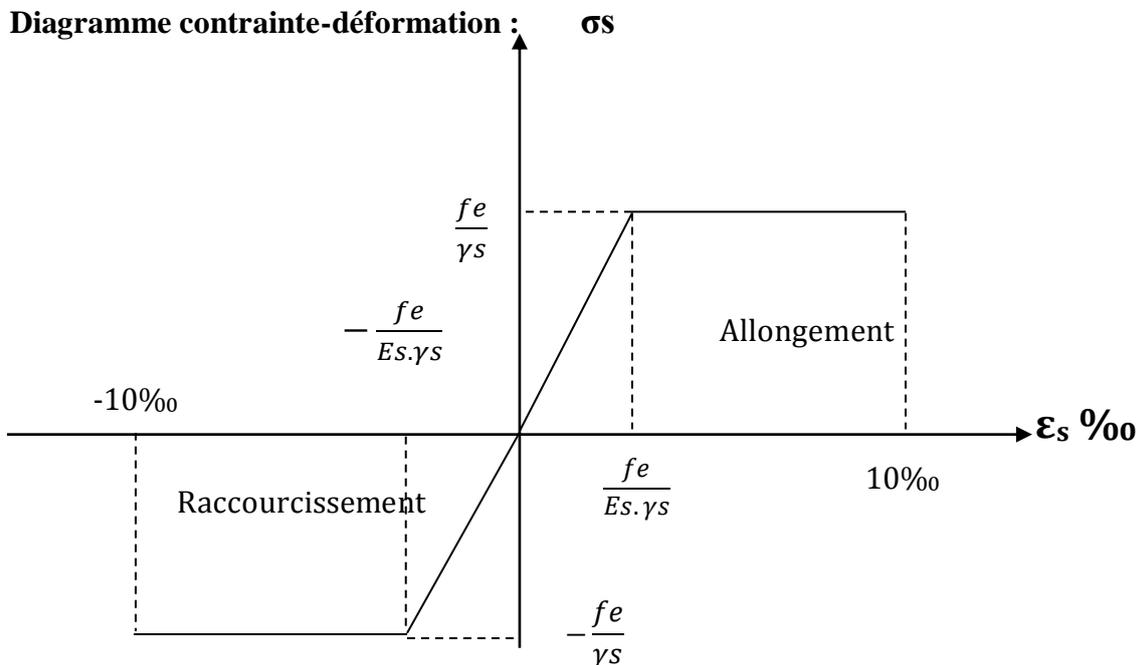


Figure I.6 : diagramme des contraintes-déformation de l'acier.

I-8) Protection des armatures : selon (BAEL 91 modifié 99/Art 7.2)

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

On adopte les valeurs suivantes :

- **$C \geq 5\text{cm}$** : pour les ouvrages exposés à la mer ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
- **$C \geq 3\text{cm}$** : pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- **$C \geq 1\text{cm}$** : pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

En outre l'enrobage de chaque armature est au moins égal à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur du paquet dont elle fait partie, afin de permettre le passage de l'aiguille vibrante, il convient de laisser des espacements d'au moins **5cm**.

II-1 Introduction

Afin d'éviter un surcout de béton et d'acier, le pré-dimensionnement est une étape qu'on détermine, par un pré-calcul, l'ordre de grandeur des différents éléments résistants de la structure.

Le pré-dimensionnement sera effectué selon les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), du règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) ainsi que des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limités (BAEL91 modifiée 99).

II-2-Pré-dimensionnement des éléments

2.1-Les Planchers

Dans notre projet, les planchers sont constitués de dalle de compression ferraillée de treillis soudés et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées placées pareillement à la petite portée.

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée de manière à ce que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnerait aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

L'épaisseur du plancher est déterminée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad [Cm] \quad (\text{Art B.6.8.424BAEL}).$$

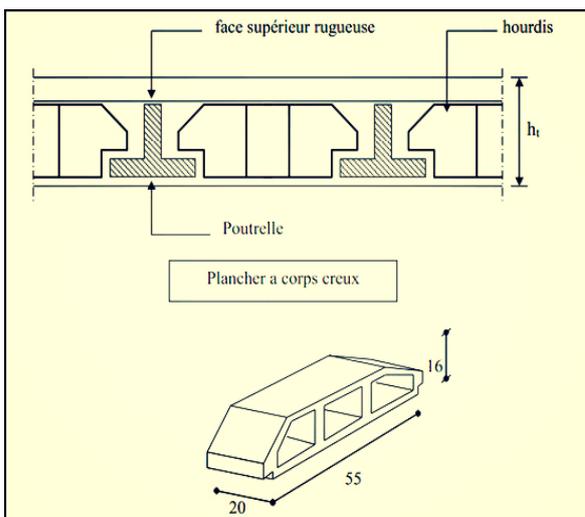
Avec : L_{max} : portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L_{max}=350-25=325 \text{ cm} \rightarrow h_t \geq \frac{325}{22,5} = 14,444 \text{ cm}$$

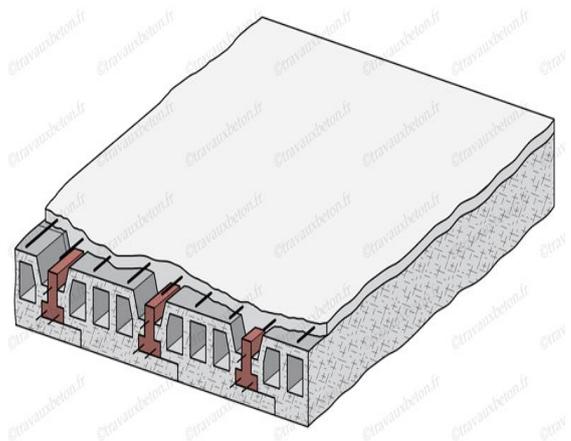
Donc :

On optera pour un plancher de $h_t=20\text{cm}$ d'épaisseur est composé d'un corps creux de **16cm** et d'une dalle de compression de **4cm**.



Coupe transversale du plancher

Figure .II.1 : plancher en corps creux



2.2. Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulé sur place, elles assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

On distingue :

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

Les dimensions des poutres isostatiques sont définies en fonction de leurs portées L, telles que :

L'article A.4.14 du BAEL 91 modifié 99 nous donne les conditions suivantes :

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

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

Avec : **h** : Hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : longueur maximum entre nu d'appuis.

Par ailleurs, le RPA exige pour une zone IIa :

- **La largeur****b ≥ 20 cm**
- **La hauteur****h ≥ 30 cm**
- **Le rapport****h / b < 4**

▪ **Poutre principales**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui à celles-ci.

$L = 470 - 25 = 445 \text{ cm}$;

$\frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{10} \implies 29.66 \text{ cm} \leq h \leq 44.50 \text{ cm}$.

On opte pour : $h = 40 \text{ cm}$.

$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \implies 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$.

On opte pour : $b = 30 \text{ cm}$.

Donc : La section des poutres principales adopte est : **30×40cm²**.

Poutres principales \longrightarrow (30×40) cm²

▪ **Poutres secondaires**

Disposées parallèlement aux poutrelles. Elles assurent le chaînage.

$L = 350 - 25 = 325 \text{ cm}$.

$\frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10} \implies 21.66 \text{ cm} \leq h \leq 32.5 \text{ cm}$.

On opte donc : $h = 35 \text{ cm}$.

$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \implies 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$

On opte donc : $b = 30 \text{ cm}$

Donc : La section des poutres secondaires adoptée est : **30×35cm²**.

Poutres secondaires \longrightarrow (30x35) cm²

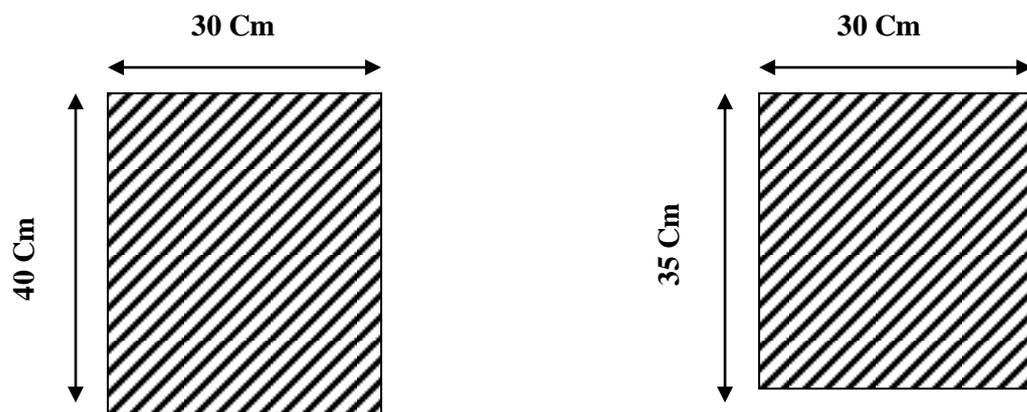


Figure II-2 : dimensionnement des poutres.

Vérification des conditions exigées par le RPA (Article 7.5.1)

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

Condition	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	35 cm	Ok
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	Ok
$h/b \leq 4$	1.33	1.16	Ok

2.3. Les voiles

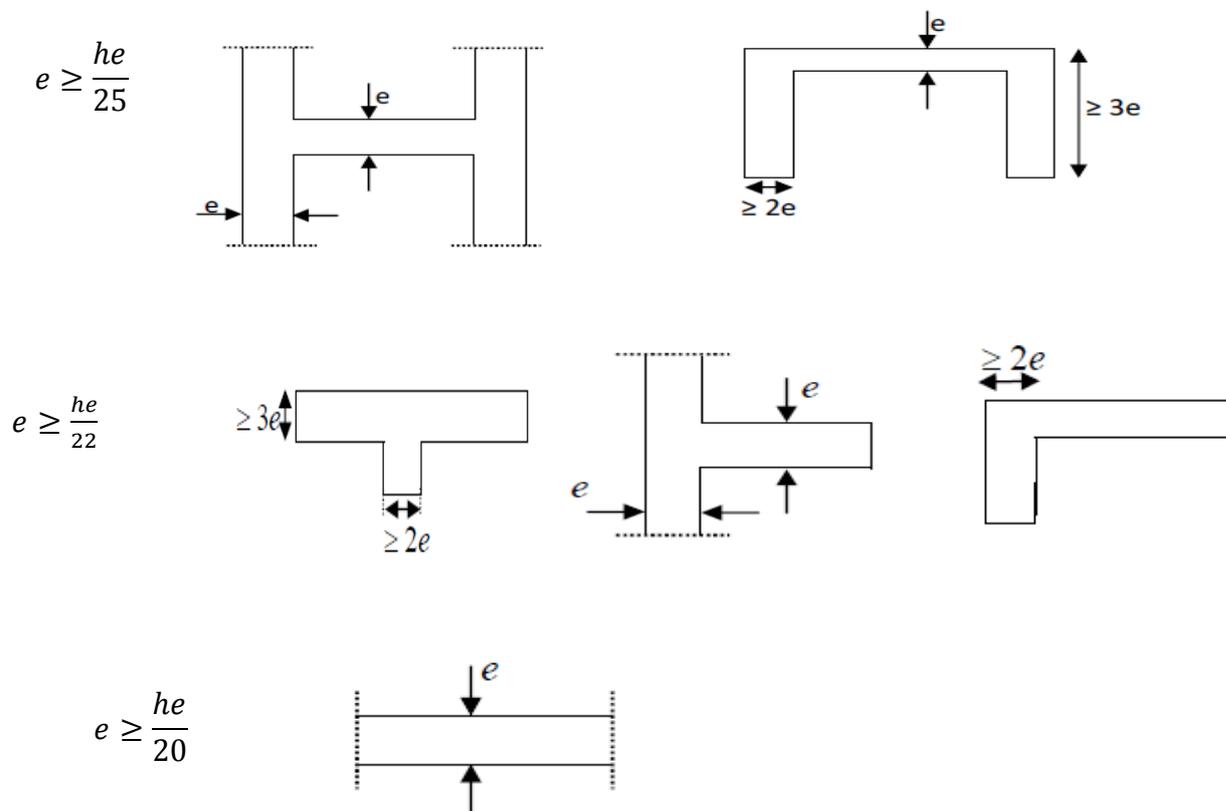


Figure. II-3 : coupe de voile en plan

Les voiles sont éléments rigide en béton armé destinés, d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

Selon le RPA 99 modifié en 2003, 7.7.1. ; le pré-dimensionnement des éléments considère comme voiles doivent satisfaire la condition suivants : $L \geq 4e$

Avec : e : épaisseur des voiles.

L : longueur min des voiles.

L'épaisseur doit déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage (h_e) et des conditions de rigidités aux extrémités, avec un minimum de 15 cm.

$$e = \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20} \quad \text{avec:} \quad \mathbf{h_e = h - e_{dalle}}$$

h : hauteur d'étage
 e_{dalle} : épaisseur de la dalle

a. Sous- sol

$$h_e = 3.50 - 0.2 = 3.3 \text{ cm}$$

$$e \geq 330/20 = 16.5 \text{ cm}$$

$$e \geq 330/22 = 15 \text{ cm}$$

$$e \geq 330/25 = 13.2 \text{ cm}$$

b. RDC

$$h_e = 3.57 - 0.20 = 3.77 \text{ cm}$$

$$e \geq 377/20 = 18.85 \text{ cm}$$

$$e \geq 377/22 = 17.14 \text{ cm}$$

$$e \geq 377/25 = 15.08 \text{ cm}$$

c. étage courant

$$h_e = 3.06 - 0.2 = 2.86 \text{ cm}$$

$$e \geq 286/20 = 14.3 \text{ cm}$$

$$e \geq 286/22 = 13 \text{ cm}$$

$$e \geq 286/25 = 11.44 \text{ cm}$$

La majorité des voiles dans notre ouvrage sont linéaire, donc on choisira :

$$e \geq h_e/20 = \max (14.30 ; 18.85 ; 16.5). \text{ on prend : } \mathbf{e = 20 \text{ cm}}$$

Pour qu'un voile puisse assurer un contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur :

$$\mathbf{L_{min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}}$$

▪ **Les poteaux**

Ce sont les éléments verticaux qui composent le squelette d'un bâtiment, destiné à stabiliser la structure et transmettre les charges verticales et horizontales subies par l'édifice aux fondations.

Ils sont pré-dimensionnés à L'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal $N_s = G + Q$

L'effort N_s sera déterminé (une fois que le poteau le plus sollicité soit repéré) par la descente de charge, en tenant compte de la proposition des plans d'architecture et des limites imposées par (le RPA 99 modifié en 2003).

Leur sections et donnée par :

Nos calculs seront effectués sur le poteau le plus sollicité en compression :

$$S_{pot} \geq \frac{Ns}{\overline{\sigma}_{bc}}$$

Avec :

- S_{pot} : section transversale du poteau ;
- N : Effort normal de compression a L'ELS à la base du poteau ;
- $\overline{\sigma}_{bc}$: contraire limite admissible de service du béton en compression.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \longrightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Solons le (RPA 99 /version 2003, A.7.4.1) la dimension des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Min (b₁, h₁) ≥ 25 cm en zone I et IIa

Min (b₁, h₁) ≥ 30 cm en zone IIb et III

Min (b₁, h₁) ≥ $\frac{h_e}{20}$ avec h_e : hauteur libre des étages

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

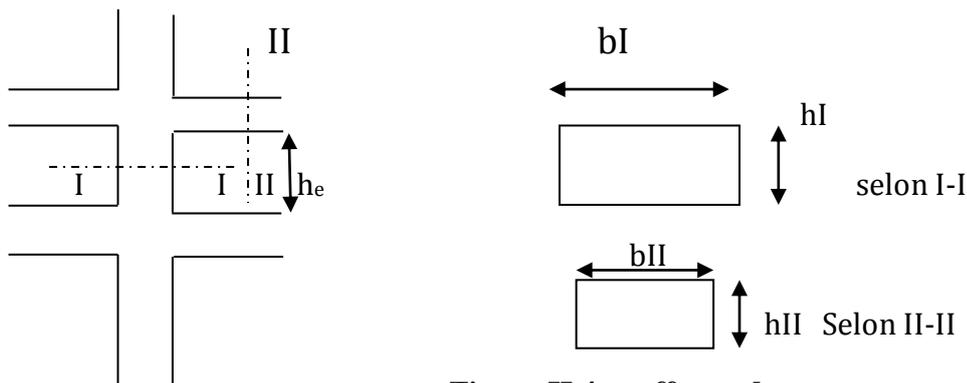


Figure II.4 : coffrage des poteaux.

2.4.1. Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation

Pour déterminer les charges permanentes G (KN/m²) ; et les surcharges d'exploitation Q (KN/m²) ; nous allons nous réfère au DTR B. C2.2.

A. Charges permanentes G

- Plancher terrasse

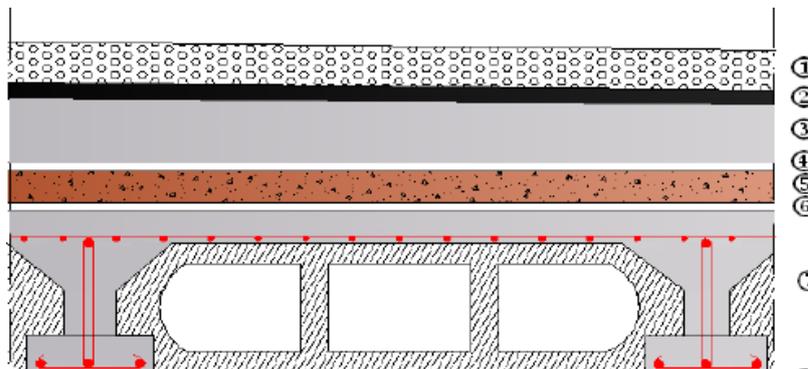


Figure II-5 : Coupe verticale du plancher terrasse

Tableau II.2 : charges permanentes du plancher terrasse en corps creux

N	Composition	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
1	Couche de gravie roulé (15/25)	5	20	1,00
2	Etanchéité multicouches	2	-	0,12
3	Forme de pente en béton	8	25	2,00
4	Feuille de polyane	-	-	0,01
5	Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
6	Plancher en corps creux	16+4	-	2,85
7	Enduit de plâtre	2	1	0,20
G_{pt} = 6.34 (KN / m²)				

- Dalle pleine : salle machine

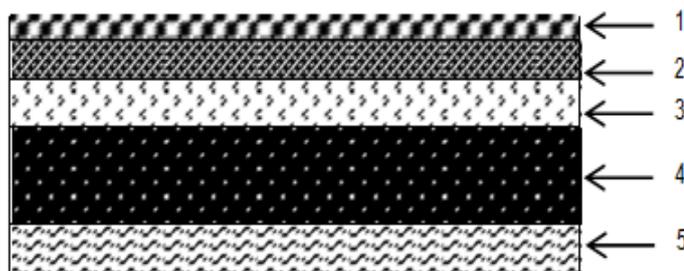


Figure II.6 : coupe verticale de la dalle pleine

Tableau II.3 : charges permanentes des dalles pleines

N°	Composition	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	02	20	0,40
2	Mortier de pose	03	20	0,60
3	Couche de sable	02	18	0,36
4	Dalle pleine en béton armé	15	25	3,75
5	Enduit de ciment	02	20	0,4
G = 5.51 (KN / m²)				

- Plancher en corps creux étage courant

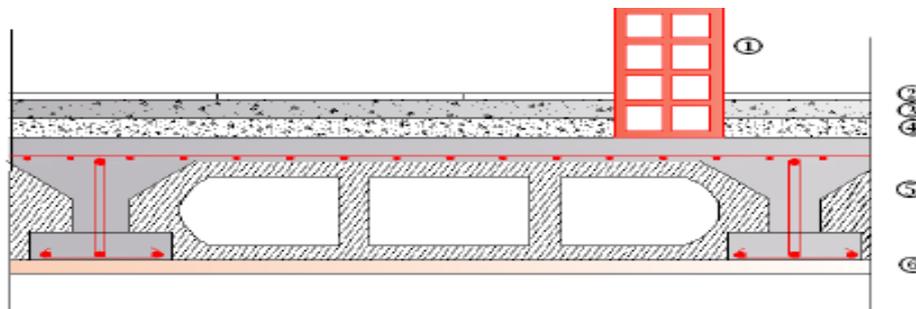


Figure II.7 : Coupes verticale du plancher étage courant

Tableau II-4 : Charges permanentes du plancher étage courant

N°	Composition	Epaisseur (cm)	P (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Cloison en brique creuses 8 trous y compris enduit	10	-	1,00
2	Revêtement carreaux Grés-Cérame	1	20	0,20
3	Mortier de pose	3	22	0,66
4	Couche de sable	3	18	0,54
5	Plancher en corps creux	16+4	-	2,85
6	Enduit plâtre	2	10	0,20
$G_{pc} = 5,45 \text{ (KN / m}^2\text{)}$				

- Dalle pleine (balcon, palier, cage d'escalier)

Tableau II-5: charges permanentes de la dalle pleine (balcon, palier, cage d'escalier)

N	Composition	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Cloison en brique creuses 8 trous y compris enduit	10	-	1,00
2	Revêtement carreaux Grés-Cérame	1	20	0,20
3	Mortier de pose	3	22	0,66
4	Couche de sable	3	18	0,54
5	Plancher en corps creux	15	25	3,75
6	Enduit plâtre	2	10	0,20
$G_{pc} = 6,35 \text{ (KN / m}^2\text{)}$				

Remarque :

La charge de la cloison intérieure (1 KN) est par mètre carré de **surface horizontale**.

- **Mur extérieur :**

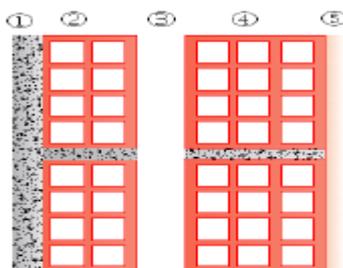


Figure. II.8 : Mur extérieur

Tableau II.6 : charges permanentes mur extérieure

N	Composition	Epaisseur (cm)	P (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit au mortier de ciment	3	18	0,54
2	Cloison en briques creuses 8	10	-	0,90
3	Lame d'air	5	-	-
4	Cloison en brique creuses 12 trous	15	-	1,30
5	Enduit de plâtre sur la face intérieure	2	10	0,20
$G_{me} = 2,94 \text{ (KN / m}^2\text{)}$				

- Mur intérieur

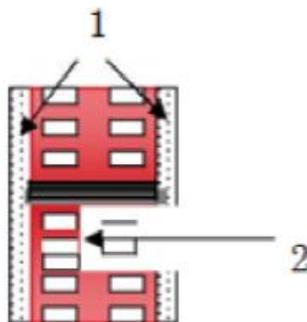


Figure. II.9 : Mur intérieur

Tableau II.7 : charges permanentes mur intérieur

N°	composition	Epaisseur (cm)	f(KN / m³)	G (KN / m²)
1	Enduit de plâtre sur la face intérieure	2x2	10	0,40
2	Cloison en brique creuses 8 trous	10	-	0,90
G = 1.3 (KN / m²)				

Remarque :

La charge du mur extérieur (G_{me}) est par mètre carré de **surface verticale**.

- L'acrotère

$$G = (0,50 \times 0,10 + 0,07 \times 0,20 + 0,03 \frac{0,20}{2}) \times 25 = 1,675 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 1,675 \text{ KN / m}^2$$

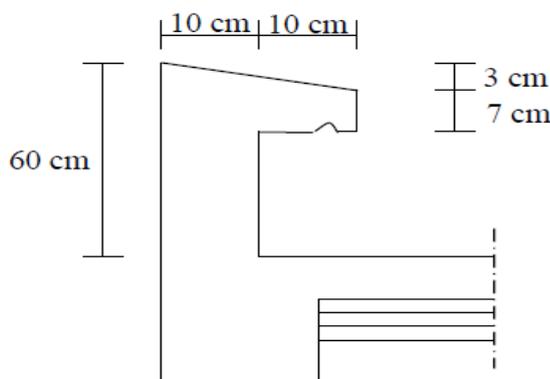


Figure II-10 : La coupe transversale de l'acrotère

B. Surcharge d'exploitation Q

Plancher sous-sol à usage locaux	2.5kN / m²
Plancher RDC à usage locaux	1.5kN / m²
Plancher étage courants à usage d'habitation	1.5kN / m²
Plancher terrasse accessible	1.5kN / m²
L'escalier.....	2.5kN / m²
Balcon	3.5kN / m²
L'acrotère.....	1kN / m²

Descente de charge : surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité

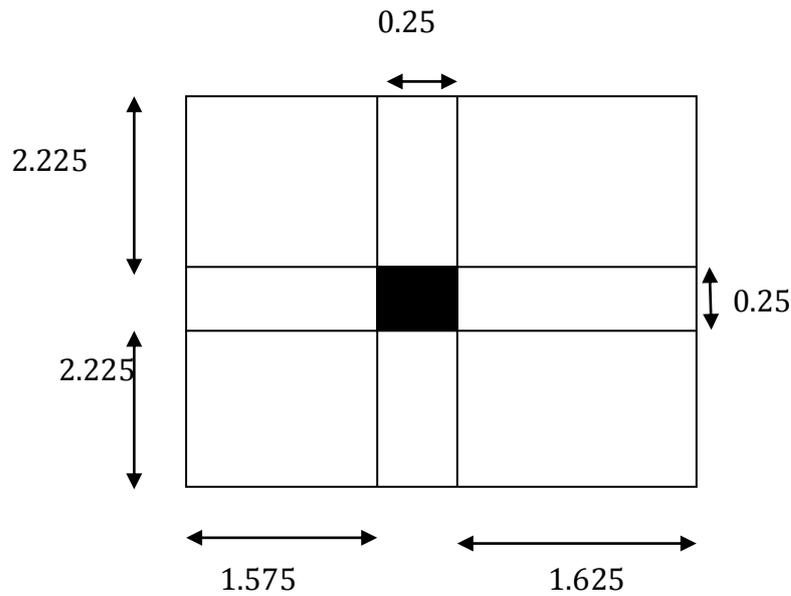


Figure II.11 : Localisation du poteau le plus sollicité

▪ **La surface d'influence**

- Section nette

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_n = (1.575 \times 2.225) \times (2) + (1.625 \times 2.225) \times (2) = 14.24 \text{ m}^2.$$

- Section brute

$$S_b = 3.45 \times 4.7 = 16.215 \text{ m}^2.$$

Calcule des poids propres des éléments :

▪ **Calcul de poids propre des poutres**

- Poutres principales

$$\rho = 25 \text{ kN / m}^3.$$

$$G_{pp} = (0.3 \times 0.4) \times (1.625 + 1.575) \times 25 = 9.6 \text{ kN}$$

- Poutres secondaires

$$G_{ps} = (0.30 \times 0.35) \times (2.225 + 2.225) \times 25 = 11.681 \text{ kN}$$

Le poids total : $G_{tot} = G_{pp} + G_{ps}$

$$G_{tot} = 9.6 + 11.681 = 21.281 \text{ kN}$$

▪ **Le poids propre des poteaux**

$$G_{\text{sous sol}} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.50 = 5.468 \text{ kN}$$

$$G_{\text{RDC}} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.57 = 5.578 \text{ kN}$$

$$G_{\text{etage courant}} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.06 = 4.78 \text{ kN}$$

$$G_{\text{terrasse}} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 2.40 = 3.75 \text{ kN}$$

▪ **Calcul de poids propre des plancher**

Plancher terrasse :	$G_{ter} = 6.34 \times 14.24 = 90.281 \text{ kN}$
Plancher d'étage courant :	$G_{pc} = 5.45 \times 14.24 = 77.608 \text{ kN}$
Plancher RDC et sous-sol :	$G_{r+s} = 5.45 \times 14.24 = 77.608 \text{ kN}$

▪ **Surcharge d'exploitation :**

Sous-sol :	$Q \times S = 2.5 \times 14.24 = 35.6 \text{ kN}$
RDC:	$Q \times S = 1.5 \times 14.24 = 21.36 \text{ kN}$
Etage courant:	$Q \times S = 1.50 \times 14.24 = 21.36 \text{ kN}$
Terrasse accessible :	$Q \times S = 1.5 \times 14.24 = 21.36 \text{ kN}$

▪ **La dégression des charges**

La descente des charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs point d'application jusqu'aux fondations. D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces d'influences.

D'après le **D.T.R.B.C 2.2**, cette loi s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux $n \geq 5$ niveau ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes.

Dans notre cas la loi de dégression de charge est applicable **D.T.R.B.C 2.2 ART 6.3**

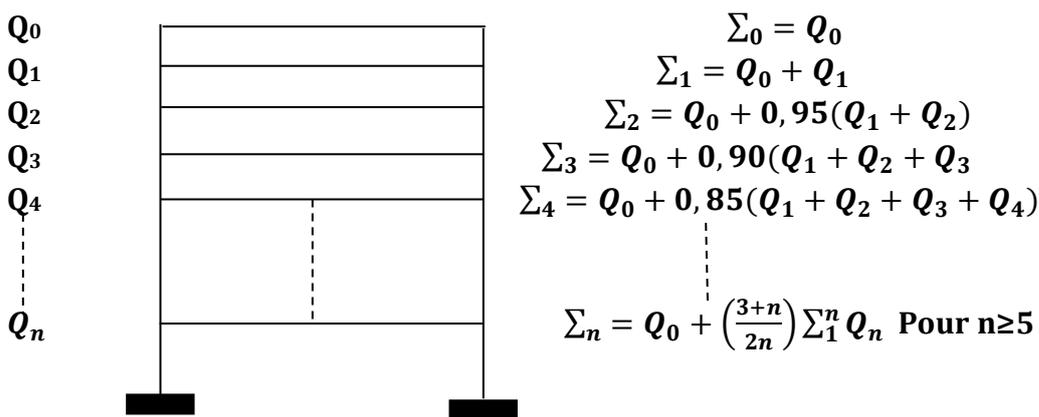


Figure II.12 : Descente des charges

Avec : Q : surcharges d'exploitation à la terrasse.
 Qi : surcharge d'exploitation de l'étage.
 n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

▪ **Loi de dégression des surcharges :**

- Terrasse Q_0
- Niveau5 $Q_0 + Q_1$
- Niveau4 $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
- Niveau3 $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Niveau2 $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- Niveau1 $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- RDC $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_{RDC})$
- S/SOL $Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_{RDC} + Q_{s/sol})$

- **Calcul des surcharges d’exploitation selon la loi de dégression**
 - Terrasse= $Q_0=21.36\text{KN}$
 - Niveau 5= $Q_0+Q_1=42.72\text{KN}$
 - Niveau 4= $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)=61.944\text{kN}$
 - Niveau3= $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)=79.032\text{KN}$
 - Niveau2= $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=93.984\text{KN}$
 - Niveau1 = $Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=106.8\text{KN}$
 - RDC = $Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5 +Q_{\text{RDC}})=117.48\text{KN}$
 - S/SOL = $Q_0+0.714 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5 +Q_{\text{RDC}}+ Q_{\text{S-Sol}})=138.28\text{KN}$

Tableau récapitulatif de la descente de charge

Niveau	Charges permanentes kN					Charges d'exploitations kN		Efforts normaux (KN) N=G _c +Q _c	Sections des poteaux cm ²	
	G _{plancher}	G _{poutre}	G _{poteau}	G _{totale}	G _{cum}	Q _{plancher}	Q _{cum}		S≥N/σ _{bc}	Section adoptée
Terrasse	90.281	21.28	3.75	115.11	115.11	21.36	21.36	136.47	91.044	25 ×25
5	77.608	21.28	4.78	103.568	218.678	21.36	42.72	261.398	174.326	25X25
4	77.608	21.28	4.78	103.568	322.246	21.36	61.94	386.326	257.608	25×25
3	77.608	21.28	4.78	103.568	425.814	21.36	79.03	511.252	340.890	25×25
2	77.608	21.28	4.78	103.568	529.382	21.36	93.98	636.258	424.172	25X25
1	77.608	21.28	4.78	103.568	632.92	21.36	106.8	761.181	507.454	25 x 25
RDC	77.608	21.28	5.578	104.466	737.416	21.36	117.48	886.936	591.290	25x25
S-SOL	77.608	21.28	5.468	104.356	841.177	35.60	138.28	1026.297	684.198	30x30

Remarque :

La descente de la charge ne tient pas de l’effet du séisme et afin de satisfaire certaine condition lors de la modélisation de notre structure, nous avons étai s contraint de majoré les sections des poteaux.

Conclusion : Finalement les sections adoptées pour nos poteaux sont :

- (45 x 45) cm² pour le S/SOL ; RDC.
- (40×40) cm² pour le 1^{er} ; 2^{eme}
- (35 x35) cm² pour le 3^{eme} ; 4^{eme} ; 5^{eme} étages.

▪ **Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1)**

Min (b₁, b_i) ≥ 25cm en zone I et Iia1

Min (b₁, h₁) ≥ $\frac{he}{20}$ 2

$\frac{1}{4} < b_1 / h_1 < 4$ 3

▪ **Pour le sous-sol**

Min (b, h) = 45 cm ≥ $\frac{he}{20} = \frac{330}{20} = 16.5$ cmC.V

$\frac{1}{4} < b_1/h_1 = 45/45 = 1 < 4$ C.V

▪ Pour le RDC

$$\text{Min}(b,h) = 40 \text{ cm} \geq \frac{he}{20} = \frac{337}{20} = 16.85 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$1/4 < b1/h1 = 45/45 = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

▪ Pour le 1^{er} et le 2^{eme} étage

$$\text{Min}(b,h) = 40 \text{ cm} \geq \frac{he}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$1/4 < b1/h1 = 40/40 = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

▪ Pour le 3^{eme} et 4^{eme} et 5^{eme} étages

$$\text{Min}(b,h) = 35 \text{ cm} \geq \frac{he}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$1/4 < b1/h1 = 35/35 = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Vérification des poteaux au flambement

Le flambement est un phénomène d’instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés la condition suivante :

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

λ : L’élancement du poteau

lf : Longueur de flambement

l_0 : Hauteur libre du poteau

i : Rayon de giration. $i = \sqrt{\frac{Ix}{spot}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$

I : Moment d’inertie de la section du poteau par rapport à l’axe xx (axe faible)

$$I = (h \times b^3 / 12)$$

S_{pot} = section du poteau

Finalement

$$\lambda = \frac{lf}{i} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12}} \frac{1}{ab}} = \frac{0.7l_0\sqrt{12}}{b}$$

Avec $l_0 = h_e - h_{poutre}$

- pour le sous sol (poteau 45×45) : $l_0 = 3.3 \text{ m} \rightarrow \lambda = 17.78 < 50$
- pour le RDC (poteau 45×45) : $l_0 = 3.37 \text{ m} \rightarrow \lambda = 18.21 < 50$
- pour le 1^{er} ; 2^{eme} (poteau 40×40) : $l_0 = 2.86 \text{ m} \rightarrow \lambda = 17.33 < 50$
- Etages 3, 4 ; 5 (poteau 35×35) : $l_0 = 2.86 \text{ m} \rightarrow \lambda = 19.81 < 50$

Conclusion

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

III .1. Calcul de l'acrotère

III.1.1 Introduction

Dans ce chapitre on fera l'étude des éléments constitutifs de notre ouvrage tel que : l'acrotère, le plancher, le balcon l'escalier ...etc.

Rappelons que, le calcul proprement dit sera basé sur les règles en vigueur du **BAEL 91 modifié 99**

III.1.2 L'acrotère

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

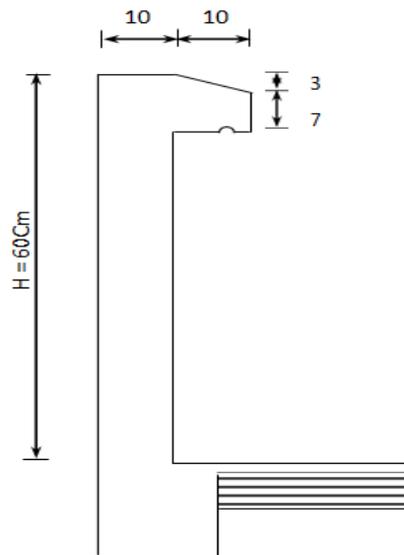


Figure- III.1.1 : coupe verticale de l'acrotère

1. Schémas statiques

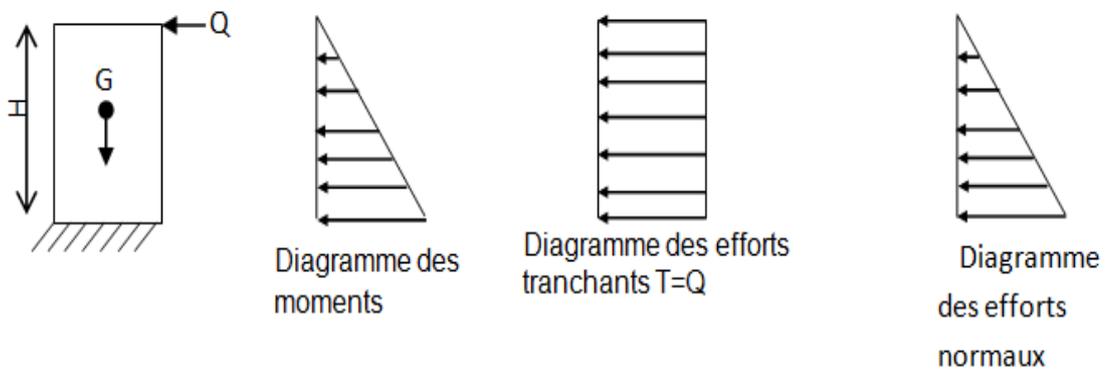


Figure - III.1.2 : Schémas statiques de l'acrotère

2. Déterminer des sollicitations

Calcul de poids propre de l'acrotère : $G = \rho \times s \cdot 1 \text{ m}$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton $\longrightarrow \rho : 25 \text{ KN/m}^3$

S : section longitudinal de l'acrotère

$$S = 0,50 \times 0,10 + 0,07 \times 0,20 + \left(\frac{0,03 \times 0,20}{2} \right) = 0,067 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0,067 = 1,675 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge dû à la poussée latérale Q : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.
- Effort normal du au poids propre : $N_G = G \times 1 = 1,675 \text{ KN}$.
- Effort normal du à la surcharge Q : $N_Q = 0$
- Moment de renversement du à Q : $M_Q = Q \cdot h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$
- Moment de renversement du à G : $M_G = 0$

III.1.3 combinaisons des charges

A- Etat limite ultime (ELU) :

La combinaison de charge à considérer est : $1.35G + 1.5Q$

- **Effort normal de compression :**
 $N_u = 1,35N = 1,35 \times 1,675 = 2,26 \text{ KN}$
- **Effort tranchant :**
 $T_u = 1,5 T = 1,5 \text{ KN}$
- **Moment fléchissant :**
 $M_u = 1,5MQ = 0,9 \text{ KN.m}$

B- Etat limite de service (ELS)

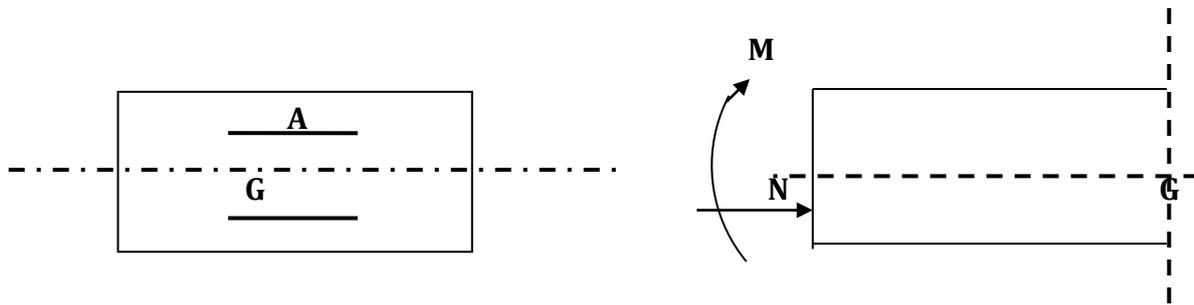
La combinaison de charge à considérer est : $G + Q$

- **Effort normal de compression :**
 $N_s = N = 1,675 \text{ KN}$
- **Effort tranchant :**
 $T_s = T = 1 \text{ KN}$
- **Moment fléchissant :**
 $M_s = Q \times H = 0,6 \text{ KN.m}$

III.1.4. Ferrailage de l'acrotère

La console est soumise à un effort G dû à son poids propre, et à un effort latéral Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement (section dangereuse)

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bonde de 1m de largeur.



H : épaisseur de la section avec $h=10$

C et c' c'est l'enrobage (la distance entre centre de gravité de l'acier et de la section extrême du béton) avec $c=c'=3$ cm

d : hauteur utile $d= h-c =7$ cm

M_f : moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures

$b=100$ cm $h=10$ cm $d=7$ cm

III.1.5 Calcul à l'état limite ultime(ELU)

1) Position du centre de pression

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,26} = 0,39 \text{ m} \approx 40 \text{ cm}$$

$$\text{On a : } \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} \quad \text{implique : } e_u > \frac{h}{2} - c$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et puisque N_u est un effort de compression, nous pouvons déduire que la section est partiellement comprimée. Le calcul des armatures se fera en deux étapes.

2) Calcul de la section d'armature

▪ Calcul du moment fictif

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

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{d}{2} - c \right) = 0,9 + 2,261 \left(\frac{0,07}{2} - 0,03 \right) = 0,9452 \text{ KN.m}$$

▪ Moment réduit

$$M_f = f_{bu} \cdot b \cdot d^2 \cdot \mu_f \quad \longrightarrow \quad \mu_f = \frac{M_f}{F_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,9452 \times 10^6}{14,2 \cdot 100 \cdot 7^2} = 0,01358 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu_b = 0,01358 < \mu_R = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{section est simplement armée}$$

$$\mu_b = 0,01358 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,993$$

▪ Armatures fictive

$$A_f = \frac{M_f}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{0,9452 \times 10^3}{0,993 \times 7^2 \times \frac{400}{1,15}} = 0,39 \text{ cm}^2$$

▪ Armatures réelle (flexion composée)

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,39 - \frac{2,26}{34,8} = 0,325 \text{ cm}^2$$

III.1.6 Vérification à l'ELU

- **Vérification de la condition de non fragilité Art.4.2,1/BAEL91 modifié 99**

Un élément est considéré non fragile lorsque la section d'armature tendue qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer de la 1^{er} fissuration de la section droite

- **Armatures principales**

$$A_{\min} = 0,23b.d \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0,45.d}{e_s - 0,185.d} \right) \quad \text{avec} \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,675} = 0,36 \text{ cm}$$

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

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 7 \frac{2,1}{400} \times \frac{36 - 0,45 \times 7}{36 - 0,185 \times 7}$$

$$A_{\min} = 0,800 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celle calculées à l'ELU donc on opte pour A_{\min} .

$$A_{\min} > A_s \quad \text{ce qui fait que : } 0,800 > 0,39$$

$$\text{Donc on prend pour } A = 0,800 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 4\text{HA}8 \quad 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{espacement } S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_r}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec espacement de } S_t = 15 \text{ cm}$$

a) Vérification au cisaillement : (Art.5.1.1 BAEL91 modifié 99)

Pour la fissuration préjudiciable nous avons :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \times \frac{f_{t28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right)$$

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 103}{100 \times 70} = 0,214 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left(0,15 \times \frac{f_{t28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right) = \min (2,5 \text{ MPA} ; 4 \text{ MPA}) = 2,5 \text{ MPA}$$

On remarque que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

La condition est vérifiée donc on n'aura pas besoin d'armatures transversales.

Aucune armature d'effort tranchant n'est à prévoir.

b) Vérification de l'adhérence dans les barres : (Art .A.6.1.3./ BAEL 91 modifié 99)

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \Psi_s = 1,5 \text{ (acier de haute adhérence)}$$

Avec : Ψ_s : Coefficient de scellement

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

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

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3,14 \times 4 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm} \quad \text{Avec : } n : \text{ nombre des barres}$$

D'où : $\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7 \times 10,7} = 2,37 \text{ MPa}$
 $\tau_{se} = 2,37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$
 —————> Pas de risque d'entraînement des barres

c) Calcul de longueur d'ancrage

$\tau_{se} = 0,6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$

$L_S = \frac{\varphi f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,84} = 28,22 \text{ cm}$

$L_S = 40\varphi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$ [B.A.E.L91 modifié 99 (A.6.1.2.2.1)]

Soit : $L_S = 32 \text{ cm}$

III.1.7 Vérification a l'ELS

La fissuration étant préjudiciable, on doit calculer les sections d'acier, car risqué d'obtenir une section plus importante que celle calculée à l'ELU.

On doit vérifier les conditions suivantes :

Dans le béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Dans l'acier $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

σ_{bc} : contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limitée dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

1. Calcul de l'excentricité

$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,675} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$

$a = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$; $e_u \geq \frac{h}{2} - c$

2. Vérification des contraintes dans l'acier

$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$

Avec : $\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287$

$\rho_1 = 0,287 \rightarrow \beta_1 = 0,915$

D'où : $\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,915 \times 7 \times 2,01} = 46,66 \text{ MPa}$

$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{t28}) \right]$

$\bar{\sigma}_{st} = \min [266,6 ; \max(200; 201,63)] \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = 46,66 < 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

3. Vérification des contraintes dans le béton

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k}$

on a : $\rho_1 = 0,287 \rightarrow \beta = 0,915 \rightarrow K = 43,82$

$\sigma_{bc} = \frac{1}{k} \cdot \sigma_{st} = \frac{1}{43,82} \times 0,466 = 0,012 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = 0.012 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.012 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

Donc il n'y a pas de risque de fissuration le béton est comprimé.

4. Vérification au séisme

Pour assurer la résistance de l'acrotère à l'action des forces horizontales, « F_p » doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante « Q ».

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \text{ (RPA99 version 2003).}$$

- **A** : Coefficient d'accélération pour la zone et le groupe d'usage appropriés.
- **C_p** : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.
- **W_p** : Poids propre de l'acrotère.

Dans notre cas, on a : $A = 0,15$ (zone IIa, groupe d'usage 2)

- **C_p** = 0,3
- **W_p** = 1.675 kN

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 1.675 = 0.301 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort, horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

Donc on réalisera le ferrailage adopté à l'ELU du moment qu'il est justifié à l'ELS.

- Armatures principales 4HA8 = 2.01 cm² avec st=25cm.
- Armatures de répartitions 4HA8 = 2.01 cm² avec st=15 cm.

II.2) Etudes des planchers

Les planchers de notre bâtiment sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier qui sont disposées suivant la petite portée, ces dernières possèdent des armatures d'attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

III.2.1) Etude de la dalle de compression

La dalle de compression est calculée sur place, elle aura une épaisseur de **4 cm** et sera armée d'un treillis soudé (**TLE 520, $\Phi \leq 6$ mm**) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91 modifié 99 (Art B.6.8.423)**.

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

A) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec :

- **A_⊥** : section en cm² par mètre linéaire,
- **L** : distance entre axes des poutrelles en (cm)=65cm,
- **f_e** : limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa) =520 MPa .

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5T4/ml = 0,63 cm²** avec **e = 20 cm**

B) Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **5T4/ml = 0,63 cm² / ml** avec **e = 20 cm**

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520).

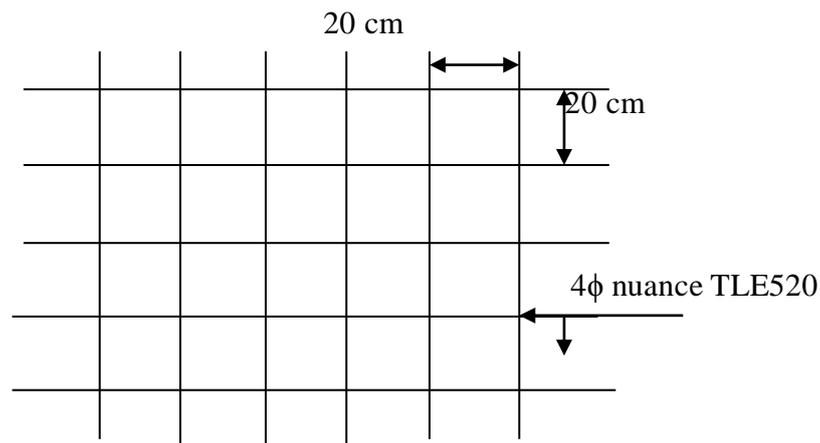


Figure III-2-1 : Armatures de l'hourdis

III.2.2) Etude de la poutrelle

A) Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

- **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.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, les règles **BAEL91 modifié99** préconise que la largeur **b₁** de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

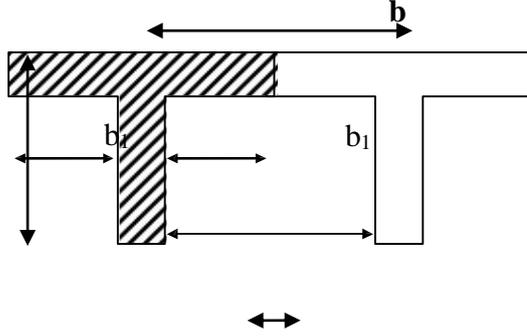
$$h \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l-b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{l_1}{10} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} \end{array} \right.$$


Figure III-2-2 : La poutrelle comme une section en T.

Avec :

- l :** distance entre axe des poutrelles ;
- l₁ :** portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 3.50$ m (la travée la plus sollicitée) ;
- b :** largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs ;
- b₀ :** largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm) ;
- h₀ :** épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm) ;

B) Calcul de la poutrelle

Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes :

▪ Etape 01 : Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à 0.95 KN/m^2 et la surcharge de l'ouvrier.

a) Chargement

Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$

Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$

Avec : $l = 65 \text{ cm}$: largeur de l'hourdis

$G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$

Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

b) Calcul à L'ELU

Nous ferons le calcul pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable ($L = 3.50\text{m}$).

▪ Combinaison de charges

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 (0.74) + 1.50 (1) = 2.5\text{KN/ml}$$

▪ Calcul du moment en travée

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{8} = 2,5 \times \frac{(3.50)^2}{8} = 3.828\text{KN.m}$$

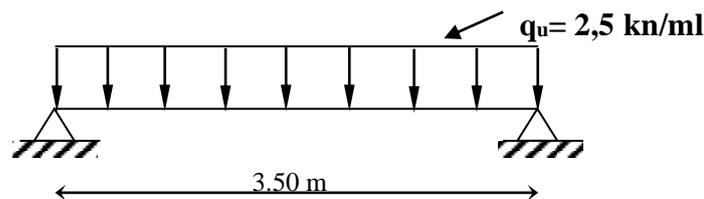


Figure III-2-3 : schéma statique de la poutrelle

▪ Calcul de l'effort tranchant

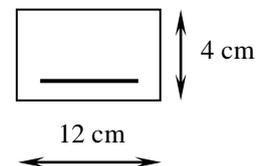
$$T = q_u \times \frac{L}{2} = 2,5 \times \frac{3.50}{2} = 4.375\text{KN}$$

c) Ferrailage

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.828 \times 10^3}{12 \times (2)^2 \times 14,2} = 5.616$$

Avec : $c = 2\text{ cm}$

d : La hauteur utile ($d = h - c = 4 - 2 = 2\text{ cm}$)



$\mu_b = 5.616 \gg \mu_L = 0,392 \rightarrow$ La section est doublement armée

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (**12 x 4**) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étayage pour aider la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

▪ Etape 02 : Après coulage de la dalle de compression.

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té** ; avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremements partiels et les autres comme appuis simple.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « **qu** » uniformément répartie (*combinaison des charges et surcharges*).

A ce stade, 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.

a) Largeur efficace de la table de compression

(Article A.4.1, / BAEL 91 modifié 99) (Voir cours BAEL 91 modifié 99, E.II.5.b)

La largeur efficace est une longueur réduite de la table de compression avec une répartition uniforme des contraintes normales.

Les contraintes de compression diminuent lorsqu'on s'éloigne de l'âme ; ce phénomène est plus sensible pour les tables dont la largeur est plus importante par rapport à l'épaisseur.

La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{350}{10} = 35 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{350}{2} = 166.67 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend: $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

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

b) Charges et surcharges

Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
Plancher terrasse accessible	$5.45 \times 0.65 = 3.543$	$1.5 \times 0.65 = 0.975$
Plancher étage courant à usage habitation	$5.45 \times 0.65 = 3.543$	$1.5 \times 0.65 = 0.975$
Plancher à usage commercial	$5.45 \times 0.65 = 3.543$	$2.5 \times 0.65 = 1.625$

c) Combinaison de charges

Plancher	ELU (1.35G+1.5Q)	ELS (G+Q) (KN/ml)
Plancher terrasse	6.245	4.518
Plancher étage courant à usage habitation	6.245	4.518
Plancher à usage commercial	7.221	5.168

III.1.3 Etude du plancher sous -sol (à usage commercial)**A) Choix de la méthode de calcul :**

Les efforts internes sont déterminés, selon le type du plancher à l'aide de l'une des méthodes usuelles qui sont :

- Méthode forfaitaire ;
- Méthode de Caquot ;
- Méthodes des trois moments.

Lorsque la méthode forfaitaire ne peut être appliquée, on fait recours à l'une des deux autres méthodes.

a) Méthode forfaitaire

- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)**

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/ m²

$$Q \leq \max \{2G, 5 \text{ KN/m}^2\}.$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 7.087 \text{ KN/m} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 c à d :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 c à d :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{3,50}{3,40} = 1,029 ; \frac{l_2}{l_3} = \frac{l_3}{l_4} = \frac{3,40}{3,40} = 1 ; \frac{l_4}{l_5} = \frac{3,40}{3,50} = 0,971 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- La fissuration est considérée comme **non préjudiciable**.

Conclusion

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

b) Principe de la méthode

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment « M₀ » dans la travée dite de comparaison, c'est – à – dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

c) Exposé de la méthode

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

- **M₀** : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.
M₀ = q l² / 8 ; dont « l » longueur entre nus d'appuis.
- **M_w** et **M_e** : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- **M_t** : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considéré

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0) \\ \text{Avec} \\ \left\{ \begin{array}{ll} M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 & \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 & \text{Dans le cas d'une travée de rive} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

- La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

0,6M₀ dans le cas d'une poutre à deux travées.

0,5M₀ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées

0,4M₀ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées

0,3M₀ pour les appuis de rive semi encastrés.

d) Rapport de charge

Soit α : le rapport des charges l'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation, en valeurs non pondérées.

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \text{ avec } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{1,625}{1,625+3,543} = 0,314$$

B) Calcul a l'ELU

- Charge reprise par les poutrelles**

$q_u = 7.221 \text{ KN /m}$

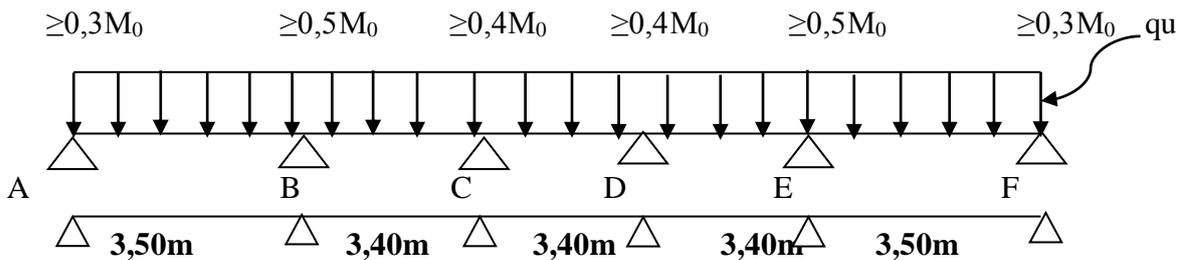


Figure III-2-4 : Schéma statique de la poutrelle.

a) Calcul des moments isostatique

$M_{0AB} = M_{0EF} = \frac{qu \times l^2}{8} = 11,055 \text{ KN.m}$

$M_{0BC} = M_{0CD} = M_{0DE} = \frac{qu \times l^2}{8} = 10,433 \text{ KN.}$

b) Calcul des moments sur des appuis

$M_A = M_F = 0,3M_{0AB} = 0,3 \times 11,055 = 3,316 \text{ KN.m}$

$M_B = M_E = 0,5 \max(M_{0AB}, M_{0BC}) = 0,5 \times 11,055 = 5,528 \text{ KN.m}$

$M_C = M_D = 0,4 \max(M_{0BC}, M_{0CD}) = 0,4 \times 10,433 = 4,173 \text{ KN.m}$

c) Calcul des moments en travée

- Moments en travées :

Travée AB $\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,094 \times 11,055 - \frac{5,528+3,316}{2} = 7,672 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,647 \times 11,055 = 7,153 \text{ KN.m} \end{array} \right.$
 Soit $M_{tAB} = 7,672 \text{ KN.m}$

- Travée BC $\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,094 \times 10,433 - \frac{4,173+5,528}{2} = 6,563 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0,547 \times 10,433 = 5,707 \text{KN.m} \\ \text{Soit } M_{tBC} = 6,563 \text{KN.m} \end{array} \right.$
- Par symétrie $\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} = M_{tEF} = 7,672 \text{KN.m} \\ M_{tBC} = M_{tCD} = M_{tDC} = 6,563 \text{KN.m} \end{array} \right.$

d) Calcul de l'effort tranchant

Pour calculer les efforts tranchants, on isole les différentes travées, on calcule les réactions d'appuis en tenant compte des moments de continuité et on les détermine en utilisant la méthode de la RDM : $\sum M / i = 0$

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

Avec : $\theta(x) = + \frac{q_u \times L_i}{2}$ a (x=0)

$$\theta(x) = - \frac{q_u \times L_i}{2}$$
 a (x=L)

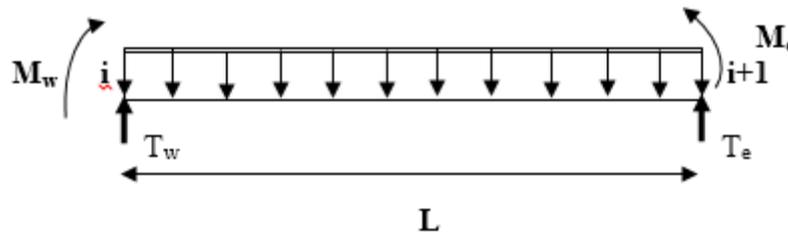


Figure III-2-5 : Schéma de calcul des efforts tranchants

- T(x)** : effort tranchant sur appui ; à une distance x.
- θ(x)** : effort tranchant de la travée isostatique ;
- M_i** et **M_{i+1}** : moment sur appuis i et i+1 respectivement en valeur algébrique ;
- T_w** : effort tranchant sur appui gauche de la travée ;
- T_e** : effort tranchant sur appui droit de la travée ;
- L** : longueur de la travée.

▪ **Travée AB**

$$T_A = \frac{7,220 \times 3,50}{2} + \frac{-5,528 - (-3,316)}{3,50} = 12,003 \text{KN}$$

$$T_B = - \frac{7,220 \times 3,50}{2} + \frac{-5,528 - (-3,316)}{3,50} = -13,267 \text{KN}$$

▪ **Travée BC**

$$T_B = \frac{7,220 \times 3,40}{2} + \frac{-4,173 - (-5,528)}{3,40} = 12,672 \text{KN}$$

$$T_C = - \frac{7,220 \times 3,40}{2} + \frac{-4,173 - (-5,528)}{3,40} = -11,876 \text{KN}$$

▪ Travée CD

$$\begin{cases} T_C = \frac{7,220 \times 3,40}{2} + \frac{-4,173 - (-4,173)}{3,40} = 11,335 \text{KN} \\ T_D = -\frac{7,220 \times 3,40}{2} + \frac{-4,173 - (-4,173)}{3,40} = -11,335 \text{KN} \end{cases}$$

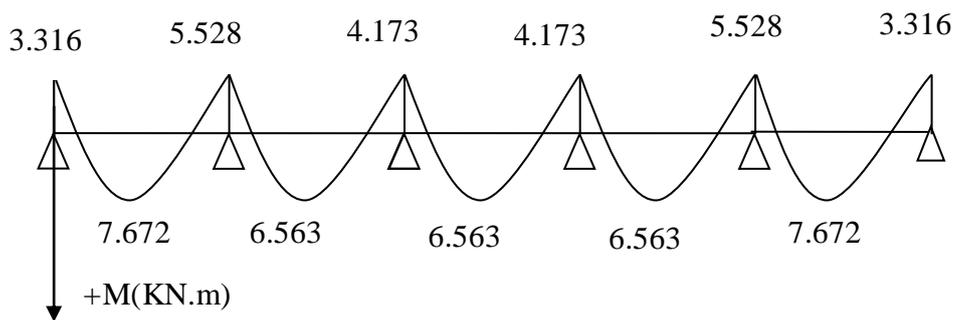
▪ Travée DE

$$\begin{cases} T_D = \frac{7,220 \times 3,40}{2} + \frac{-5,528 - (-4,173)}{3,40} = 11,875 \text{KN} \\ T_E = -\frac{7,220 \times 3,40}{2} + \frac{-5,528 - (-4,173)}{3,40} = -12,672 \text{KN} \end{cases}$$

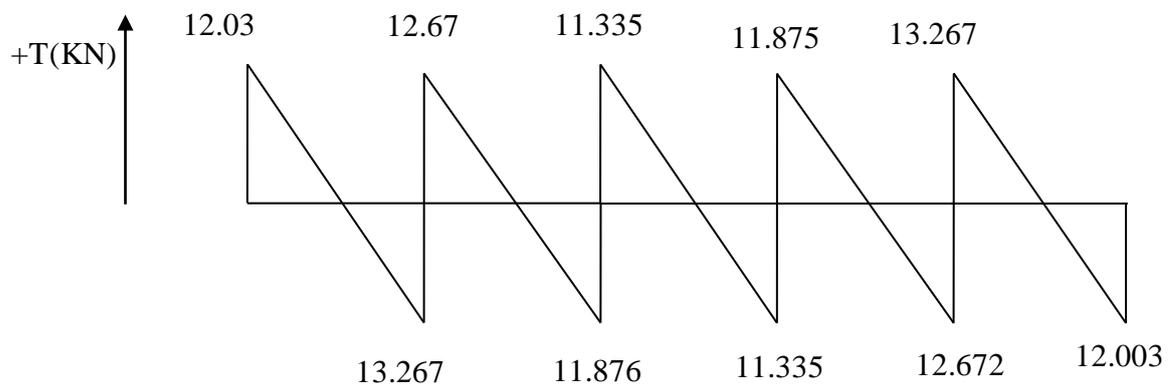
▪ Travée EF

$$\begin{cases} T_E = \frac{7,220 \times 3,50}{2} + \frac{-3,316 - (-5,528)}{3,50} = 13,267 \text{KN} \\ T_F = -\frac{7,220 \times 3,50}{2} + \frac{-3,316 - (-5,525)}{3,50} = -12,003 \text{KN} \end{cases}$$

▪ Diagramme des moments



▪ Diagramme de l'effort tranchant



C) Ferrailage a l'ELU

On adoptera le même ferrailage en travée avec le moment maximum $M_t \max = 7,672$ KN.m et aux appuis avec le moment maximum $M_a \max = 5,528$ KN.m .

a) Armature longitudinal

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes : $b= 65$ cm; $b_0= 12$ cm; $h= 20$ cm; $h_0= 4$ cm; $d= 18$ cm

• **En travée**

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = bh_0 \times f_{cb} \times (d - \frac{h_0}{2}) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 0.18 \times \frac{0.04}{2} \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t \max = 7.672 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression donc le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (65x20) cm^2

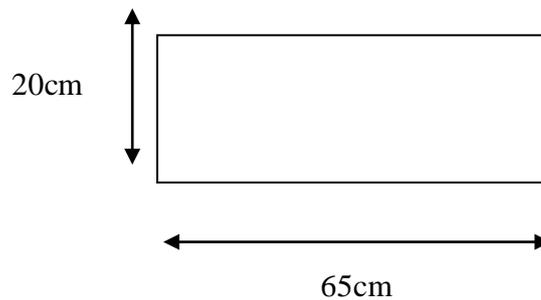


Figure III-2-6 : Section de la poutrelle

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.673 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0,0256 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{(SSA).}$$

$$\mu = 0.0256 \longrightarrow \beta = 0,8492$$

$$A_s = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.673 \times 10^5}{0.8492 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.04 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 3 \text{ HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$

• **En appuis**

La table de compression est entièrement tendue, la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire de la hauteur utile $d=18$ cm et de largeur $b_0=12$ cm.

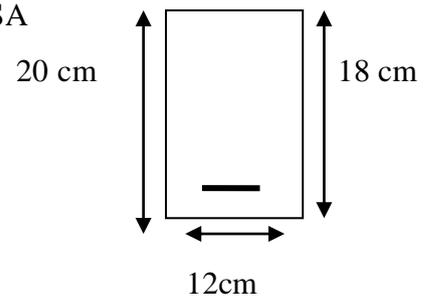
$M_a \max = 5,528$ KN.m .

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5.528}{0.12 \times (0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0,100 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,100 \longrightarrow \beta = 0.947$$

$$A_s = \frac{M_a^{max}}{B \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.528 \times 10^5}{0.947 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 0.932 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 2 \text{ HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$



- b) **Armature transversale** : D'après l'article (A.7.2.12.BAEL91 modifié99), le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

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

Φ_t : Diamètre des armatures transversales

Φ_l : Diamètre max des armatures longitudinales

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

$$\phi_t \leq 0.571 \text{ cm} \approx 6 \text{ mm}$$

On prend $\phi_l = \text{HA8}$

- c) **L'espacement des cadres** : (Art. A.5.1.22/BAEL91 modifié99)

$$St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm.}$$

On prend **St = 15 cm**

D) Vérification à l'ELU

- a) **Vérification au cisaillement** : (Art. A.5.1.1/BAEL 91 modifié99)

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \longrightarrow \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = \frac{13.267 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.614 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.614 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- b) **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = \left(\frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

- **En travée**

$$A_{min} = 0.23 b d \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1/400 = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En appuis**

$$A_{min} = 0.23 b_0 d \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1/400 = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- c) **Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton** : (Art. A.6.13/BAEL91 modifié99)

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

La contrainte d'adhérence, au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i = n \times \pi \times \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{13.267 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 2 \times 10 \times 3.14} = 1.30 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence, $\bar{\tau}_{se}$ pour l'entraînement des barres est :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{avec } \psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

Donc $\tau_{se} = 1.30 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow$ **condition vérifiée**

d) Ancrage des barres

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur l_s dite longueur de scellement droite.

La longueur du scellement d'après les règles de BAEL 91 est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{\phi \cdot F_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} \text{ (contrainte d'adhérence)}$$

ψ_s : coefficient de scellement, dépend de l'état de surface de la barre.

$\psi_s = 1.5$ pour les barres à haute adhérence.

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$D' \text{ où } l_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35.27 \text{ cm}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $f_e 400$; $l_s = 35.27 \text{ cm}$.

Les règles de BAEL 91 (Art.6.1.253 modifiée 99) 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 $0,4 \cdot L_s$ pour les aciers H.A.

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 35.27 = 14.11 \text{ cm.} \quad \Longrightarrow \quad L_c = 14 \text{ cm}$$

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right)$$

▪ Appuis de rive

$$A_a = 1.57 > \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(13.267 - \frac{3.316}{0.9 \times 0.18} \right)$$

$$A_a = 1.57 > -0.20 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ Appuis intermédiaires

$$A_a = 1.57 > \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(12.672 - \frac{5.528}{0.9 \times 0.18} \right)$$

$$A_a = 1.57 > -0.62 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

f) Influence de l'effort tranchant sur le béton :

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq \frac{0,4 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$ avec $a = 0,9 d$

$$V_u^{\max} \leq \frac{0,4 \times 0,9 \times 18 \times 12 \times 2,5}{1,5} = 129,6 \text{ KN}$$

▪ Appuis de rive

$$V_u^{\max} = 13.267 \text{ kN} < 129,6 \text{ kN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ Appuis intermédiaires

$$V_u^{\max} = 5.528 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

E) Calcul a l'ELS

- **Charge reprise par les poutrelles**

$$q_s = 5.168 \text{ KN/m}$$

- **Rapport q_s/q_u :**

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées, le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont résumées dans les tableaux suivants :

$$q_s/q_u = 5.168 / 7.221 = 0.716$$

a) Calcul des moments isostatique

Travée	(A-B)	(B-C)	(C-D)	(D-E)	(E-F)
$M_0(\text{KN.m})$	7.913	7.468	7.468	7.468	7.913

b) Calcul des moments sur des appuis

Appuis	A	B	C	D	E	F
$M_{\text{appuis}}(\text{KN.m})$	2.374	3.957	2.99	2.99	3.957	2.374

c) Calcul des moments en travée

Travée	(A-B)	(B-C)	(C-D)	(D-E)	(E-F)
$M_{\text{travée}}(\text{KN.m})$	5.49	4.70	4.70	4.70	5.49

d) Calcul de l'effort tranchant

Travée	(A-B)	(B-C)	(C-D)	(D-E)	(E-F)
$T_i[\text{KN}]$	9.00	8.50	8.11	8.50	9.00
$T_{i+1}(\text{KN})$	-9.46	-9.07	-8.11	-9.07	-9.46

Digramme des moments

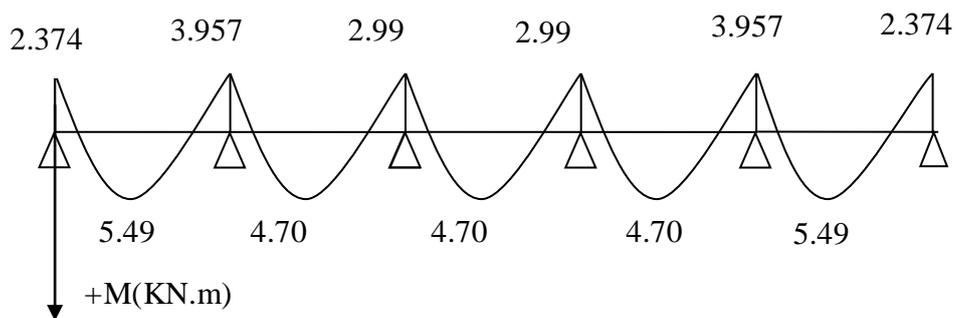
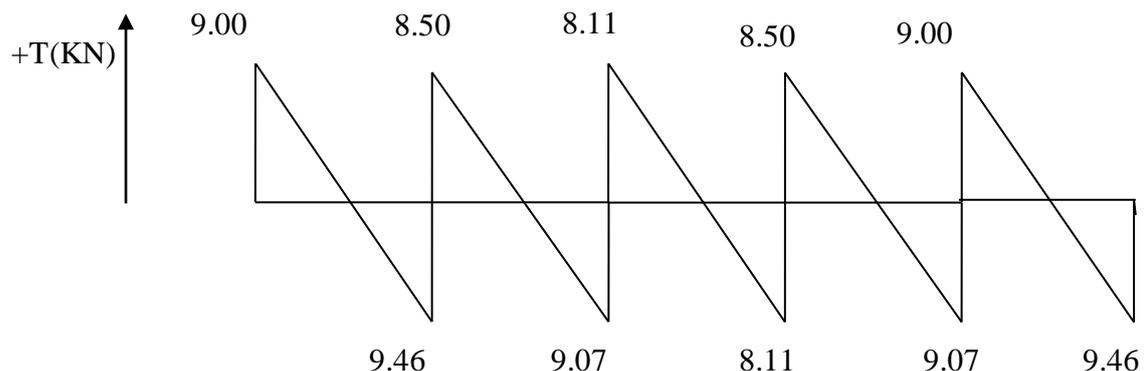


Diagramme de l'effort tranchant :



E) Vérification à L'ELS

a) Etat limite de la compression du béton

▪ En travée :

$$M_{\max} = 5.49 \text{ KN.m}$$

▪ Contrainte dans les aciers

$$\rho_1 = \frac{\rho \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.36}{18 \times 12} = 1.09$$

$$\rho_1 = 1.09 \longrightarrow \beta_1 = 0.856 \longrightarrow K_1 = 19.72$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{5.49 \times 10^3}{0.856 \times 18 \times 2.36} = 150.98 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 150.98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{150.98}{19.72} = 7.656 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.656 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

▪ Aux appuis

▪ Contrainte dans les aciers

$$M_{a \max} = 3,957 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{\rho \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 1.57}{18 \times 12} = 0.727$$

$$\rho_1 = 0.727 \longrightarrow \beta_1 = 0.87675 \longrightarrow K_1 = 25.485$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{3,957 \times 10^3}{0.87675 \times 18 \times 1.57} = 159.75 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 159.75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{159.75}{25.485} = 6.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

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

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

c) Etat limite de déformation (vérification de la flèche Art.A.3.6.51/BAEL99)

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

Les règles du BAEL91 modifié 99 (Art.B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur total de la section ;

l : portée libre maximal ;

M_t : maximum de flexion ;

b : largeur de nervure.

$$\begin{cases} \frac{20}{350} = 0.057 > 0.044 & \text{condition vérifié} \\ \frac{20}{350} = 0.057 > \frac{5.49}{15 \times 7.913} = 0.046 & \text{condition vérifié} \\ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011 > \frac{3.6}{400} = 0.009 & \text{condition non vérifié} \end{cases}$$

▪ **Calcul de la flèche**

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

\bar{f} : la flèche admissible

E_v : module de déformation différée ($E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10819$ MPa)

I_{fv} : moment d'inertie totale de la section homogène

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + 15A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.36 = 487.4 \text{ cm}^2$$

Calcul de V_1 et V_2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/_{xx} = \frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_t \times d$$

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 18 = 3461.20$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3461.20}{487.4} = 7.10 \text{ cm}$$

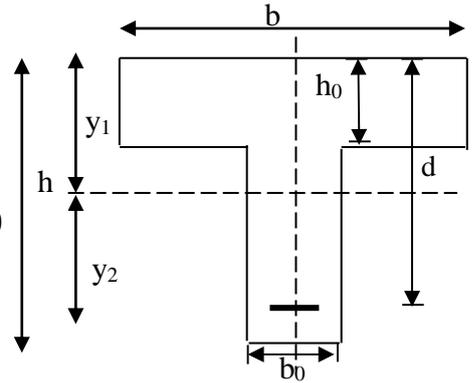


Figure III.2.7 : calcul de la flèche

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.10 = 12.90 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A_s (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = 20840.114 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.011} = 1.49$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = \max \{ 0.788; 0 \} = 0.788$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1.1 \times 20840.114}{1 + 1.49 \times 0.788} = 11683.34 \text{ cm}^2$$

D'où la flèche

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{5.49 \times 10^6 \times 3500^2}{10 \times 10819 \times 11683.34 \times 10^4} = 5.32 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{3500}{500} = 7 \text{ mm} \rightarrow$$

condition vérifiée

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- Armatures en travées : **3 HA10 = 2.36 cm².**
- Armatures en appuis : **2 HA 10 = 1.57 cm².**
- Armatures transversales : **2HA8=1.00 cm²**, avec un espacement de **15 cm.**

III.3 Calcul des escaliers

III.3.1 Introduction

Notre bâtiment comporte un seul type d'escaliers en béton armé coulé sur place.

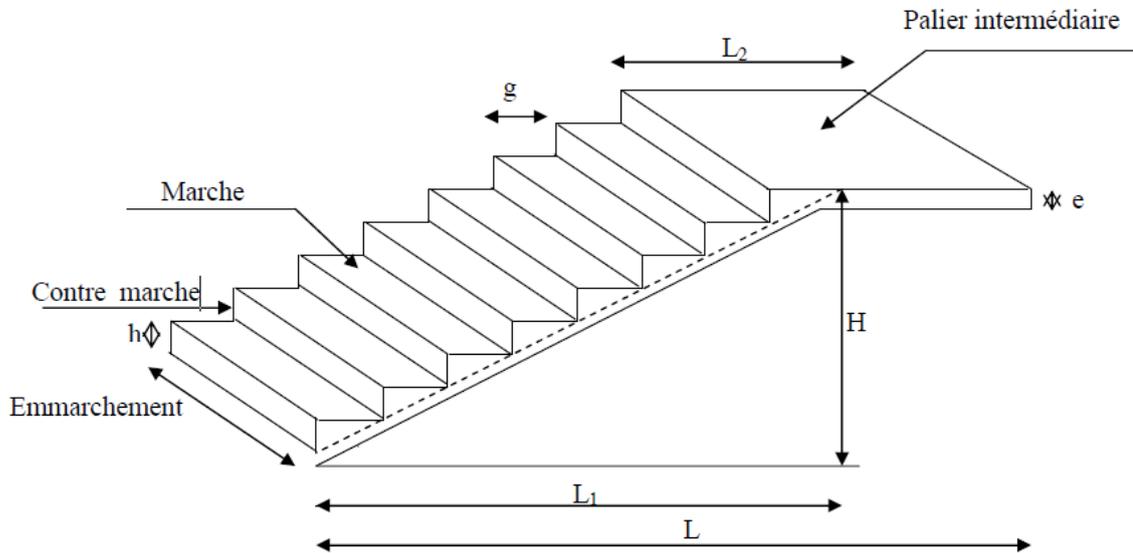


Figure III. 3.1 : Principaux termes relatifs à un escalier

III.3.2 Caractéristiques dimensionnelles

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 14 à 18 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre le niveau final de sol de départ et d'arrivée.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0,65 m de collet, si $E \geq 1$ m.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

III.3.3 Pré dimensionnement :(Escalier de l'étage courant)

L'escalier se compose de 2 volets identiques, donc le calcul se fera pour d'une seule volée

▪ **Présentation schématique**

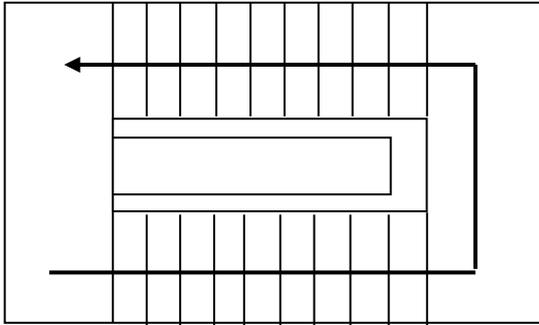


Figure III-3-2 : vue en plan de l'escalier

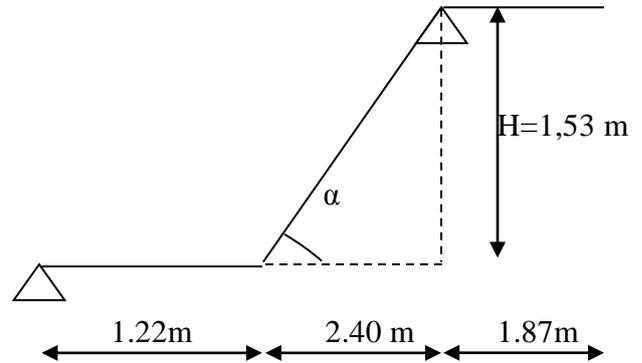


Figure III-3-3 : schéma statique d'escalier

Avec une hauteur d'étage de 3,06m, pour un bâtiment à usage habitation, la hauteur des marches :

$$\left\{ \begin{array}{l} 14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm.} \\ 28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

On prend la hauteur des marches : $h=17 \text{ cm.}$

Nombre de contre marches : $n=9$ contre marches.

Le nombre de marches est prise égale à $m = n-1 = 9-1=8$ marches.

Hauteur de monter (hauteur libre sous plafond + épaisseur du plancher fini) : $H=nxh.$

$$H=9x0, 17=1,53 \text{ m.}$$

▪ **Loi de BLONDEL**

Est une relation qui lié h et g et qui permet de concevoir un escalier ou l'on se déplace de façon confortable.

$$60 \text{ cm} \leq g+2h \leq 64 \text{ cm.}$$

Pour $h=17 \text{ cm}$ on aura $26 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm.}$ Donc on prend $g=30 \text{ cm.}$

Vérification de la loi de BLONDEL : $60 \text{ cm} \leq g+2h \leq 64 \text{ cm.}$

$$60 \text{ cm} \leq 30+2x17 \leq 64 \text{ cm} \longrightarrow 60\text{cm} \leq 64 \leq 64 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée .}$$

Dimensionnement de la paillasse et du palier :(d'après le BEAL 91, modifié 99)

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20} \quad \text{Avec } L' : \text{ la longueur totale entre nœud d'appui.}$$

$$L_2=8x30=240\text{cm}$$

$$tg(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

$$L '=L_1+L_2+L_3= 122+240+187=549 \text{ cm}$$

D'où :

$$\frac{549}{30} \leq e_p \leq \frac{549}{20} \rightarrow 18,30 \text{ cm} \leq e_p \leq 27,45 \text{ cm}$$

On prend $e_p=20$ cm.

Détermination des charges et surcharge : le calcul se fera en flexion simple 1ml d'embranchement pour une bande d' 1m de projection horizontale de la volée.

▪ **Charges permanentes :**

1. Palier

Poids propre : $25 \times 0,20 \times 1 = 5 \text{ KN/ml}$

Poids de Revêtement (mortier+carrelage+lit de sable) : $[2(0,02 \times 22) + (0,02 \times 18)] \times 1 \text{ m} = 1,24 \text{ KN/ml}$.

Enduit plâtre : $0,10 \text{ KN/ml}$

Poids total du palier : $G_1=6,34 \text{ KN/ml}$

2. Paillasse

Poids de la paillasse : $G_p = 25 \times \frac{e_p}{\cos \alpha} = 25 \times \frac{0,20}{\cos 29,54^\circ} \times 1 = 5,74 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

Poids des marches : $G_m = 25 \times \frac{0,17}{2} \times 1 = 2,125 \text{ KN/ml}$

Revêtement carrelage : $0,44 \text{ KN/ml}$

Mortier de pose : $0,44 \text{ KN/ml}$

Enduit plâtre : $0,10 \text{ KN/ml}$

Le poids de grande-corps : $0,2 \text{ KN/ml}$

Lit de sable : $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/ml}$

Poids total du paillasse : $G_2=9,41 \text{ KN/ml}$

3. Mur extérieur : $P = 2,36 \text{ KN/ml}$

▪ **Surcharges d'exploitations :** la surcharge d'exploitation des escaliers donnée par la DTR

B.C.2.2 est : $Q = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml}$

III.3.4 Calcul à l'ELU

▪ **Combinaison de charges :**

Palier : $q_{u1} = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 6,34 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 12,31 \text{ KN/ml}$

Volée : $q_{u2} = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 9,41 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 16,45 \text{ KN/ml}$

Mur extérieur : $P = 2,36 \times 1,35 \times (3,06 - 0,20) \times 1 \text{ m} = 9,11 \text{ KN}$

Calcul des efforts internes : (par mètre linéaire)

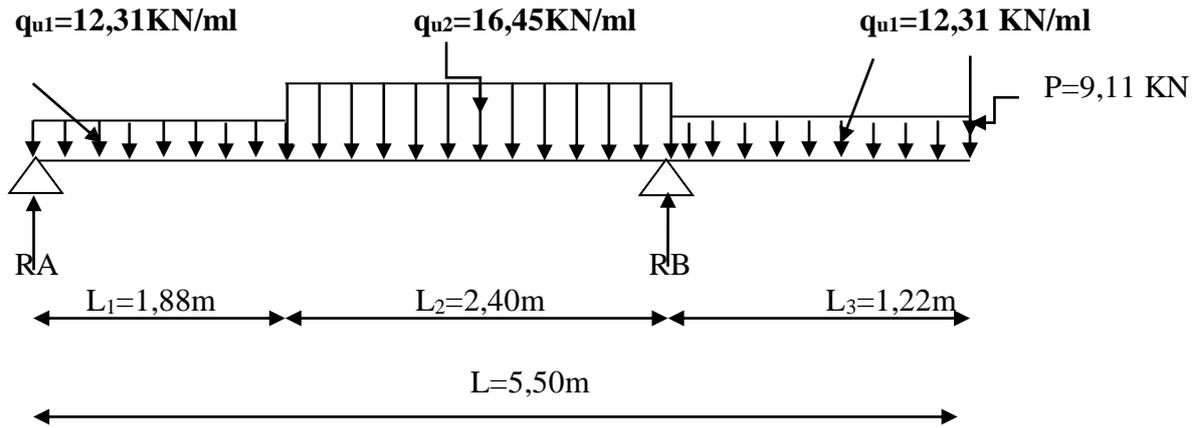


Figure III-3-4 : Schéma statique d'escalier.

▪ Les réactions aux appuis

$$\sum \frac{F}{YY'} = 0$$

$$RA + RB = q_{u1} \times L_1 + q_{u2} \times L_2 + q_{u1} \times L_3 + P$$

$$RA + RB = 12,31 \times 1,88 + 16,45 \times 2,40 + 12,31 \times 1,22 + 9,11 = 86,751 \text{ m}$$

$$RA + RB = 86,751 \text{ m}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow RB \times (L_1 + L_2) - q_{u1} \times \frac{L_1^2}{2} - L_2 q_{u2} \times \left(L_1 + \frac{L_2}{2} \right) - L_3 q_{u1} \times \left(L_1 + L_2 + \frac{L_3}{2} \right) - P \times L = 0$$

$$RB \times 4,28 = 12,31 \times 1,767 + 16,45 \times 7,392 + 12,31 \times 5,9658 + 9,11 \times 5,50 = 266,894 \text{ m}$$

$$RB = 62,358 \text{ kN/ml} \quad RA = 24,393 \text{ kN/ml}$$

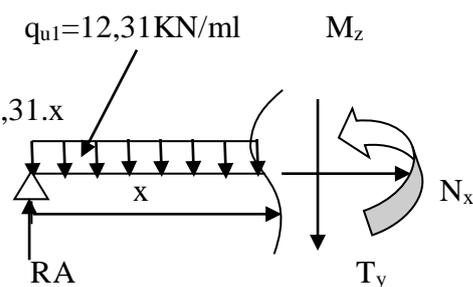
▪ Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant

1^{er} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1,88 \text{ m}$

$$T_y = RA - q_{u1} \cdot X \rightarrow T_y = 24,393 - 12,31 \cdot x$$

pour $x=0$ $T_y = 24,393 \text{ KN}$

Pour $x=1,88 \text{ m}$ $T_y = 1,25 \text{ KN}$



$$M_z = RA \cdot X - q_{u1} \cdot x^2 / 2 \rightarrow M_z = 24,393 \cdot x - 12,31 \cdot x^2 / 2$$

Pour $x=0$ $M_z = 0 \text{ KN.M}$

Pour $x=1,88 \text{ m}$ $M_z = 24,105 \text{ KN.m}$

2^{ème} tronçon : $1,88 \text{ m} \leq x \leq 4,28 \text{ m}$

$$T_y = R_A - q_{u1} \times 1,88 - q_{u2}(x-1,88)$$

$$T_y = 24,393 - 12,31 \times 1,88 - 16,45(x-1,88)$$

$$T_y = 32,176 - 16,45x$$

Pour $x=1,88 \text{ m}$ $T_y = 1,250 \text{ KN}$

Pour $x=4,28 \text{ m}$ $T_y = -38,23 \text{ KN}$

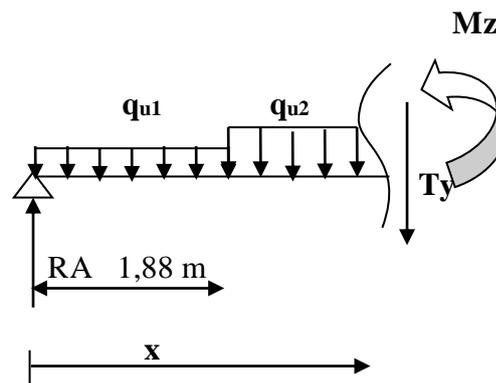
$$M_z = R_A \cdot x - q_{u1} \times 1,88 \times (x-0,94) - \frac{q_{u2}(x-1,88)^2}{2}$$

$$M_z = 24,393x - 12,31 \times 1,88(x-0,94) - \frac{16,45(x-1,88)^2}{2}$$

$$M_z = -8,225x^2 + 32,176x - 7,313$$

Pour $x=1,88 \text{ m}$ $M_z = 24,105 \text{ KN.m}$

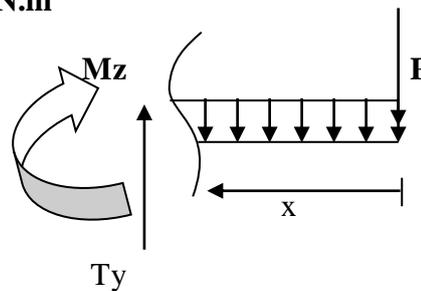
Pour $x=4,28 \text{ m}$ $M_z = -20,268 \text{ KN.m}$



3^{ème} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1,22 \text{ m}$

$$T_y = P + q_{u1} \cdot x$$

$$T_y = 9,11 + 12,31 \cdot x$$



Pour $x=0$ $T_y = 9,11 \text{ KN}$

Pour $x=1,22 \text{ m}$ $T_y = 24,128 \text{ KN}$

$$M_z = -q_{u1}x^2/2 - p \cdot x \quad M_z = 12,31x^2/2 - 9,11x$$

$$M_z = -6,155x^2 - 9,11x$$

Pour $x=0$ $M_z = 0 \text{ KN.m}$

Pour $x=1,22 \text{ m}$ $M_z = -20,268 \text{ KN.m}$

Tronçon	X(m)	Ty(KN)	Mz(KN .m)
$0 \leq x \leq 1,88$	X=0	24,313	0
	X=1,88	1,25	24,105
$1,88 \leq x \leq 4,28$	X=1,88	1,25	24,105
	X=4,28	-38,23	-20,268
$0 \leq x \leq 1,22$	X=0	9,11	0
	X=1,22	24,128	-20,268

Le moment M_z est maximal pour $T_y=0$

$$T_y = 0 \longrightarrow 32,176 - 16,45x = 0 \longrightarrow x = 1,956 \text{ m}$$

Donc : $M_u^{\text{MAX}} = 24,155 \text{ KN.m} = M_0$

Remarque :

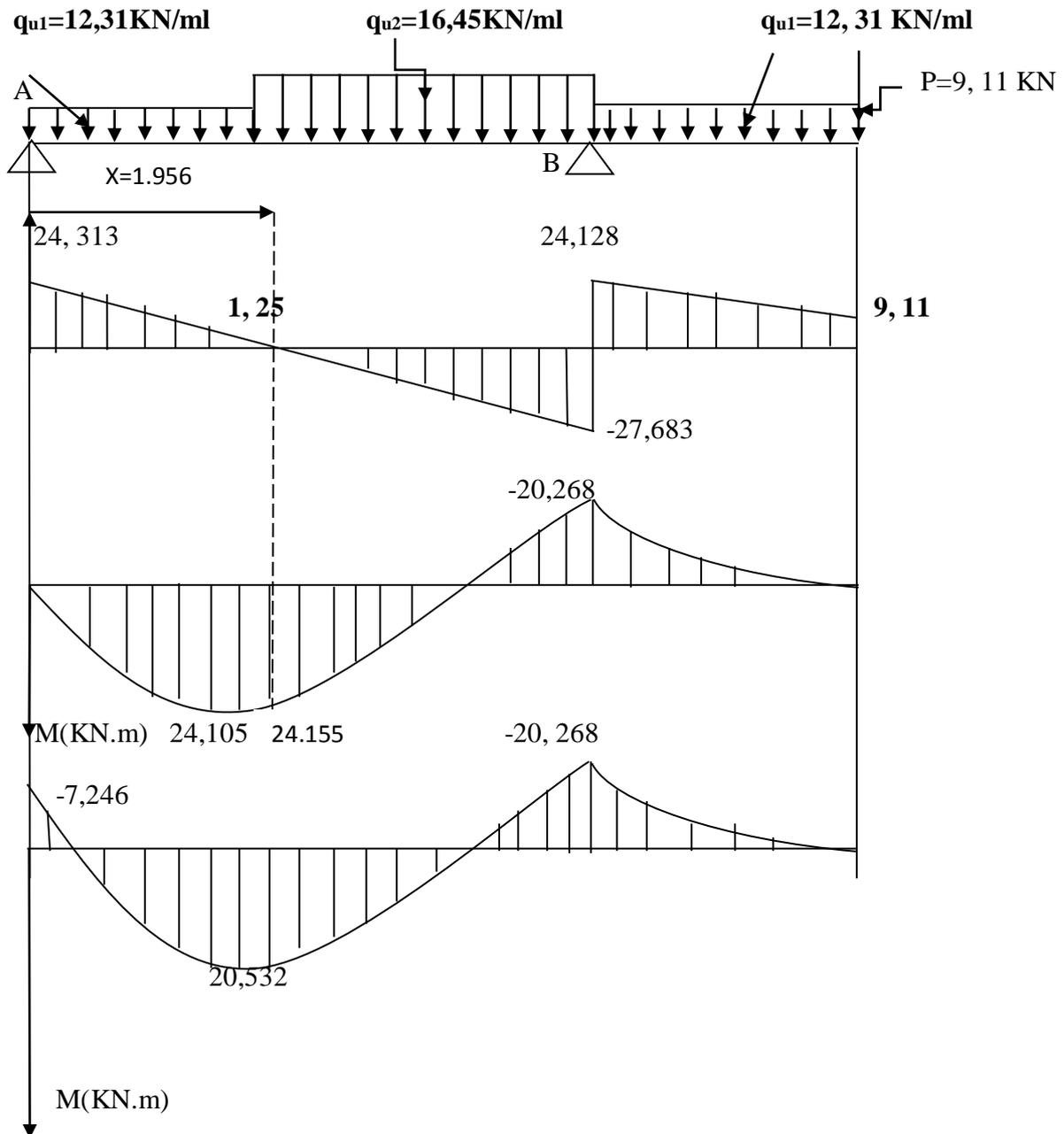
Afin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments max aux appuis et en travées.

Aux appuis : $M_{uA} = -M_u^{max} \times 0,3 = -24,155 \times 0,3 = -7,246 \text{ KN.m}$

En travées : $M_{u,t} = -M_u^{max} \times 0,85 = 24,155 \times 0,85 = 20,532 \text{ KN.m}$

$M_B \text{ appui} = -20,268 \text{ KN}$.

▪ **Diagramme des efforts internes à l'ELU**



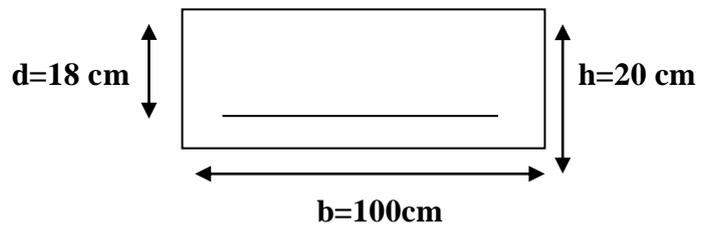
III.3.5 Calcul des armatures

On calcule une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :

$b=100$ cm; $c=2$ cm; $d=18$ cm; $h=20$ cm

▪ **Appui A**

$M_A = -7,246$ KN.m



1) Armature principale

$$\mu_b = \frac{M_A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,246 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0,016 \leq 0,392 \rightarrow S.S.A$$

Remarque

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc}=0$. Donc on a uniquement des armatures tendues.

$$\mu_b = 0,016 \rightarrow \beta = 0,992$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_A}{\beta d \sigma_s} = \frac{7,246 \times 10^6}{0,992 \times 180 \times 348} \times 10^{-2} = 1,17 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10=3,93 cm²**

avec un espacement $S_t=20$ cm

2) Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{1,17}{4} = 0,29 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10=3,93 cm²**

avec un espacement $S_t=20$ cm

▪ **En travée**

$M_u = 20,532$ KN.m

1) Armatures principales

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20,532 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0,045 \leq 0,392 \rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,045 \quad \beta = 0,977$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{20,532 \times 10^6}{0,977 \times 180 \times 348} \times 10^{-2} = 3,35 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12=5,65 cm²**

avec un espacement $S_t=20$ cm

2) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3,35}{4} = 0,837 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10=3,93 cm²** avec un espacement $S_t=20$ cm

▪ Appui B

$$M^B = -20,268 \text{ KN.m}$$

1) Armatures principales

$$\mu_b = \frac{M^B}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20,268 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0,044 \leq 0,392 \rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,044 \quad \beta = 0,978$$

$$A_B = \frac{M^B}{\beta d \sigma_s} = \frac{20,268 \times 10^6}{0,978 \times 180 \times 348} \times 10^{-2} = 3,31 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12=5,65 cm²** avec espacement $S_t=20$ cm

2) Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_B}{4} = \frac{3,31}{4} = 0,83 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10=3,93 cm²** avec un espacement $S_t=20$ cm

III.3.6 Les vérifications à l'ELU

A. Vérification du non fragilité du béton : [Art A4.2.1/BAEL 91 modifié 99]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$(A_t ; A_a ; A_B) > A_{\min} \longrightarrow$ condition vérifiée.

B. Espacements des barres

▪ Armatures principales

$$S_{\max} = 20 \text{ cm} < \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

▪ Armatures de répartitions

$$S_{\max} = 20 \text{ cm} < \text{Min} (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

C. Vérification de contrainte tangentielle : [Art 4.2,1/BAEL 91 modifié 99]

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{38,23 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,21 \text{ MPa}$$

D. La fissuration est peu nuisible

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

$\tau_u = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$condition vérifiée.

D'où : le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales sont pas nécessaires.

E. Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement [BAEL91 modifié 99]

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

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

avec : ψ_s : coefficient de scellement $\psi_s = 1,5$ (pour les aciers HA)

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} \quad \text{Avec } \sum u_i : \text{ somme des périmètres utiles des barres.}$$

Avec : $\sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi$ avec : $\phi = 12 \text{ mm}$ n : nombres des barres (n=5)

$$\sum u_i = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{38,23 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 188,4} = 1,25 \text{ MPa} \quad (\tau_{se} \text{ d'appui} = \tau_{se} \text{ de travée)}$$

$$\tau_{se} = 1,25 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

F. Encrages des barres : BAEL 91 modifie 99. Art A.6.1, 2.1).

$$\text{La longueur de scellement doit être : } L_S = \frac{\phi l_f e}{4 \tau_{se}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comportées des crochets.

$$\text{La longueur de scellement mesurée hors crochet est : } l \geq 0,4 \times L_S = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm}$$

Le BAEL limite $L_s = 40\phi$ lorsque en utilise $f_c = 400 \text{ MPa}$ donc $L_s = \phi \times 40$

G. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (BAEL99 Art 5.1.3)**a) Influence sur le béton**

$$\text{On doit vérifier que : } T_u^{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b ; T_u^{\max} = 38,23 \text{ KN}$$

Avec a: Longueur d'appuis de la bielle. (a = 0,9 × d)

$$\bar{T}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 1000 \times 180 \times 10^{-3} = 1080 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 38,23 \text{ KN} < \bar{T}_u = 1080 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

b) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales des appuis

Il faut avoir : $A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left[V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right] = \frac{1,15}{400} \times \left[38,23 \times 10^3 + \frac{-7,246 \times 10^6}{0,9 \times 180} \right] 10^{-2} = 0,19 \text{ cm}^2$

$A_a = 5,65 \text{ cm}^2 > 0,19 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

III.3.7 Calcul à l'ELS

1) Combinaison des charges

Palier : $q_{s1} = G + Q = (6,34 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 8,84 \text{ KN/ml}$.

Volée : $q_{s2} = G + Q = (9,41 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 11,91 \text{ KN/ml}$.

Mur extérieur : $P = 2,36 \times (3,06 - 0,20) \times 1 \text{ m} = 6,75 \text{ KN}$.

▪ **Calcul des efforts internes : (par mètre linéaire)**

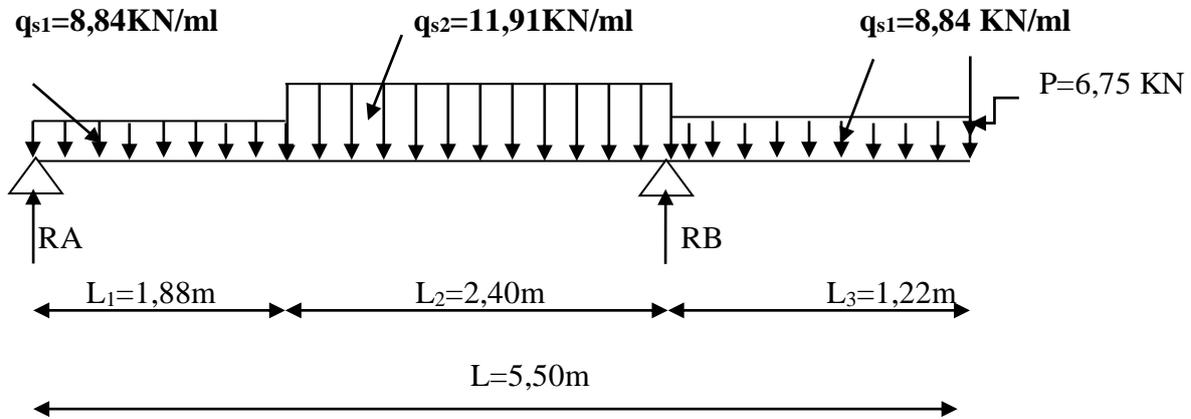


Figure III-3-5 : Schéma statique d'escalier

▪ **Les réactions aux appuis**

$\sum F / y y' = 0$

$R_A + R_B = q_{s1} \cdot L_1 + q_{s2} \cdot L_2 + q_{s1} \cdot L_3 + P$

$R_A + R_B = 8,84 \times 1,88 + 11,91 \times 2,40 + 8,84 \times 1,22 + 6,75$

$R_A + R_B = 62,738 \text{ KN}$.

$\sum M / A = 0 \rightarrow R_B \times (L_1 + L_2) - q_{s1} \times \frac{L_1^2}{2} - L_2 q_{s2} \times \left(L_1 + \frac{L_2}{2} \right) - L_3 q_{s1} \times \left(L_1 + L_2 + \frac{L_3}{2} \right) - P \times$

$L = 0$

$R_B \times 4,28 = 8,84 \times 1,767 + 11,91 \times 7,392 + 8,84 \times 5,9658 + 6,75 \times 5,50 = 193,523 \text{ m}$

$R_B = 45,21 \text{ KN/ml}$

$R_A = 17,52 \text{ KN/ml}$

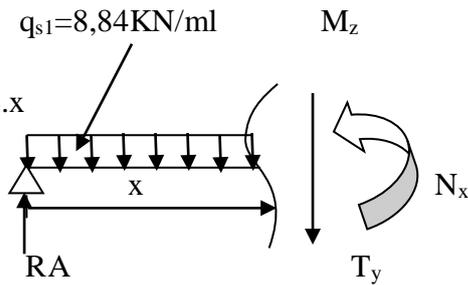
▪ Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant

1^{er} tronçon : $0m \leq x \leq 1,88m$

$$T_y = RA - q_{s1} \cdot X \longrightarrow T_y = 17,52 - 8,84 \cdot x$$

Pour $x=0$ $T_y = 17,52$ KN

Pour $x=1,88$ m $T_y = 0,90$ KN



$$M_z = RA \cdot X - q_{s1} \cdot X^2 / 2 \longrightarrow M_z = 17,52 \cdot x - 8,84 \cdot x^2 / 2$$

Pour $x=0$ $M_z = 0$ KN.M

Pour $x=1,88$ m $M_z = 17,31$ KN.m

2^{ème} tronçon : $1,88 \text{ m} \leq x \leq 4,28 \text{ m}$

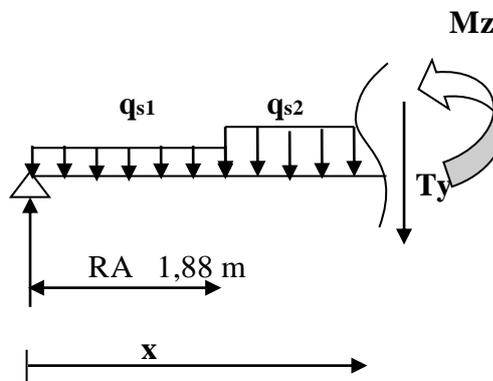
$$T_y = RA - q_{s1} \times 1,88 - q_{s2}(x-1,88)$$

$$T_y = 17,52 - 8,84 \times 1,88 - 11,91(x-1,88)$$

$$T_y = 23,292 - 11,91x$$

Pour $x=1,88 \text{ m}$ $T_y = 0,90$ KN

Pour $x=4,28$ m $T_y = -27,683$ KN



$$M_z = RA \cdot x - q_{s1} \times 1,88 \times (x-0,94) - \frac{q_{s2}(x-1,88)^2}{2}$$

$$M_z = 17,52 - 8,84 \times 1,88(x-0,94) - \frac{11,91(x-1,88)^2}{2}$$

$$M_z = -5,96x^2 + 23,31x - 5,443$$

Pour $x=1,88$ m $M_z = 17,31$ KN.m

Pour $x=4,28$ m $M_z = -14,85$ KN.m

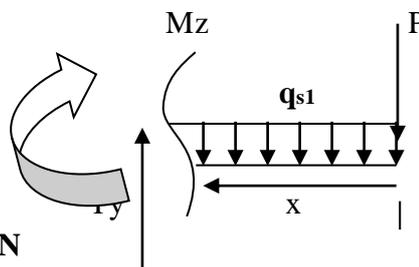
3^{ème} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1,22 \text{ m}$

$$T_y = P + q_{s1} \cdot x$$

$$T_y = 6,75 + 8,84 \cdot x$$

Pour $x=0$ $T_y = 6,75$ KN

Pour $x=1,22$ m $T_y = 17,53$ KN



$$M_z = -q_{s1}x^2/2 - p \cdot x$$

$$M_z = 8,84x^2/2 - 6,75x$$

$$M_z = -4,42x^2 - 6,75x$$

Pour $x=0$ $M_z = 0$ KN.m

Pour $x=1,22$ m $M_z = -14,85$ KN.m

Tronçon	X(m)	Ty(KN)	Mz(KN .m)
0 ≤ x ≤ 1,88	X=0	17,52	0
	X=1,88	0,90	17,31
1,88 ≤ x ≤ 4,28	X=1,88	0,90	17,31
	X=4,28	-27,683	-14,85
0 ≤ x ≤ 1,22	X=0	6,75	0
	X=1,22	17,53	-14,85

Le moment Mz est maximal pour Ty=0

$$Ty=0 \longrightarrow 23,31-11,92x=0 \longrightarrow x=1,956m$$

$$\text{Donc : } M_s^{\text{MAX}}=17,35 \text{ KN.m} = M_0$$

Remarque

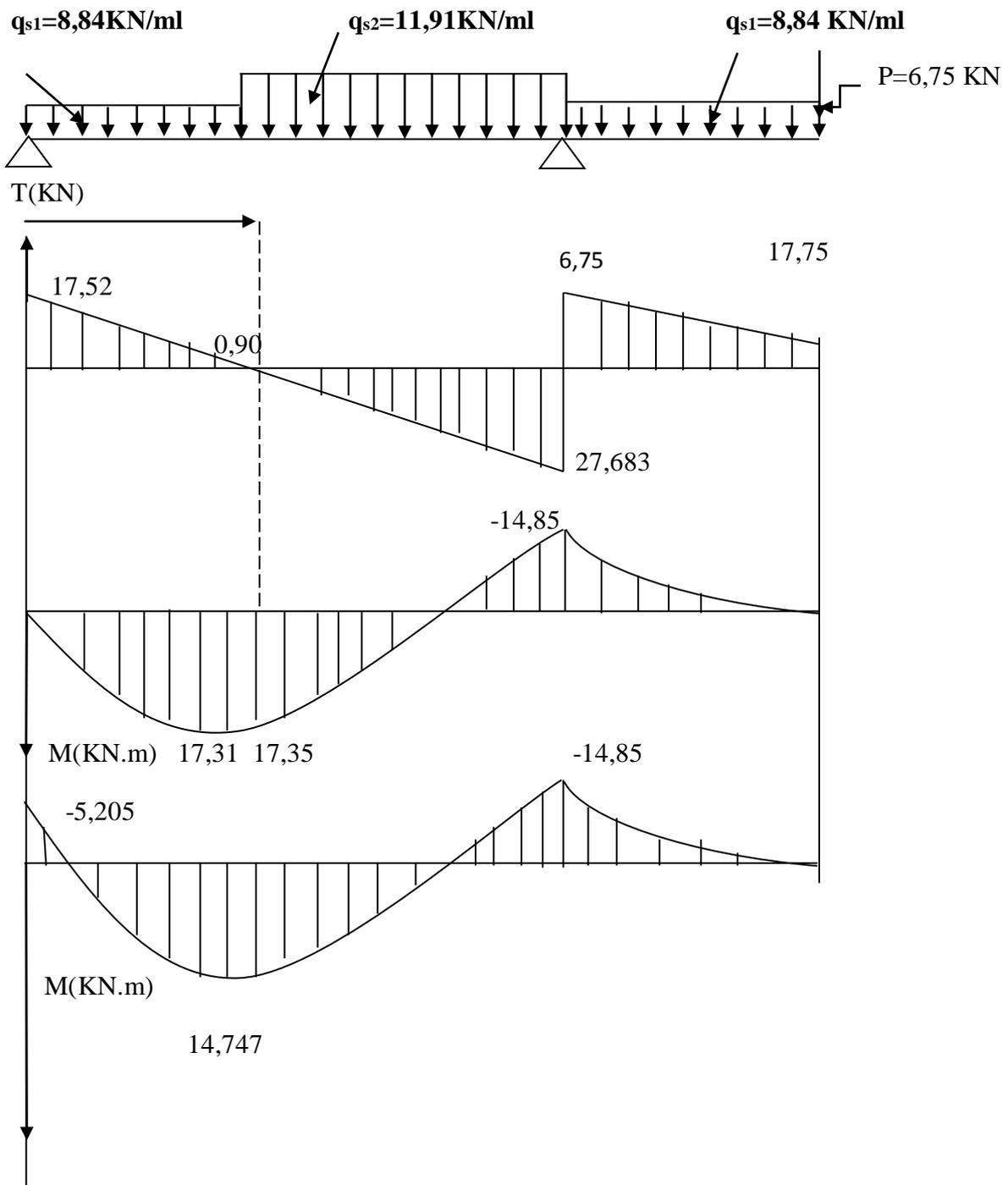
Afin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments max aux appuis et en travées.

$$\text{Aux appuis : } M_{sA} = -M_s^{\text{max}} \times 0,3 = -17,35 \times 0,3 = -5,205 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_{st} = -M_s^{\text{max}} \times 0,85 = 17,35 \times 0,85 = 14,747 \text{ KN.m}$$

$$M_B \text{ appui} = -14,85 \text{ KN.m}$$

▪ Diagramme des efforts internes à l'ELS



2) Vérification à l'ELS

▪ Etat limite d'ouverture des fissures

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

▪ Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \quad \text{Avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

En travée

$$M_t^S = 14,747 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 \text{ (5HA12)}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,31$$

$$\rho_1 = 0,31 \rightarrow \beta_1 = 0,912 \rightarrow k_1 = 41,82$$

$$\sigma_{st} = \frac{14,747 \times 10^6}{5,65 \times 10^2 \times 0,912 \times 180} = 159 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{159}{41,82} = 3,80 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ Aux appuis

▪ Appui A

$$M_s = -5,205 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 18} = 0,21$$

$$\rho_1 = 0,21 \rightarrow \beta_1 = 0,925 \rightarrow k_1 = 51,67$$

$$\sigma_{st} = \frac{5,205 \times 10^6}{3,93 \times 10^2 \times 0,925 \times 180} = 79,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{79,54}{51,67} = 1,39 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ Appui B

$$M_s = -14,85 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,31$$

$$\rho_1 = 0,31 \rightarrow \beta_1 = 0,912 \rightarrow k_1 = 41,82$$

$$\sigma_{st} = \frac{14,85 \times 10^6}{5,65 \times 10^2 \times 0,912 \times 180} = 160,11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{160,11}{41,82} = 3,83 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ Etat limite de déformation (BAEL91 modifié 99/ART B.6.5.2)

Les règles (Art B6.5.2/BAEL91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{20}{550} = 0,036 < \frac{1}{16} = 0,062 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

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

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

▪ **Calcul de la flèche**

$$f = \frac{5q_{\max}L^4}{384E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{avec } q_{\max} = \max(q_{\text{paillasse}}; q_{\text{palier}})$$

\bar{f} : la flèche admissible

E_v : module de déformation différée ($E_v=10818,865$ MPa)

I_{fv} : moment d'inertie totale de la section homogène

La position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t \times d}{b \times h + 15A_t} = \frac{50 \times 20^2 + 15 \times 5,65 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 5,65} = 10,32$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,32 = 9,68 \text{ cm.}$$

$$I_{fv} = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + A_t (V_1 - c)^2 = 71870,22 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{11,91 \times 10^3 \times 5,50^4}{10818,86 \times 10^6 \times 71870,22 \times 10^{-8}} = 0,018 \text{ m}$$

$$f = 0,018 \text{ m} \leq \bar{f} = 0,02 \text{ m} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion

Après toutes vérifications, l'escalier étage courant sera ferrailé comme suit :

Aux appuis :

▪ **Appui A :**

Armatures principales : 5HA10/ml avec un espacement $St=20$ cm.

Armatures de répartitions : 5HA10/ml avec un espacement $St=20$ cm.

▪ **Appui B :**

Armatures principales : 5HA12/ml avec un espacement $St=20$ cm.

Armatures de répartitions : 5HA10/ml avec un espacement $St=20$ cm.

▪ **En travée**

Armatures principales : 5HA12/ml avec un espacement $St=20$ cm.

Armatures de répartitions : 5HA10/ml avec un espacement $St=20$ cm.

III.4 Calcul de la poutre palière

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (bxh).elle soumise à son poids propre et à la réaction des escaliers. Elle est semi encastrée à ses extrémités dans les deux poteaux.

Pré dimensionnement

▪ **Hauteur de la poutre h_t**

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

Avec h_t : hauteur de la poutre

L : la longueur libre de la poutre

$$\frac{340}{15} \leq h_t \leq \frac{340}{10} \rightarrow 22,667 \leq h_t \leq 34 \rightarrow h_t = 35 \text{ cm}$$

▪ **La largeur de la poutre b**

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \rightarrow 14 \leq b \leq 24,5 \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30\text{cm} \geq 20 \text{ cm condition vérifié}$$

$$h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 35\text{cm} \geq 30\text{cm condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \text{ cm} \dots\dots\dots 35/30=1,17 < 4 \text{ condition vérifiée}$$

Conclusion

La poutre palière a pour dimensions :(bxh) = (30x35) cm².

III-4-1 Déterminations des charges

Poids propre de la poutre : $G=0,35 \times 0,30 \times 25=2,625 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier(ELU) : $R_B=62,358 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier(ELS) : $R_B=45,21 \text{ KN/ml}$

1. Calcul à l'ELU

▪ **Combinaison des charges**

$$q_u = 1,35G + \frac{2T_u}{L}$$

$$q_u = 1,35 \times 2,625 + \frac{2 \times 62,358}{3,4} = 40,225 \text{ KN/ml}$$

$$q_u=40,225 \text{ KN/ml}$$

▪ **Calcul du moment et de l'effort tranchant**

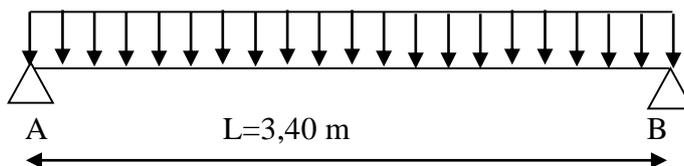


Figure III.4.1 : schéma statique de la poutre palière à l'ELU

▪ Les réactions d'appuis

$$R_A=R_B=q_u \times \frac{L}{2} = 40,225 \times \frac{3,40}{2} = 68,382 \text{ KN/ml}$$

L'effort tranchant : $T_{\max}=68,382 \text{ KN}$

▪ Moment isostatique

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{8} = 40,225 \times \frac{3,40^2}{8} = 58,125 \text{ KN.m}$$

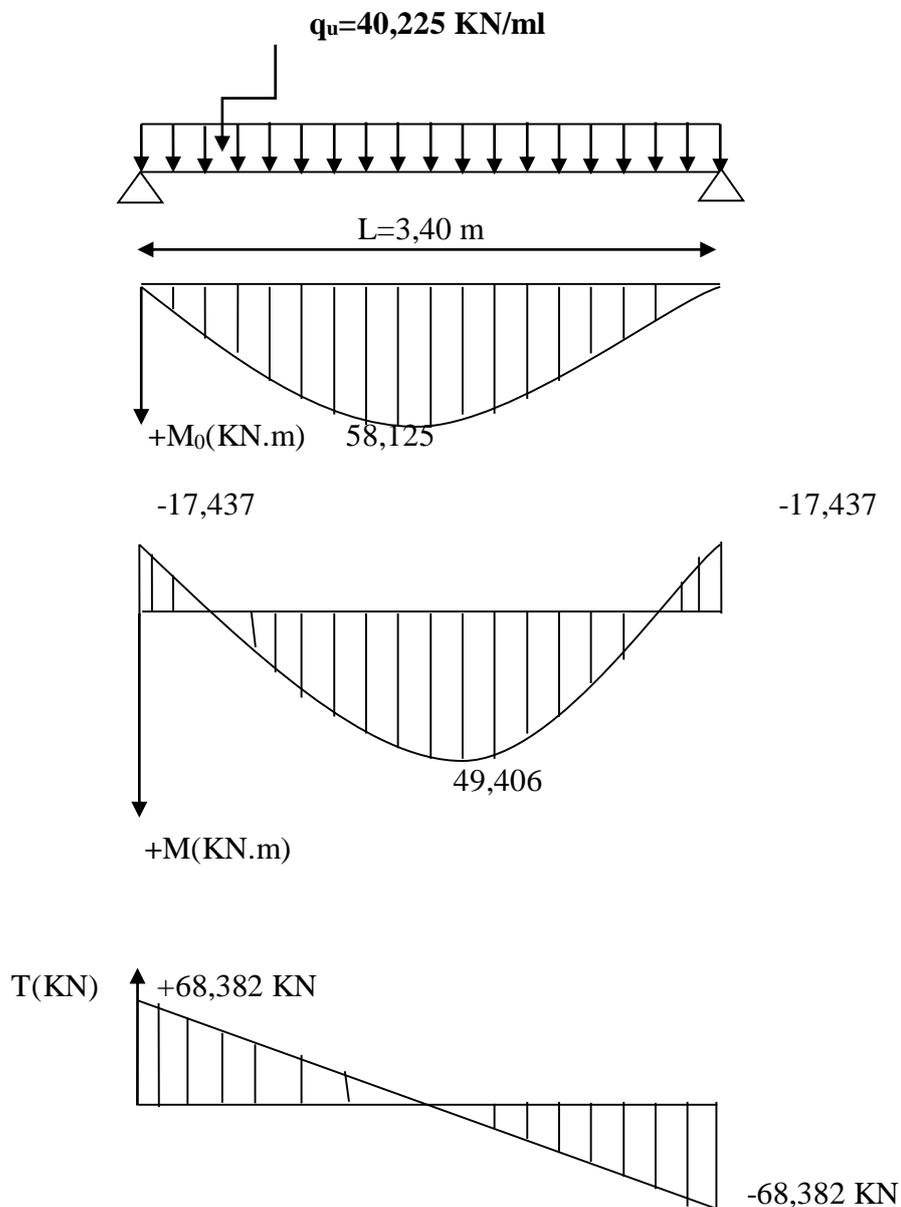
▪ Moment aux appuis

$$M_a=-0,3 M_u=-0,3 \times 58,125=-17,437 \text{ KN.m}$$

▪ En travée

$$M_t=0,85 M_u=0,85 \times 58,125=49,406 \text{ KN.m}$$

Diagramme du moment et de l'effort tranchant



2. Ferrailage a l'ELU

- Aux appuis : $M_u = -17,437 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17,437 \times 10^6}{330 \times 300^2 \times 14.2} = 0,038 < 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,038 \rightarrow \beta = 0,981 \text{ (Tableau)}$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17,437 \times 10^3}{0,981 \times 33 \times 384} = 1,40 \text{ cm}^2$$

On prend 3HA12=3,39 cm²

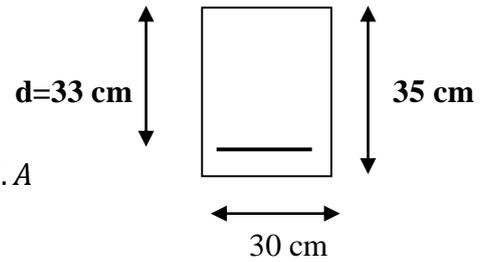
- En travée : $M_u = 49,406 \text{ KN.m}$.

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{49,406 \times 10^6}{330 \times 300^2 \times 14.2} = 0,117 < 0,392 \rightarrow S.S.$$

$$\mu_b = 0,117 \rightarrow \beta = 0,937 \text{ (Tableau)}$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{49,406 \times 10^3}{0,937 \times 33 \times 384} = 4,16 \text{ cm}^2$$

On prend 3HA14=4,62 cm²



3. Vérification

- a. Condition non fragilité :(BAEL 99 Art 4.2.21)

$$A_{min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 33 \times 2,1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 1,19 \text{ cm}^2 \rightarrow C.V$$

- En travée

$$A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > 1,19 \text{ cm}^2 \rightarrow C.V$$

- b. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} = \frac{68,382 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,69 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \times \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = 0,69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{pas de risque de cisaillement.}$$

c. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :(Art A.5.1.313/BAEL91/modifier 99)

1. Influence sur le béton

$$T_{max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab \quad \text{Avec } a : \text{ la longueur d'appuis de la bielle } a=0,9d$$

$$T_{max} \leq 0,4 \times 0,9 \times 300 \times 330 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-3} = 594 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 68,382 \text{ KN} \leq 594 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. Influence des armatures

$$(T_{max} + \frac{M_{max}}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e} < A \rightarrow \left(68,382 \times 10^3 - \frac{17,437 \times 10^6}{0,9 \times 330} \right) \frac{1,15}{400} = 0,28 \text{ cm}^2 < 3,39 \text{ cm}^2 \rightarrow C.V$$

d. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :(ART A.6.1,3/BAEL 91 modifie 99)

- On doit vérifier la condition suivante

$$\tau_u < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} \quad \text{Avec } \psi_s : \text{ coefficient de scellement, } \psi_s = 1,5 \text{ (pour les aciers HA)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{0,9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i = n\pi\phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{68,382 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 113,04} = 2,04 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

e. Encrage des barres

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi_s^2 f_{t28} \quad \psi_s = 1,5$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40\phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$.

f. Calcul les armatures transversale

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (Art A.7.2.12/BAEL 91)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\} \quad \text{avec : } \phi_l : \text{ diamètre armature longitudinal}$$

ϕ_t : Diamètre armature transversal

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 14 \right\} = \min \{10; 30; 14\} = 10 \text{ cm}$$

Nous prenons : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

▪ **L'espace des armatures transversales**

$$S_{tmax} \leq \min \{0,9d; 40 \text{ cm}\} \rightarrow S_{tmax} \leq \min \{29,7; 40 \text{ cm}\} = 29,7 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

selon le RPA VERSION 2003 (Art 7.5,2)

L'espace doit vérifier :

$$\text{Zone nodal : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = \min \{8,75; 14,4; 30\} = 8,75 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 5 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 16,5 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

4. Calcul a l'ELS

▪ **Combinaisons des charges**

$$q_s = G + 2T_u/L \rightarrow q_s = 2,625 + 2 \times 45,21/3,4 = 29,219 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 29,219 \text{ KN/ml}$$

Calcul du moment et de l'effort tranchant :

▪ **Moment isostatique**

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{29,219 \times 3,4^2}{8} = 42,221 \text{ KN.m}$$

▪ **Effort tranchant**

$$T_s = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{29,219 \times 3,4}{2} = 49,672 \text{ KN}$$

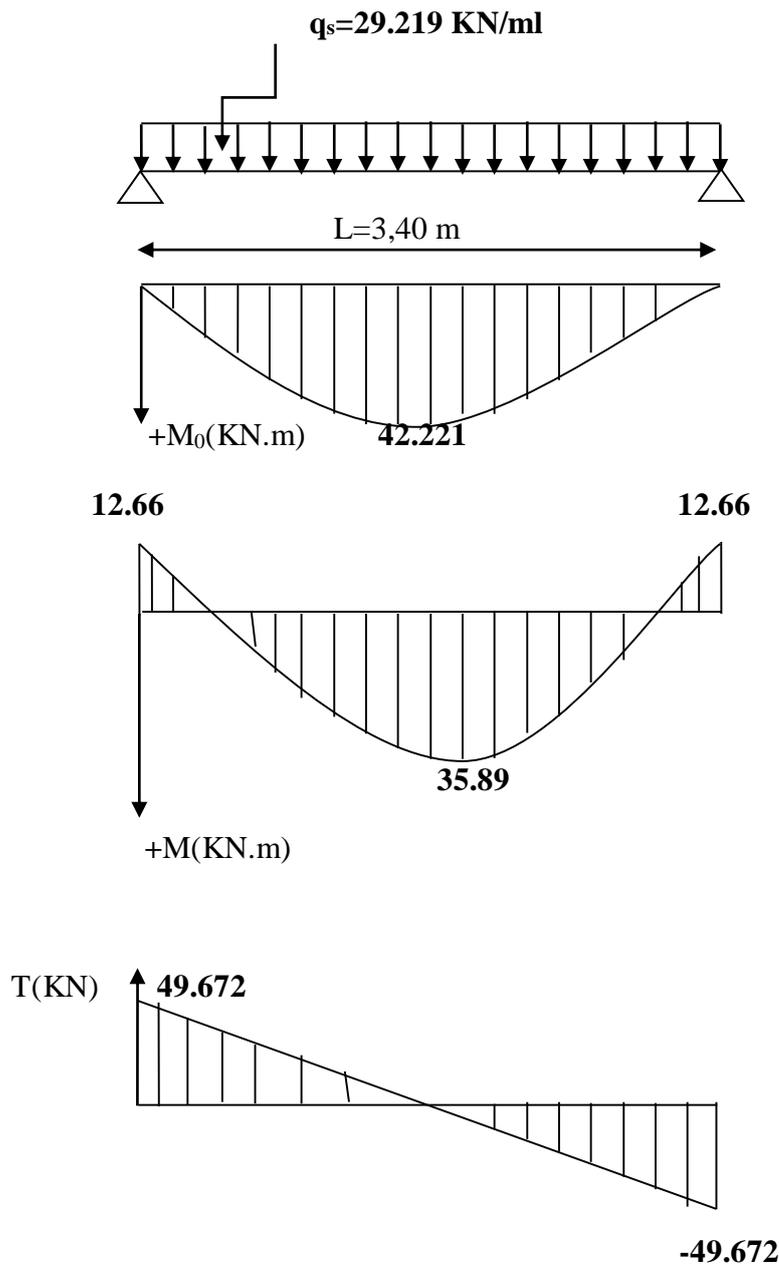
▪ **Moment aux appuis**

$$M_a = -0,3M_s = -0,3 \times 42,221 = -12,666 \text{ KN.m}$$

▪ **Moment en travée :**

$$M_t = 0,85M_s = 0,85 \times 42,221 = 35,888 \text{ KN.m}$$

Diagramme du moment et de l'effort tranchant



5. Vérification a l'ELS

Etat limite d'ouverture des fissurations (Art.B.6.3/BAEL91 modifiée 99).

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est pas nécessaire.

a. Vérification des contraintes :

- Etat limite de résistance à la compression :(BAEL 91 modifié 99/Art.4.5,2)

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

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

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} ; \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} ; \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$$

zone	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Travée	35,888	4,62	0,466	0,897	33,54	262,422	7,82	15
appuis	12,666	3,39	0,342	0,909	39,95	124,555	3,12	15

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

Vérification de la flèche :(BAEL.99/Art6.5,2)

On peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

H : hauteur totale (h=35 cm).

L : portée entre nœud d'appuis (l=340).

M_t : moment max en travée.

M₀ : moment max de la travée isostatique.

A_t : section des armatures.

b : la largeur de la nervure (b=30 cm).

d : hauteur utile de la section droite (d=33 cm).

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{340} = 0,103 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots C.V$$

$$\frac{h}{l} = 0,103 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{35,888}{10 \times 42,221} = 0,085 \dots\dots\dots C.V$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{4,62}{30 \times 33} = 0,0046 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots C.V$$

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

Conclusion

Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

Les armatures longitudinales :

- 3HA12 filantes pour le lit inférieur.
- 3HA14 filantes pour le lit supérieur.

Armatures transversales :

- Cadre et étrier HA8.

III.5 Salle machine

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant de déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble.

Caractéristique de la cage d'ascenseur : l'ouvrage est muni d'une seule cage d'ascenseur en béton armé, avec une vitesse d'entraînement $V=1\text{m/s}$ et une dalle pleine reposant sur 4 appuis dont les caractéristiques sont les suivantes :

- La surface de la salle machine est de : $2,00 \times 1,75 = 3,50\text{m}^2$.
- La surface de la cabine est de : $1,50 \times 1,55 = 2,325\text{m}^2$.
- La charge totale du système de levage et la cabine chargée est : 5t (50KN).

L'étude de panneau de dalle se fera à l'aide des abaques de PIGEAU, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition. Les moments engendrés par les charges localisées, suivant les deux sens. Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids et à la charge localisée.

III.5.1 Calcul de la dalle pleine

La dalle travaille dans les deux sens, son épaisseur est déterminée à partir de la condition suivante :

$$h_0 \geq \frac{L_{max}}{30} \rightarrow h_0 \geq \frac{200}{30} \rightarrow h_0 \geq 6,667 \text{ cm}$$

h_0 : épaisseur de la dalle pleine

Selon le RPA version 2003, l'épaisseur minimale de la dalle pleine est 12cm.

On adopte une épaisseur de 15 cm.

Soit $h_0=15 \text{ cm}$.

1. Calcul à l'ELU

$$L_x=1,75 \text{ m} ; L_y=2 \text{ m} ; S=3,50 \text{ m}^2$$

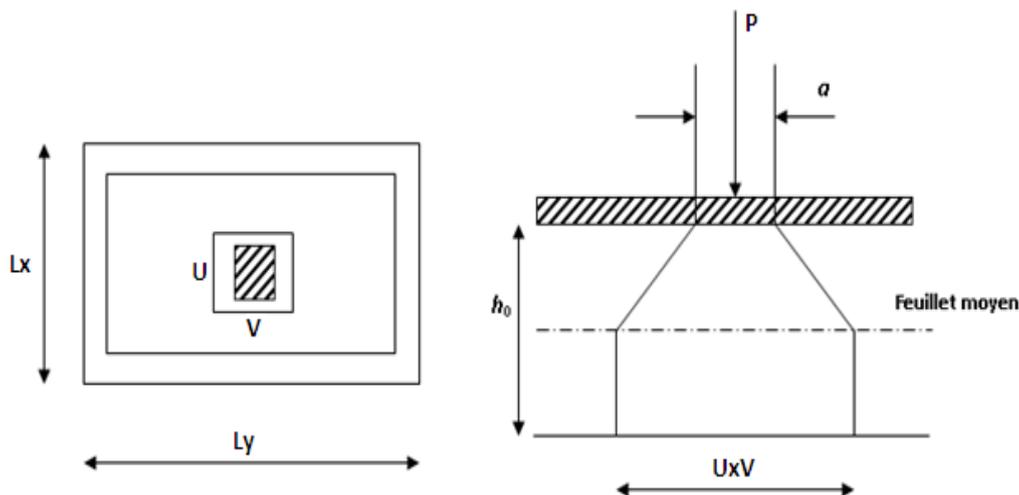


Figure III.5.1 : caractéristique géométrique de la dalle pleine de la salle machine.

Schéma statique de la salle machine

$$\text{On a: } \begin{cases} U = U_0 + 2e + h_0 \\ V = V_0 + 2e + h_0 \end{cases}$$

h₀: hauteur de la dalle pleine h₀=15 cm.

e: revêtement de la dalle (e=5cm)

$$\text{On a: } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,75}{2,00} = 0,87 ; \quad 0,4 \leq \rho = 0,87 \leq 1$$

Donc, la dalle travaille dans les deux sens.

▪ **Calcul de U et V .**

$$\text{On a: } \begin{cases} U = U_0 + 2e + h_0 \\ V = V_0 + 2e + h_0 \end{cases}$$

U₀ x V₀: surface de contact (U₀=V₀=80 cm)

UXV : surface d'impact au niveau du feuillet moyen

h₀: hauteur de la dalle (h₀=15 cm)

e : épaisseur de revêtement (e=5 cm)

$$\begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

▪ **Calcul Les moments M_x et M_y**

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) q_u$$

$$M_y = (\nu M_1 + M_2) q_u$$

Avec : **ν** : coefficient de poisson → **ν=0** l'ELU

ν=0,2 l'ELS

M₁ et M₂ coefficients données en fonction de $(\rho; \frac{U}{L_x}; \frac{V}{L_y})$ a partir des abaques de PIGEAUD

On devra aussi tenir compte du fait que M_y ne peut être inférieure à 0,25 M_x

$$\begin{cases} \rho = 0,87 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{175} = 0,6 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{200} = 0,5 \end{cases} \longrightarrow M_1=0,089 \text{ et } M_2=0,073$$

l'ELU : **ν=0**

$$M_{x1} = q M_1 \quad M_{y1} = q M_2$$

Avec : q=1.35P=1.35×50=67.50 KN /ml

$$M_{x1}=67.50 \times 0.089=6.0075 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 108 \times 0,073 = 7.884 \text{ KN.m}$$

- **Les moments dus aux poids propre de la dalle pleine (M_{x2} ; M_{y2})**

$\rho = 0,87 > 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$\rho = 0,87 \rightarrow \mu_x = 0,0488$; $\mu_y = 0,721$ (tirer dans des tableaux de PIGEAUD)

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

Poids propre de la dalle : $G = 25 \times 0,15 + 20 \times 0,05 = 4,75 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = 1.35G + 1,5Q = 1.35 \times 4.75 + 1.5 \times 1 = 7.912 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q L_x^2 = 0.0488 \times 7.912 \times 1.75^2 = 1.186 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0.721 \times 1.186 = 0.852 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Superposition des moments agissant au centre du panneau**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.0075 + 1.186 = 7.193 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.927 + 0.852 = 5.78 \text{ KN.m}$$

- **Détermination des moments dans les deux sens L_x et L_y en travée et en appuis en tenant compte des encastremets**

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 15% en travée et 70% aux appuis.

- **Sens L_x**

$$\text{Aux appuis : } M_x^a = -0,3M_x = -0,3 \times 7.193 = -3.158 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_x^t = 0,85M_x = 0,85 \times 7.193 = 6.114 \text{ KN.m}$$

- **Sens L_y**

$$\text{Aux appuis : } M_y^a = -0,3M_y = -0,3 \times 5.78 = -1.734 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_y^t = 0,85M_y = 0,85 \times 5.78 = 4.913 \text{ KN.m}$$

2. Ferrailage de la dalle à l'ELU

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire.

Etude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

$$B = 100 \text{ cm}; h = 15 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; d = 13 \text{ cm}.$$

- **Dans le sens de la petite portée (X-X)**

- **En travée**

$$M_u^t = 9.178 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9.178 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,038 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,038 \rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9.178 \times 10^6}{0,981 \times 130 \times 348} = 206.80 \text{ mm}^2 \rightarrow 2,68 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3,14 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Aux appuis**

$$M_u^a = -3,239 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.239 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,012 < 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,012 \rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_t = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3.239 \times 10^6}{0,994 \times 130 \times 348} = 72,028 \text{ mm}^2 \rightarrow 0,72 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8=2,01 cm² avec un espacement S_t=25 cm.

- **Dans le sens de la grande portée Y-Y**

- **En travée**

$$M_u^t = 7,426 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.426 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,030 < 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,030 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.426 \times 10^6}{0,985 \times 130 \times 348} = 166,65 \text{ mm}^2 \rightarrow 1,66 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10=3,14 cm² avec un espacement S_t=25 cm

- **Aux appuis**

$$M_u^a = -2,621 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,621 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,010 < 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,010 \rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_t = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2,621 \times 10^6}{0,995 \times 130 \times 348} = 58,226 \text{ mm}^2 \rightarrow 0,58 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8=2,01 cm² avec un espacement S_t=25 cm.

3. Vérification a l'ELU

a) Condition de non fragilité :(Art A-4-2-1 du BAEL91 modifié 99)

$$\rho = \frac{A_{min}}{b \times ht} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{Lx}{Ly}}{2} \rightarrow A_{min} \geq \rho_0 \times b \times ht / 2 \left(3 - \frac{Lx}{Ly} \right)$$

ρ_0 : Taux d'armature dans chaque direction : $\rho_0 = 0,80\%$

$$A_{st} \geq 0,0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{175}{200} \right) = 1,245 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2 \geq 1,245 \text{ cm}^2 \rightarrow C.V$$

b) Diamètre minimal des barres (Art A-7,21/ BAEL91 modifié 99)

$$\text{On doit vérifier : } \phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\Phi = 8 \text{ mm} < \phi_{max} = 15 \text{ mm} \rightarrow C.V$$

c) Ecartement des barres (Art A-8-2-42/ BAEL91 modifié 99)

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser (2h, 25cm).

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (2h = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \rightarrow C.V.$$

De même, dans la direction perpendiculaire a la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser (3h ; 33 cm).

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) \rightarrow \text{C.V.}$$

d) Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42)

$$q_u \leq 0,045 \mu_c \cdot h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : charge de calcul à l'ELU

h : épaisseur totale de la dalle

μ_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$\mu_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420 \text{ cm} = 4,2 \text{ m}$$

$$q_u = 108 \text{ KN} \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$q_u = 108 \text{ KN} \leq 472,5 \text{ KN} \rightarrow \text{C.V.}$$

e) Vérification des contraintes tangentielles

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge :

On a $U=V$, alors :

$$\text{Au milieu de U : } T_{max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{108}{2 \times 1,05 + 1,05} = 34,28 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } P = 1,35G = 108 \text{ KN.}$$

$$\text{Au milieu de V : } T_{max} = V_u = \frac{P}{3U} = \frac{108}{3 \times 1,05} = 34,28 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \bar{\tau} = 1,167 \text{ MPa (la fissuration est peu nuisible)}$$

$$\tau = \frac{34,28 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,264 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1,167 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V.}$$

4. Vérification à l'ELS

a) Moments engendrés par le système de levage

$$v = 0,2 \text{ (ELS)} \quad M_1 = 0,095 \text{ et } M_2 = 0,073$$

$$M_{x1} = (M_1 + vM_2)q_s$$

$$M_{y1} = (vM_1 + M_2)q_s$$

$$q_s = G = 80 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x1} = 80 \times (0,095 + 0,2 \times 0,073) = 8,768 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 80 \times (0,095 \times 0,2 + 0,073) = 7,36 \text{ KN.m}$$

b) Moment engendré par le poids propre de la dalle : le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur

$$q_s = G + Q = 4,75 + 1 = 5,75 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0,92 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0559 \\ \mu_y = 0,804 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0559 \times 5,75 \times 1,75^2 = 0,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0,804 \times 0,98 = 0,96 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,768 + 0,98 = 9,748 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,36 + 0,96 = 8,32 \text{ KN.m}$$

d) Correction des moments

Détermination des moments dans les deux sens Lx et Ly en travée et en appuis en tenant compte des encastremets :

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 15% en travée et 70%aux appuis.

▪ **Sens Lx**

Aux appuis : $M_x^a = -0,3M_x = -0,3 \times 9.748 = -2,924 \text{ KN.m}$

En travée : $M_x^t = 0,85M_x = 0,85 \times 8,256 = 8.28 \text{ KN.m}$

▪ **Sens Ly**

Aux appuis : $M_y^a = -0,3M_y = -0,3 \times 8.32 = -2,50 \text{ KN.m}$

En travée : $M_y^t = 0,85M_y = 0,85 \times 8.32 = 7.07 \text{ KN.m}$

5. Ferrailage à l'ELS**a) Etat limite de fissuration**

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est pas nécessaire.

b) Vérification des contraintes de compression dans le béton

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

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

▪ **Dans le sens de la petite portée (X-X)**▪ **En travée**

$$M_s^t = 8.28 \text{ KN.m}$$

$$A = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0,24$$

$$\rho_1 = 0,24 \rightarrow \beta_1 = 0,921 \rightarrow K_1 = 49.29$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{8.28 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3.14} = 222,241 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{49.29} \times 222.241 = 4,468 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,468 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

▪ **Aux appuis**

$$M_s^a = -2.924 \text{ KN.m}$$

$$A = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155$$

$$\rho_1 = 0,155 \rightarrow \beta_1 = 0,935 \rightarrow K_1 = 61,92$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{2.924 \times 10^3}{0,935 \times 13 \times 2,01} = 119.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{61,92} \times 119.68 = 1,932 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,932 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

- Dans le sens de la petite portée (y-y)

- En travée

$$M_y^t = 0,85 M_y = 707 \text{ KN.m} \quad A = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,24$$

$$\rho_1 = 0,24 \rightarrow \beta_1 = 0,921 \rightarrow K_1 = 49,29$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{7,07 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3,14} = 188,056 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{49,29} \times 188,056 = 3,815 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,815 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

- Aux appuis

$$M_y^a = -0,3 M_y = -2,50 \text{ KN.m} \quad A = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155$$

$$\rho_1 = 0,155 \rightarrow \beta_1 = 0,935 \rightarrow K_1 = 61,92$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{2,50 \times 10^3}{0,935 \times 13 \times 2,01} = 102,327 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{61,92} \times 102,327 = 1,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,65 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

Conclusion

Après toute la vérification, la dalle de la salle machine sera ferrillée pour une bande de 1 m comme suit :

Dans les deux sens (x-x et y-y).

- En travée : 4HA10 (3,14 cm²).
- Aux appuis : 4HA8 (2,01 cm²).

III.6 Les balcons

Le balcon est considéré comme une console encastré au niveau de la poutre de rive réalisé en dalle pleine, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{l}{10} \quad \text{avec } l : \text{ largeur du balcon}$$

$$e_p \geq \frac{160}{10} = 16 \text{ cm} \quad \text{on prend } e_p = 15 \text{ cm}$$

III-2-1 Détermination de sollicitation

▪ **Charge permanente**

N°	Designation de l'élément	E _p	Contrainte (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
1	carrelage	0.2	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
5	enduit de plâtre	0.02	12	0.24

Figure III.6.1 : Tableau des charges permanentes (G) des balcons

▪ **Garde de corps**

G₂ : poids de l'enduit ciment x 2 + poids de la brique Creus Enduit ciment :

$$G_2 = 0.44 \times 2 = 0.88 \text{ KN/m}^2 \text{ et Maçonnerie : } 0.9 \text{ KN/m}^2$$

$$G_2 = 1.78 \text{ KN/m}^2$$

▪ **Schéma**

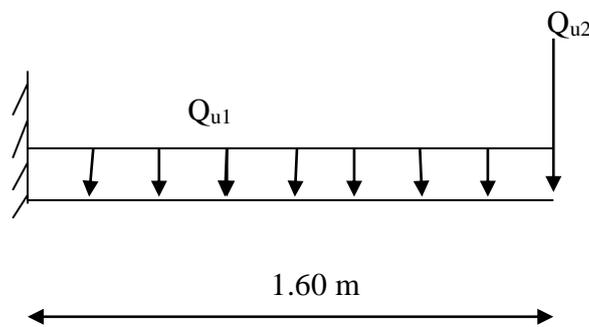


Figure III.6.2 : schémas statique (ELU)

Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de un mètre de longueur dans la section est soumise à la flexion simple.

- Poids propre du garde-corps G2 = 1.78 KN/ml
- Surcharge d'exploitation de la dalle : Q = 3,5 KN/m
- Poids propre de la dalle G1 = 5.19 KN/ml

- Schéma

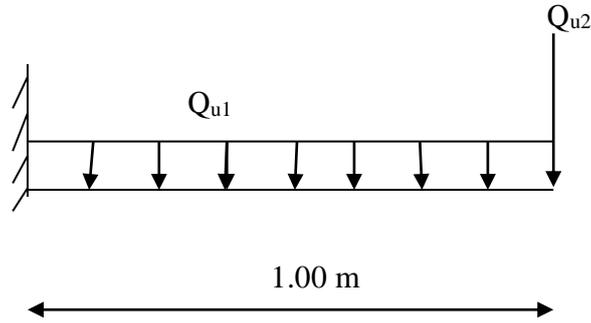


Figure III.6.3 : schémas statique (ELU)

2) Combinaison des charges

- ELU

$$Q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q_1 = 12,25 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{u2} = 1,35G_2 = 2,40 \text{ KN/ml}$$

- ELS

$$Q_{s1} = G_1 + Q_1 = 8,69 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{s2} = G_2 = 1,78 \text{ KN/ml}$$

3) Calcul à l'ELU

$$\text{Soit : } M_u = -\frac{Q_{u1} \cdot l^2}{2} - Q_{u2} \cdot l = -\frac{12,25 \times 1,60^2}{2} - 2,40 \times 1,60 = -19,52 \text{ KN/ml}$$

Le signe moins (-) désigne que la fibre supérieur est tendue.

a)-Effort tranchant

$$V_u = Q_{u1} \times l + Q_{u2} = -14,65 \text{ KN}$$

b)- calcul de la section d'armature a la flexion simple

- Les armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{19,52 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,08$$

$$\mu_b = 0,08 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,08 \text{ avec } \alpha = 0,1044 \text{ et } \beta = 0,958$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{sr}} = \frac{19,52 \times 10^3}{0,958 \times 13 \times 348} = 4,50 \text{ cm}^2$$

On adopte donc : $A_{st} = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$ avec espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

- Les armatures de répartition

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

On adopte donc : $A_r = 5 \text{ HA } 8 = 2,51 \text{ cm}^2$ avec espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

4) Vérification a l'ELU

a) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 13 \times 100 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

On remarque que : $A_s \geq A_{\min}$ avec $5,65 \text{ cm}^2 \geq 1,57 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

b) Ecartement des barres

▪ **Pour les armatures principales**

$$S \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$S_{t1} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

▪ **Pour les armatures de répartition**

$$S \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(60 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$S_{t2} = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

c) Vérification a l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \tau_u = \min \{ 0,15 f_{c28} ; 25 \text{ MPa} \} \quad \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{14.65 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.12 \text{ MPa} < \tau_u = 3,75 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

d) Vérification de l'adhérence et de l'entrainement des barres

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\Sigma U_i = 5 \times \pi \times 1,2 = 18.84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9d \Sigma U_i} = \frac{14.65 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 0,66 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

▪ **La longueur de scellement droit (Art A.6.1.22/ B.A.E.L 91 modifié 99)**

τ_{se} : contrainte admissible d'adhérence

$$\tau_{se} = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } l_s = \frac{\phi_l \times f_e}{4 \tau_{se}}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.33 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 42.33 \text{ cm}$

Etant donné que la longueur de scellement dépasser la longueur de la poutre principale les barres seront ancrées, alors le BAEL 91 admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crocher dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$l_c = 0,4 l_s = 0,4 \times 42.33 = 17 \text{ cm}$$

5) Verification a L'ELS

$$M_s = -\frac{Q_{s1} \times l^2}{2} - Q_{s2} \times l = -\frac{8.69 \times (1,6)^2}{2} - 1.78 \times 1.60 = -13.97 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_{s1} \times l + q_{s2} = 8.69 \times 1,6 + 1.78 = 15.68 \text{ KN}$$

a. On va vérifier les contraintes dans l'acier

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} \quad \text{Et} \quad \sigma_{st} = k_1 \times \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0,435$$

$$\rho_1 = 0,435 \text{ du tableau on tire : } k_1 = 41.18 \rightarrow \beta_1 = 0,899$$

b. Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures (Art .5.3.2 /BAEL 99)

La fissuration est considérer préjudiciable

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{t28} \right] = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{13.97 \times 10^6}{0,899 \times 130 \times 565} = 195.56 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 195.56 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

c. Contrainte dans le béton

La condition suivante doit être vérifiée :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{195.56}{41,18} = 4,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,75 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

d. Etat limite de déformations (Art 6.8.424/BAEL91 modifié 99)

D'après les règles du BAEL99, on pourra se dispenser du calcul des déformations si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{As}{d \times b_0} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{160} \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \text{ ça donne } 0,094 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

$$\frac{As}{d \times b_0} = \frac{3,92}{16 \times 100} = 0,0032 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} \rightarrow \frac{15}{160} = 0,094 \geq \frac{19.52}{10 \times 19.52} = 0,1 \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

Conclusion

On constate que toute les conditions sont vérifier donc ça ne serais pas nécessaire de calcule la flèche.

- Les armatures principales : 5HA12 avec l'espacement de 20 cm.
- Les armatures de répartition:5HA8 avec l'espacement de 20 cm.

Introduction

Le système **Robot** est un progiciel dédié à l'analyse et au calcul des structures de génie civil. **Robot** dispose, en effet, de plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (*création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement et génération des dessins d'exécution des éléments dimensionnés*).

La définition de la structure est réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet. On peut, cependant, importer la géométrie de la structure lorsque celle-ci est créée et définie dans un logiciel de CAO tel qu'AUTOCAD.

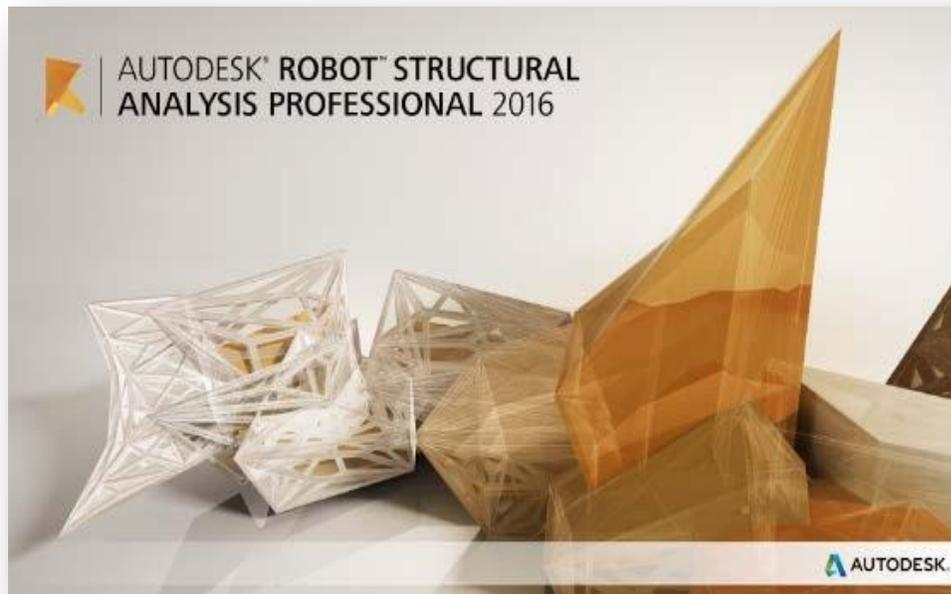


Figure IV.1 : *Page d'accueil du logiciel ROBOT.*

1.1 Etapes de calcul à suivre dans Robot

▪ Choix du type de structure

Pour notre cas on choisit étude d'une Coque comme montré sur la figure IV.2

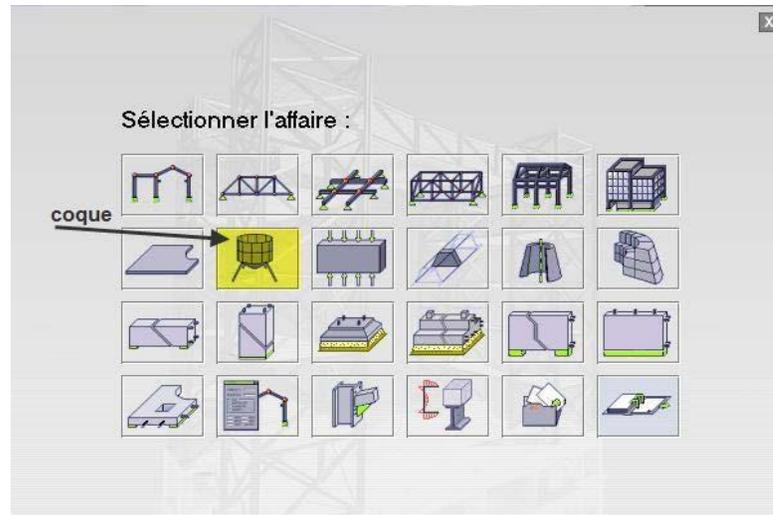


Figure IV.2 : Choix de la structure à étudier.

▪ Configuration des préférences de l'affaire

Dans le menu « *outils* » on choisit « *préférences de l'affaire* » pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire.

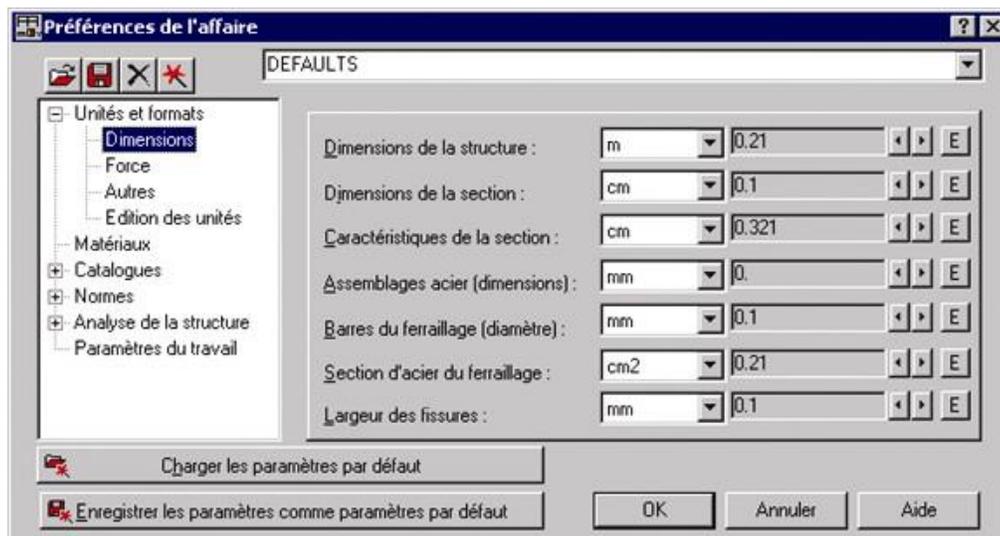


Figure IV.3 : Préférences de l'affaire.

- **Unités et formats**
 - **Dimensions** : mettez toutes les valeurs avec trois (3) chiffres après la virgule.
 - **Force** : mettez la Force (KN), le Moment (KN.m), et la Contrainte (KN/m²).
 - **Autres** : mettez le Déplacement (cm), Rotation (deg), Température (°C), Poids (KN) et la Masse (kg).
 - **Edition des unités** : mettez les longueurs (m), Force (N) et Masse (kg).
- **Matériaux** : mettez la Langue (Français), Acier (acier), Béton (béton), Aluminium (Aluminium) et Bois (CR_RESIN C18).
- **Catalogue**
 - **Barres d'armatures** : Sélectionner BAEL99 et cliquer sur l'icône
 - **Treillis soudés** : Sélectionner BIOMETAL et cliquer sur l'icône
- **Normes de conceptions** : Pour Structure acier et aluminium avec Assemblage acier (CM66), Structure bois (CB71), Béton armé (BAEL91 modifié99, et Géotechnique (DTU 13.12).
Charges : Pondérations (BAEL91), Charges de neige et vent (NV65/N84mod.96), Charges sismique (RPA99 /2003)).
- **Analyse de la structure** : Cocher (liaisons rigides).
Analyse modale : Dans la rubrique Type de matrice de masse coché (Cohérente).
- **Paramètres du travail** : Dans type de maillage sélectionné (Normal). Avant de cliquer sur OK, donner un nom à la nouvelle configuration.

Lignes de construction : Avant de dessiner la structure, on doit créer les lignes de construction qui servent à modéliser la structure. Dans la barre d'outils « Modèle de structure », on clique sur l'icône :

Les cotes des lignes de construction de la structure sont introduites dans la fenêtre donnée ci- dessous dans un système de coordonnées cartésiennes.

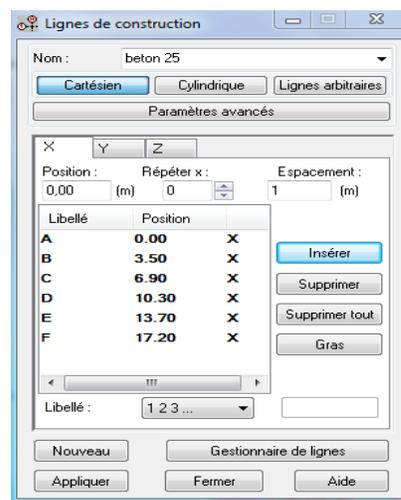


Figure IV.4 : Lignes de construction.

▪ **Profilsés des barres**

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans la barre d'outils « *Modèle de structure* », on clique sur l'icône :



Puis on clique sur « *Définir un nouveau profilé* » et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments.

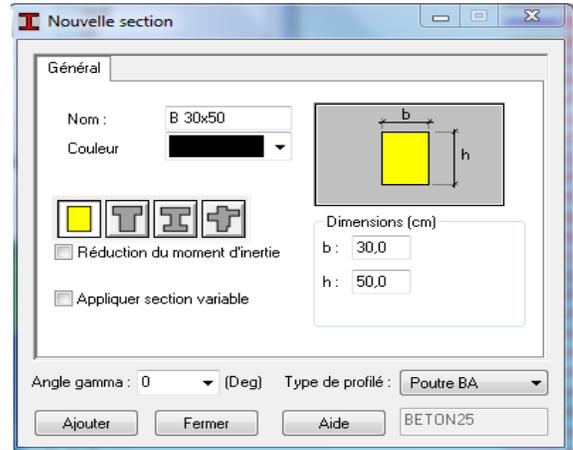
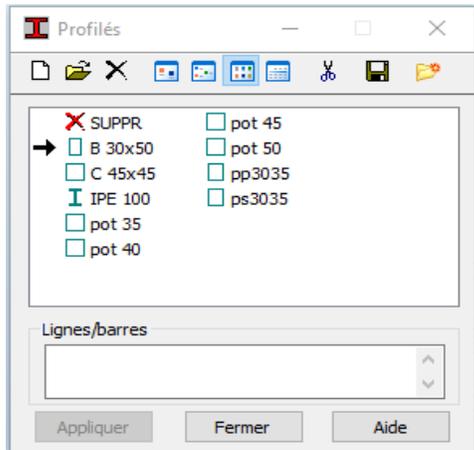
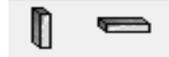


Figure IV.5 : Choix des profilés des barres.

▪ **Création du modèle de la structure**

Avec la commande « *poteau/poutre* » dans la barre d'outils,  on choisit le type et sa section et sa hauteur. Le dessin du modèle de la structure est fait suivant la commande poteau ou poutre.

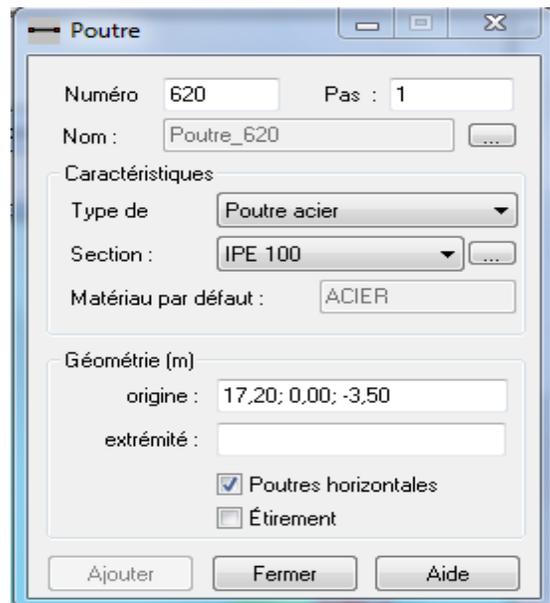
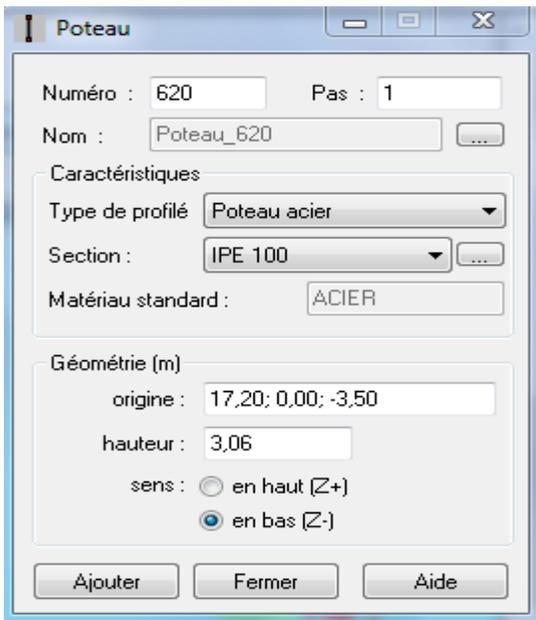


Figure IV.6 : Modélisation des poteaux et des poutres.

Après avoir dessiné la structure, le logiciel permet de donner aux éléments de la structure les attributs. Pour choisir les attributs à afficher à l'écran, on clique sur l'icône « *Affichage des attributs* » qui se trouve en bas et à gauche de la fenêtre de ROBOT.

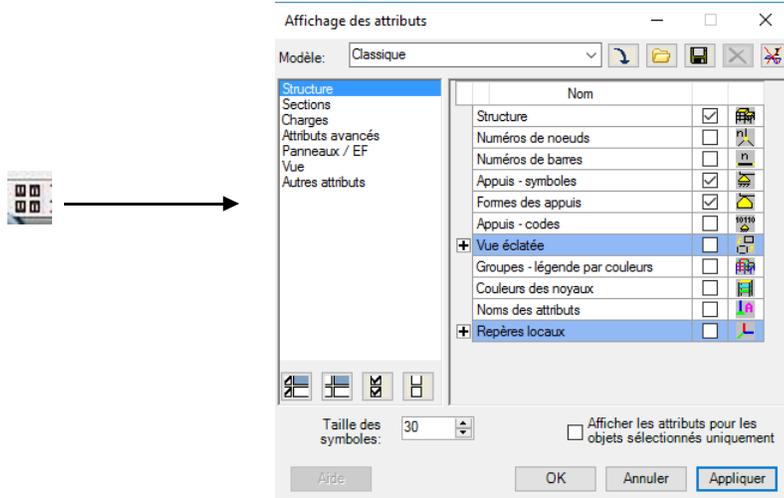
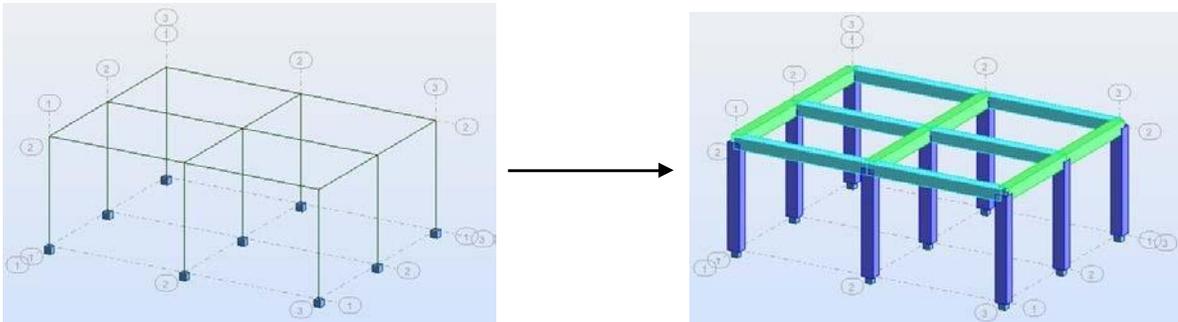


Figure IV.7 : Boite de dialogue « Affichage des attributs »

Exemple :



▪ **Définition des éléments panneaux**

A partir du menu déroulant « *structure* », « *caractéristiques* » puis « *Épaisseur EF* », ou bien en cliquant sur l'icône  dans la barre d'outils vertical à droite de l'écran. Une boîte de dialogue apparaît, après un clic sur « *définir nouvelle épaisseur* » et sur l'onglet « *Uniforme* » on introduit le nom, l'épaisseur et sa variation ainsi que le matériau du panneau.

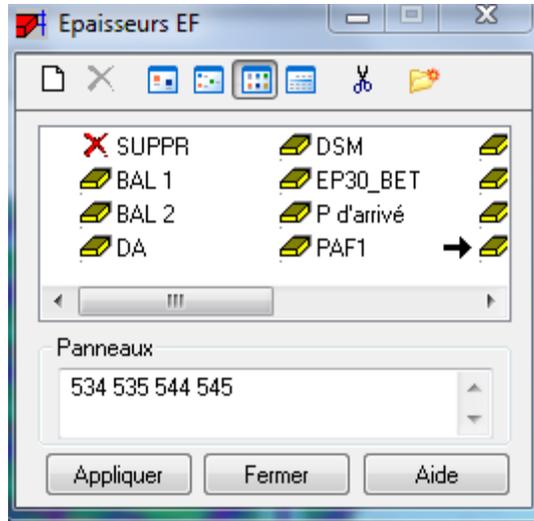


Figure IV.8 : définition des éléments panneaux

▪ **Définition des voiles de contreventement**

Dans la barre d'outils « *Modèle de structure* » de l'interface ROBOT on clique sur l'icône  pour introduire les caractéristiques géométriques des voiles (épaisseur). On clique sur le bouton « *Définir nouvelle épaisseur* ». On choisit l'onglet « *Uniforme* » et on introduit le nom, l'épaisseur et le type de la géométrie ainsi que le matériau.

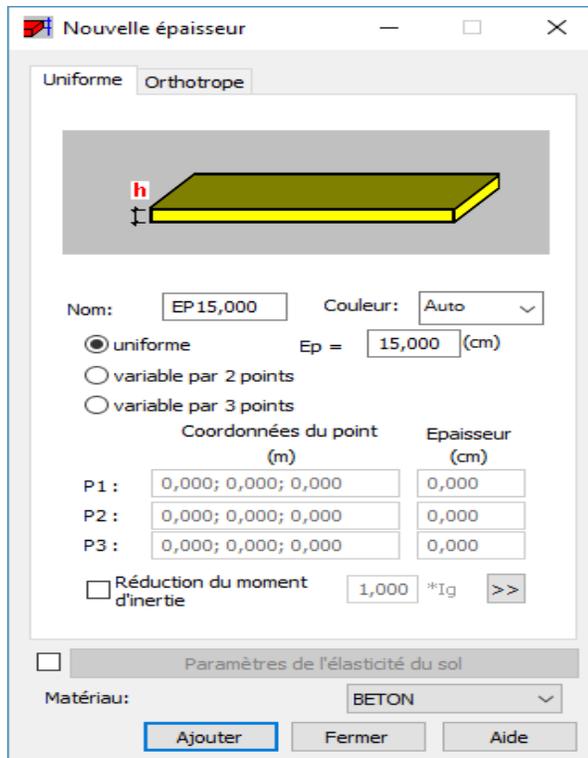


Figure IV.8 : *Épaisseur des voiles.*

Avant de modéliser les voiles, on crée leurs lignes de construction, comme montré précédemment. On doit pour cela définir les contours des voiles. On clique sur l'icône « Polyligne-contour »  et on coche la case contour ainsi que la case « Panneau » du bouton « Paramètres ». La construction du contour peut se faire aussi bien en mode graphique qu'en mode texte.

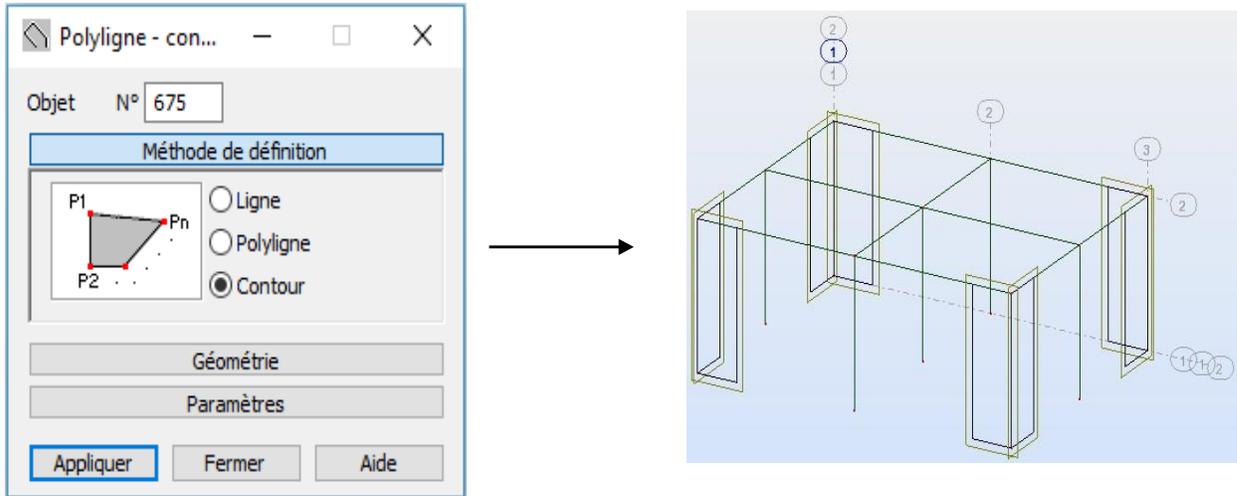


Figure IV.9 : Définition des contours des voiles

Pour modéliser les voiles, on clique sur l'icône « Panneau »  de la barre d'outils, coche la case panneau et pose le curseur dans la case où l'on demande un point interne. La définition s'accomplit par un clic à l'intérieur du contour du voile.

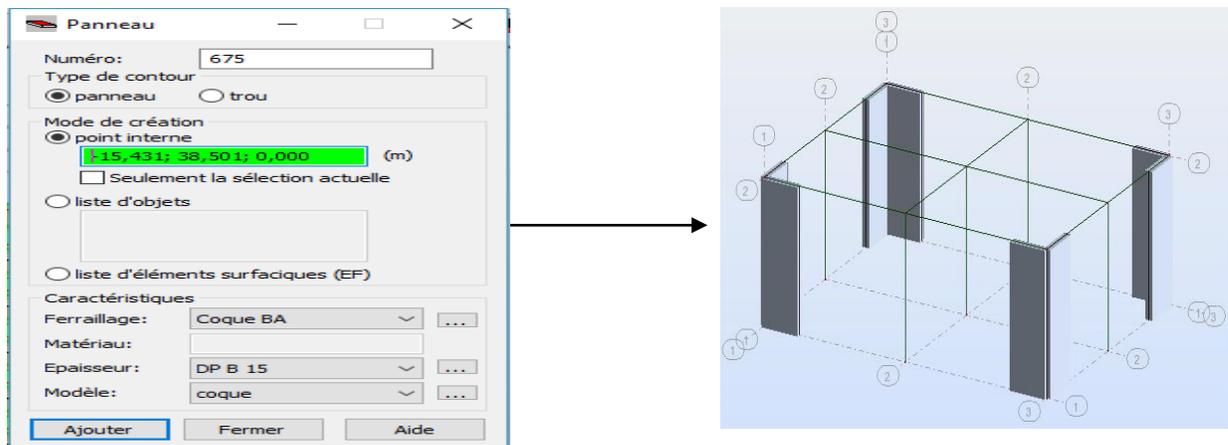


Figure IV.9 : Définition des contours des voiles

Pour modéliser les voiles, on clique sur l'icône « *Panneau* »  de la barre d'outils, coche la case panneau et pose le curseur dans la case où l'on demande un point interne. La définition s'accomplit par un clic à l'intérieur du contour du voile.

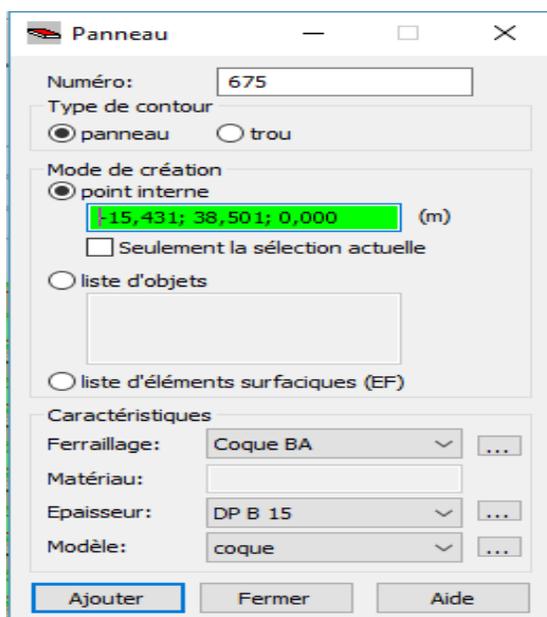


Figure IV.10 : Définition des panneaux

Pour afficher la structure ainsi créée, on clique sur la case du repère  et dans la boîte de dialogue « **Vue** » qui apparaît, on peut choisir de visualiser la structure en 2 ou 3 dimensions et se déplacer entre les différents niveaux et portiques.



Figure IV.11 : Choix de la présentation

▪ Définitions des degrés de liberté des nœuds de la base

Pour bloquer le mouvement des nœuds de la base de la structure on les sélectionne puis dans le menu « *Structure* », on choisit « *Appui* ». Dans la boîte de dialogue « *Appuis* », on clique sur l'onglet « *Nodaux* » puis sur Encastrement.

Pour encastrer la base des voiles on la sélectionne et on clique sur l'onglet « *Linéaires* » puis sur Encastrement.

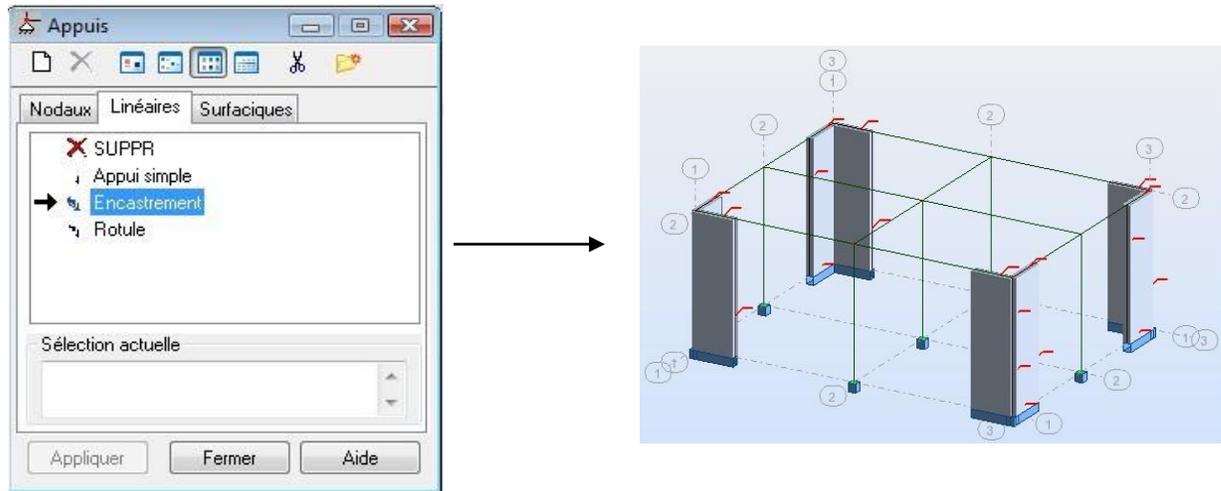


Figure IV.12 : Définition des appuis

▪ Le choix de nœud maître et nœuds esclaves

Pour satisfaire l’hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragmes) on doit définir le nœud Maître et les nœuds esclaves. Dans le menu « Structure » puis « caractéristiques additionnels » puis « liaisons rigides » dans la boîte de dialogue on crée une nouvelle liaison rigide en cliquant Sur l’icône .

On clique dans la zone « nœuds maîtres » et on sélectionne graphiquement le nœud maître ou bien on écrit son numéro. On clique dans la zone « sélectionner les nœuds esclaves » et on sélectionne graphiquement les nœuds esclaves ou bien on écrit leurs numéros.

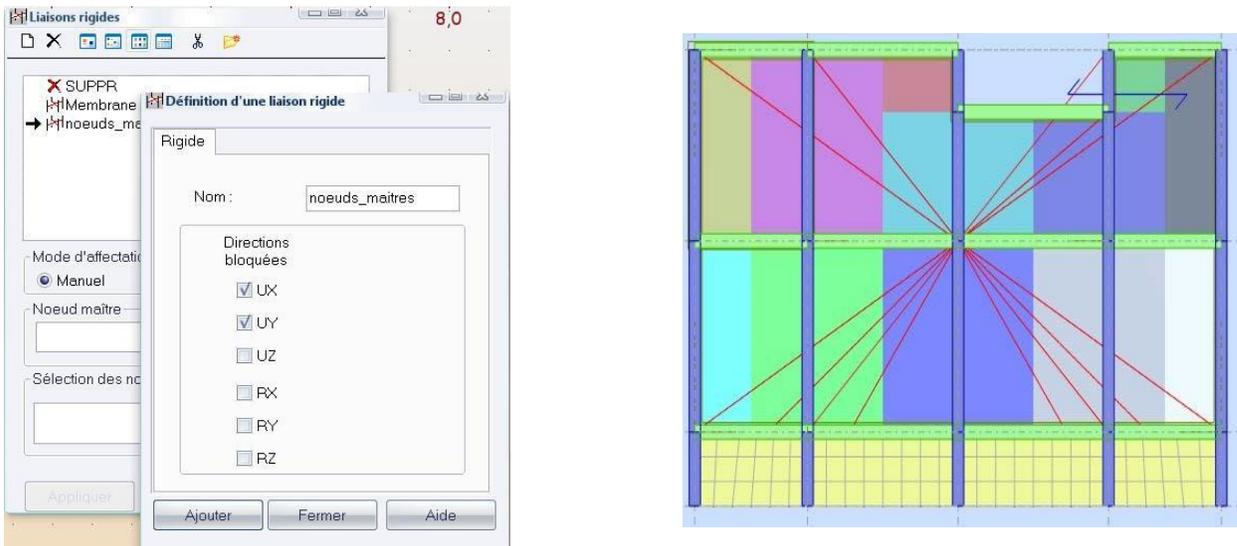


Figure IV .13 : liaison rigide

▪ **Définitions des cas de charges**

Pour définir les charges statiques (*permanentes et d'exploitation*) de la structure, dans le menu « *Chargement* », « *Cas de charge* » on choisit la nature et le nom puis on clique sur « *Nouveau* ».

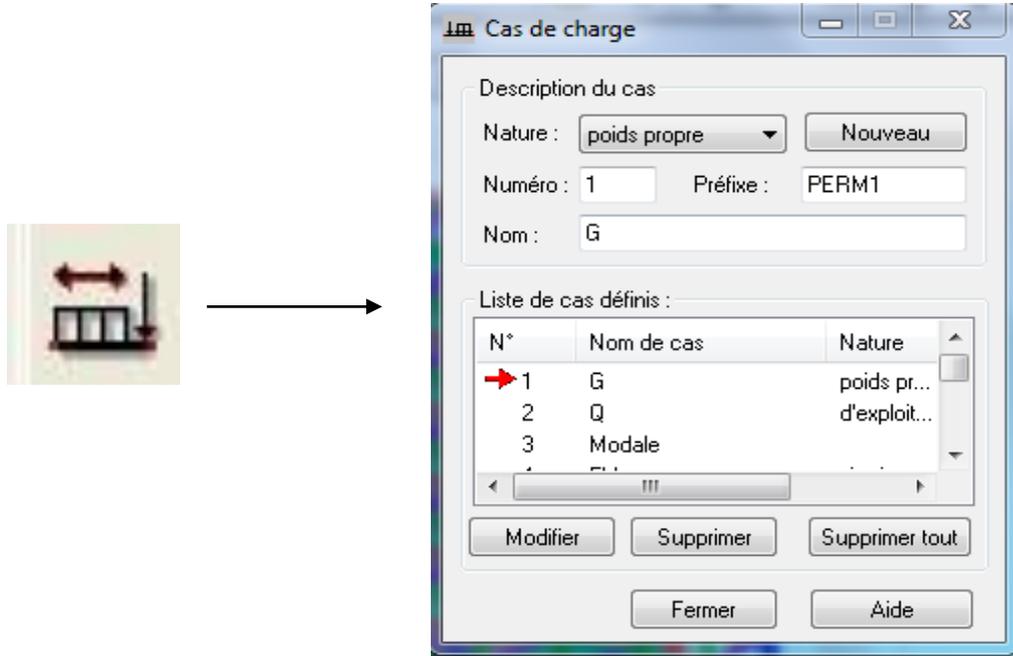


Figure IV.14 : Définition des charges.

▪ **Chargement de la structure :**

Pour charger la structure on choisit le type de chargement G (permanente) ou Q (exploitation). Avant d'appliquer ces chargements sur la surface du plancher, on doit définir les bardages et pour se faire on sélectionne dans le menu « *structure* », « *bardage* » Dans la boîte de dialogue ci-dessous on introduit le nom, la direction des charges (X pour nous) et la méthode de répartition des charges.

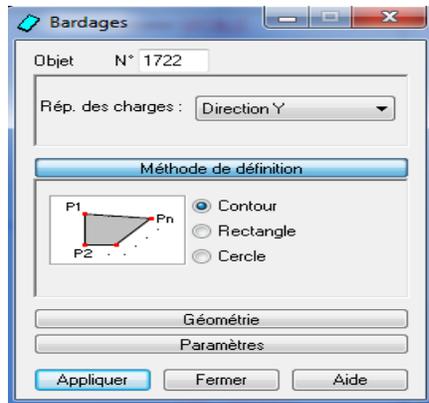


Figure IV.15 : Choix des bardages.

Dans le menu « **chargement** », « **définir charge** », on introduit les valeurs de **G** et **Q**

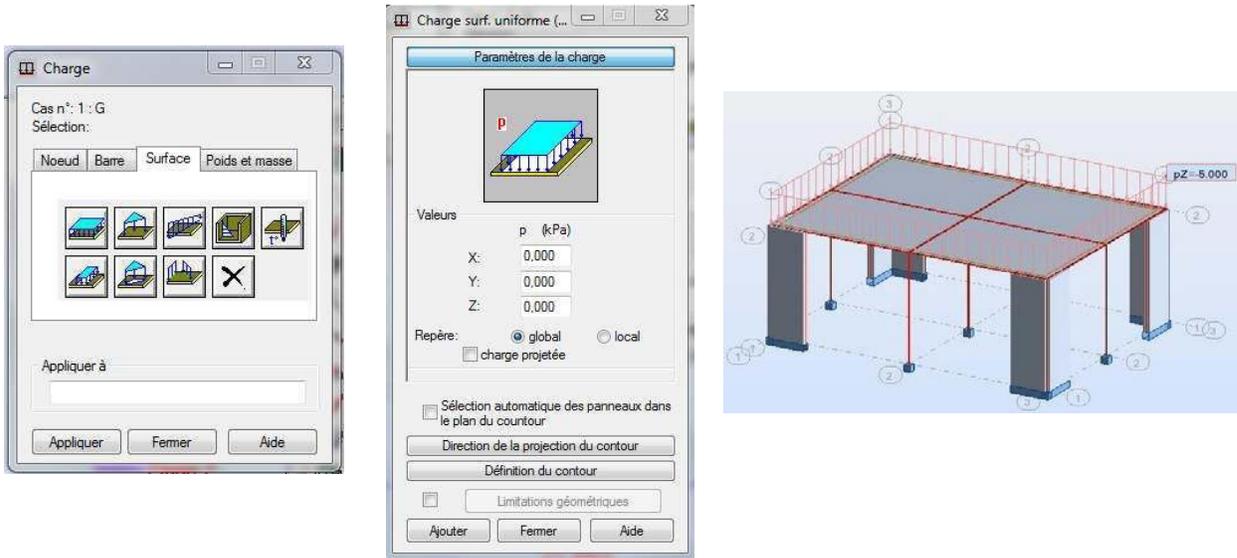


Figure IV.16 : Application des charges surfaciques.

▪ **Définition des options de calculs :** (analyse statique, modale et dynamique)

Dans le menu « **analyse** », « **type d'analyse** » on choisit options de calculs à savoir le type d'analyse (modale et sismique) et la masse ou l'on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du RPA (règlement parasismique algérien99 version 2003) pour l'analyse sismique

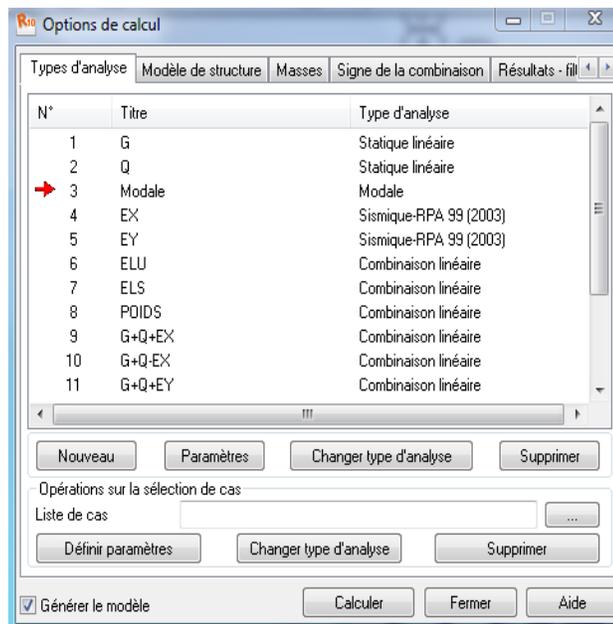


Figure IV.17 : Définition des charges dynamiques

On clique sur « **Nouveau** » et sélectionné le champ « **Modale...** ». Les paramètres de l'analyse modale sont introduits dans la boîte de dialogue qui s'affiche à l'écran après validation de la précédente.

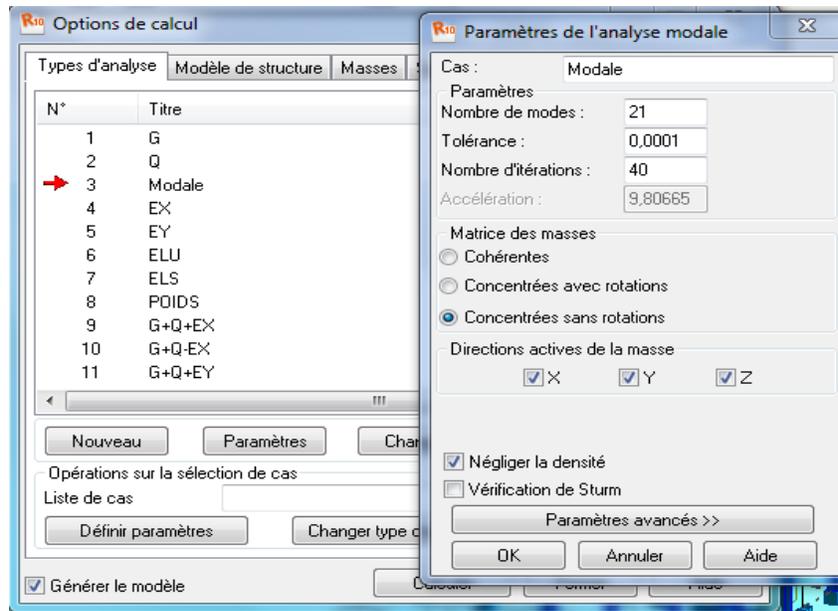


Figure IV.18 : Paramètre de l'analyse modale.

On clique une second fois sur « Nouveau », on coche la case sismique, on choisit RPA99 version2003 et OK. On introduit les paramètres concernant notre structure et on valide et met $Z=0$ dans « Définition de la direction ».

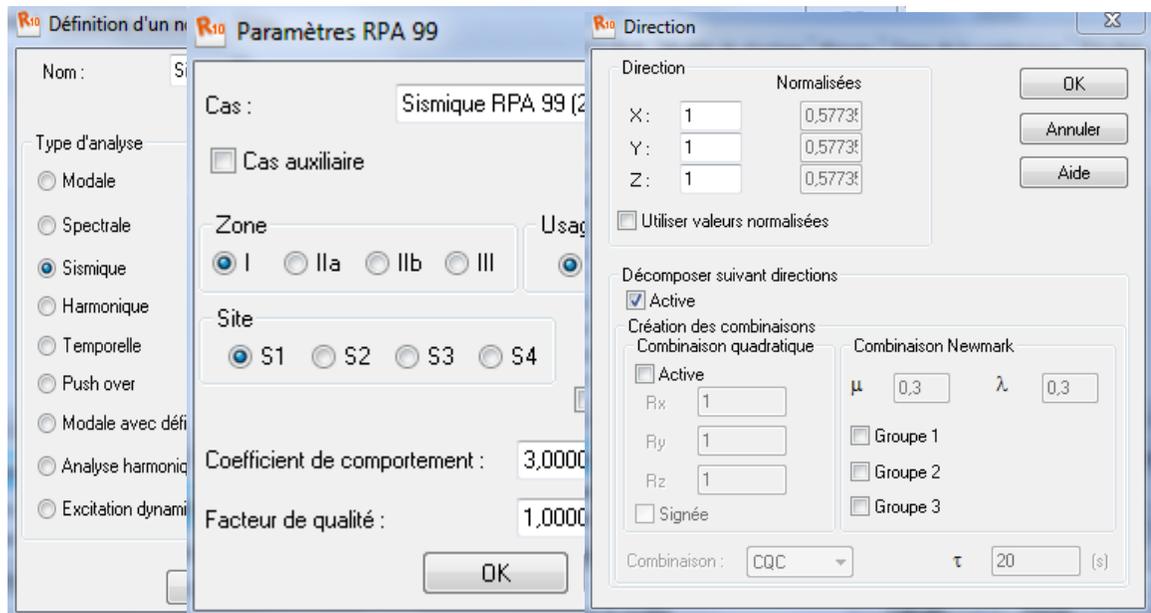


Figure IV.19 : Définition des paramètres RPA.

Le logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduits.

Dans le menu « masse » de la boîte de dialogue « option de calcul », on click sur convertir les cas puis dans la fenêtre qui apparait, on choisit le cas de charge (G ou Q) et on click sur  puis on fermer. On choisit la direction ainsi que le coefficient et on click sur ajouter. On refait la même opération pour l'autre charge et on fermer.

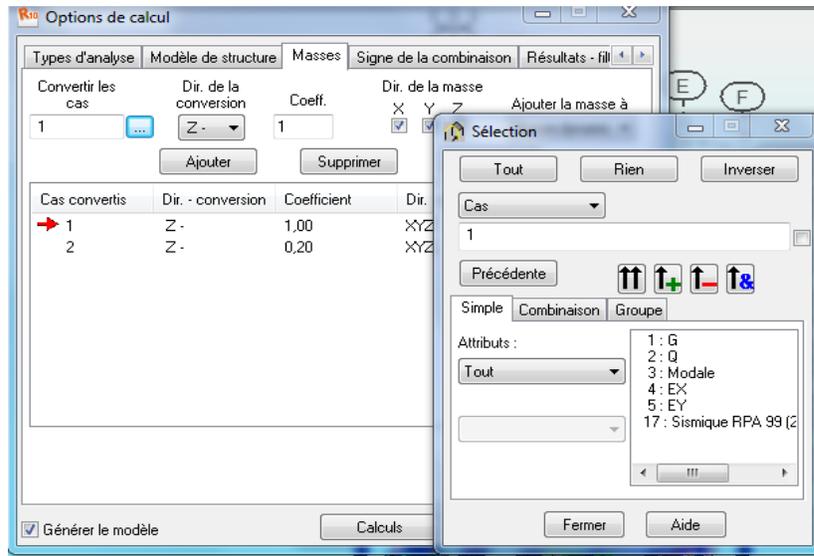


Figure IV.20 : Considération de la masse totale et de 20% des charges d’exploitations.

▪ Les combinaisons d’actions

Dans le menu « chargement », « combinaison manuel », on choisit le type de la combinaison et sa nature. On valide avec la touche .

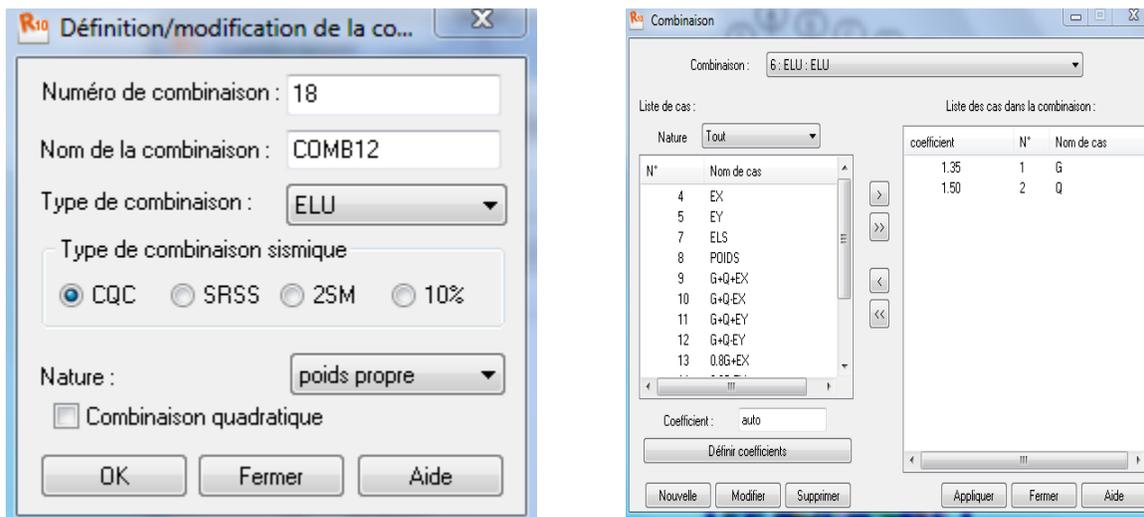


Figure IV.21 : définir les combinaisons d’actions.

Pour faire une autre combinaison on clique sur nouvelle, on refait la même opération pour toutes les combinaisons.

- **Vérification de la structure**

Avant de passer à l'analyse de la structure, le logiciel permet de vérifier s'il y a des erreurs dans la modélisation. Dans le menu « **analyse** », on click sur « **vérifier la structure** » et ROBOT nous affiche le nombre et la nature des erreurs.

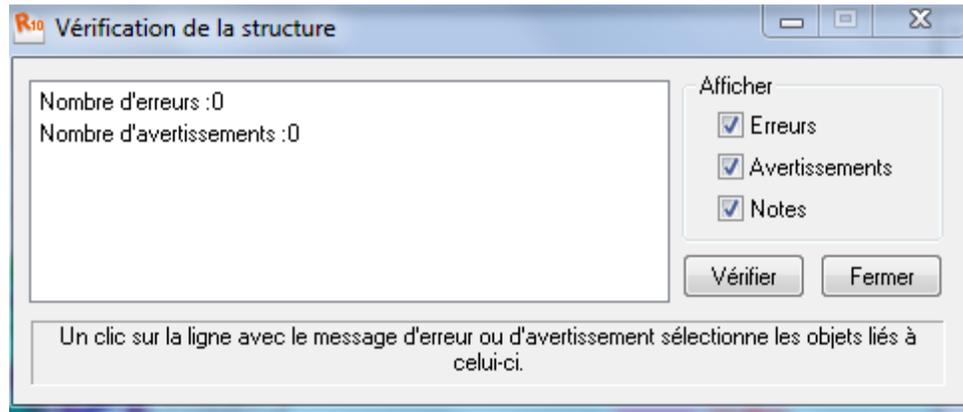


Figure IV.22 : Vérification de la structure

Dans le menu « **analyse** », « **calculer** », on lance l'analyse de la structure.

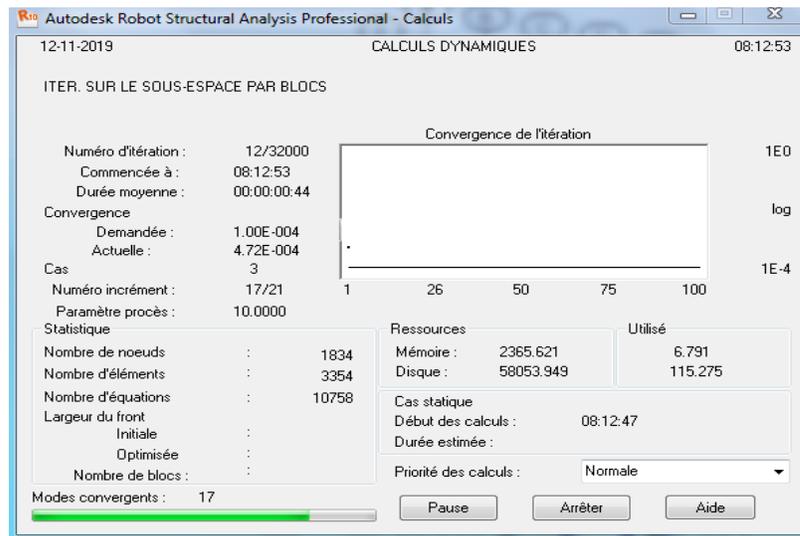


Figure IV.23 : l'analyse de la structure.

- **Exploitation des résultats**

Dans le menu « **résultat** » on click sur le résultat que l'on veut afficher (réactions, diagrammes, flèche, efforts, contraintes, déplacements, ferrailage, ...). On peut aussi click sur le bouton droit de la souris, on choisit « **tableau** », on coche la case du résultat que l'on veut extraire. ROBOT donne plusieurs résultats, des efforts internes aux plans de ferrailage en passant par des notes de calculs, nous allons donner quelques exemples des résultats que l'on exploite le plus dans le prochain chapitre.

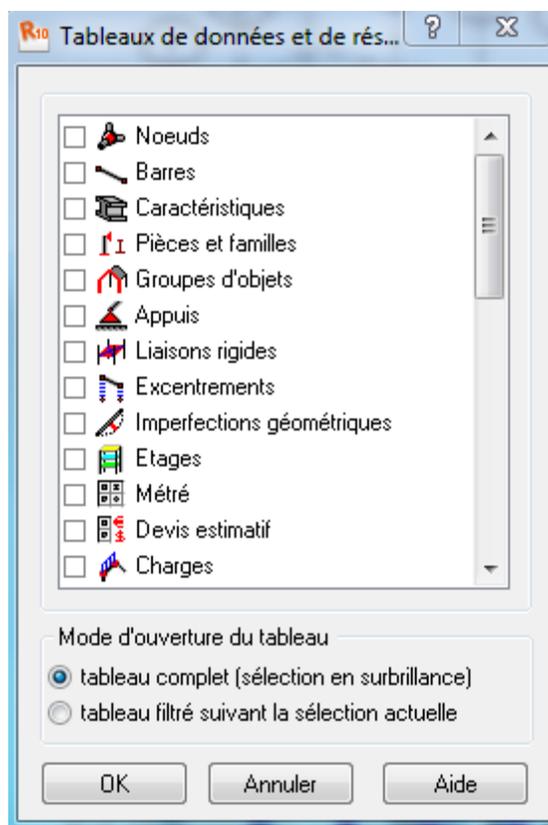


Figure IV.23 : Tableaux de données

Conclusion

Nous avons présenté en générale les grandes lignes de la modélisation d'un bâtiment avec le logiciel ROBOT et l'exploitation des résultats sera faite dans les chapitres qui suivent.

V-1 Les différentes vérifications du RPA

Le règlement parasismique algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable. On doit vérifier les conditions nécessaires suivantes.

1.1. Pourcentage de la participation de la masse modale

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). (Art 4.3.4 RPA99/version 2003).

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	1,63	0,62	65,71	1,28	65,71	1,28
3/ 2	1,64	0,61	68,25	70,43	2,54	69,15
3/ 3	1,83	0,55	74,94	72,67	6,69	2,24
3/ 4	5,78	0,17	87,94	72,73	13,00	0,06
3/ 5	6,19	0,16	87,97	86,77	0,03	14,04
3/ 6	7,30	0,14	88,45	86,95	0,48	0,18
3/ 7	8,62	0,12	90,28	86,96	1,83	0,01
3/ 8	8,81	0,11	90,31	89,41	0,03	2,45
3/ 9	9,54	0,10	90,32	89,43	0,01	0,02
3/ 10	12,31	0,08	90,32	89,45	0,00	0,03
3/ 11	12,64	0,08	90,32	89,47	0,00	0,02
3/ 12	12,80	0,08	90,33	89,47	0,01	0,00
3/ 13	12,96	0,08	90,35	89,47	0,02	0,00
3/ 14	13,54	0,07	94,61	89,48	4,26	0,01
3/ 15	13,84	0,07	94,62	89,49	0,01	0,00
3/ 16	14,80	0,07	94,62	89,49	0,00	0,00
3/ 17	15,25	0,07	94,62	93,19	0,00	3,70

Figure V-1 : Pourcentage de participation de la masse modale

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment au dix-septième mode, d'où la condition du PRA est vérifiée.

1.2 Vérification de l'effort tranchant à la base

Le calcul de l'effort tranchant à la base :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- R : coefficient de comportement de la structure.
- D : facteur d'amplification dynamique de la structure.
- Q : facteur de qualité.
- W : poids totale de la structure en (KN).

A. Coefficient d'accélération de zone A

Le coefficient (A) est donné par le tableau (4-1.RPA99/2003) Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas : zone II_a

Groupe 2 → A=0,15

B. Coefficient de comportement de la structure (R)

Le coefficient (R) est donné par le tableau (4-3.RPA99/2003) en fonction du système de contreventement (mixte portique /voile avec interaction) dont **R=5**.

C. Facteur de Qualité

Il est calculé sur la formule suivante : $Q=1+\sum P_q$

Ou P_q : pénalité à retenir selon que le critère de qualité « P_q » est satisfait ou non.

▪ **Sens longitudinal X-X**

Le tableau donnant les valeurs des pénalités « P_q ».

Tableau V-2 : valeur des pénalités « P_q » sens X-X

Critère « P_q »	Observation	P_q
1. Condition minimales sur les files de contreventements.	Non	0.05
2. Redondance en plan	Non	0.05
3. Régularité en élévation.	Non	0.05
4. Régularité en plan	Non	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	oui	0

D'où $Q=1+0.05+0.05+0.05+0.05=1.20$

▪ **Sens longitudinal Y-Y**

Le tableau donnant les valeurs des pénalités « P_q ».

Tableau V-3 : valeur des pénalités « P_q » sens Y-Y

Critère « P_q »	Observation	P_q
1. Condition minimales sur les files de contreventements.	Non	0.05
2. Redondance en plan	Non	0.05
3. Régularité en élévation.	Non	0.05
4. Régularité en plan	Non	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	oui	0

D'où : $Q=1+0.05+0.05+0.05+0.05=1.20$

D. Poids total de la structure

$$W_t = W_G + 0,2W_Q \longrightarrow W_t = 15447,635 + 0,2 \times 2974,650 = 16042,635 \text{ KN}$$

$$W_{\text{robot}} = 16042,635 \text{ KN}$$

E. Calcul de facteur d'amplification dynamique moyen « D »

Il est en fonction de la catégorie de site du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$\left\{ \begin{array}{ll} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_1}{T_2}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T \geq 3,0 s \end{array} \right.$$

Avec :

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site, qui est donnée par le tableau (4.7 RPA99 /Version 2003) $T_2=0,50s$ (sol meuble).

η : facteur de correction d'amortissement donné par la forme $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$

Ou ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et l'importance des remplissages pour notre cas : (structure mixte avec interaction). On prend le cas le plus défavorable donnée par le RPA pour les portiques et les voiles :(tableau 4-2).

$\xi=7\%$ Dou : $\sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,88 \geq 0,7 \rightarrow$ condition vérifier

On aura aussi :

$$T(\text{mode1})_{\text{Robot}} = 0,62 \text{ s}$$

$$T(\text{mode2})_{\text{Robot}} = 0,61 \text{ s}$$

$$\text{Sens X-X : } T_2 = 0,50s \leq T_{\text{robot1}} = 0,62s \leq 3,0s \rightarrow D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^{2/3}$$

$$\text{Sens Y-Y : } T_2 = 0,50s \leq T_{\text{robot2}} = 0,61s \leq 3,0s \rightarrow D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^{2/3}$$

$$D_x = 2,5 \times 0,88 \times \frac{0,5^{2/3}}{0,62} = 1,906$$

$$D_x = 2,5 \times 0,88 \times \frac{0,5^{2/3}}{0,61} = 1,927$$

Application numérique

On aura aussi la force sismique à la base :

▪ Sens longitudinale

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \times W_t = \frac{0,15 \times 1,906 \times 1,20}{5} \times 16042,635 = 1100,7817 \text{ KN}$$

▪ Sens transversal :

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \times W_t = \frac{0,15 \times 1,927 \times 1,20}{5} \times 16042,635 = 1112,909 \text{ KN}$$

Cas	4 - EX	
Mode CQC		
Somme totale	1051,913	752,073
Somme réactions	-1029,234	47,101
Somme efforts	1029,242	-47,103
Vérification	0,007	-0,002
Précision	6,55589e-003	2,27656e-003
Cas	5 - EY	
Mode CQC		
Somme totale	169,045	1104,048
Somme réactions	-47,101	-1027,890
Somme efforts	47,102	1027,907
Vérification	0,001	0,017
Précision	1,01195e-002	2,27656e-003

Figure V-4 : Valeurs de l'effort tranchant à la base

$V_{DynX}=1029,242 \text{ KN} > 80\% V_x=880,625 \text{ KN}$Condition vérifié

$V_{DynY}=1027,907 \text{ KN} > 80\% V_y=890,327 \text{ KN}$Condition vérifié

Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales n'est pas inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

1-3 Vérification de la période

Le logiciel robot nous a donné les périodes et les modes de vibration de la structure :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]
3/ 1	1,63	0,62
3/ 2	1,64	0,61
3/ 3	1,83	0,55
3/ 4	5,78	0,17
3/ 5	6,19	0,16

Figure V-5 : Valeur de la période

La période Max est de 0,62 s pour le 1^{ere} mode de vibration.

La période critique imposé par le RPA99 version 2003 Art4-2-4 : $T_{RPA}=C_T \times h_N^{3/4}$

Avec : h_N : hauteur totale du bâtiment (24,77 m)

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage est donnée par le tableau (4-6 RPA99/2003), $C_T=0.05$

D'où : $T_{RPA}=0.05 \times 24,77^{(3/4)}=0,55 \text{ s}$

On doit vérifier :

$T_{structure}=T_{1MODE}=0.62 \text{ s} < 1.30 \times 0,55=0,722 \text{ s} \longrightarrow \text{C.V}$

1.4 Vérification de la torsion d'axe verticale (l'excentricité)

D'après le RPA99/version 2003 Art 4.3, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\mp 0.05 L$. (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.

$$CM_x - CR_x \leq 5\%L_x$$

$$CM_y - CR_y \leq 5\%L_y$$

CM : centre de masse

CR : centre de rigidité

Cas/Etage	Nom	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]
1/ 1	S-SOL	8,66 4,93 -1,11	8,82 4,98 -1,11	0,17	0,05
1/ 2	RDC	8,65 4,70 2,56	8,88 4,97 2,56	0,24	0,28
1/ 3	Etage 1	8,65 4,69 5,85	8,90 4,99 5,85	0,25	0,30
1/ 4	Etage 2	8,65 4,69 8,91	8,90 4,99 8,91	0,25	0,30
1/ 5	Etage 3	8,65 4,69 12,01	8,91 4,99 12,01	0,26	0,31
1/ 6	Etage 4	8,65 4,69 15,07	8,91 4,99 15,07	0,26	0,31
1/ 7	Etage 5	8,66 4,71 18,15	8,91 4,99 18,15	0,25	0,29
1/ 8	Etage 6	8,60 4,70 20,85	8,60 4,70 20,85	0,00	0,00

Figure V-6 : Vérification de l'excentricité par logiciel

- Suivant le sens X-X : on doit vérifier que $CM_x - CR_x \leq 5\%L_x$

Tableau V-7 : Vérification de l'excentricité suivant x-x

Story	CM X	CRX	Ex0	5% Lx	Condition
S/ SOL	8,66	8.82	0.17	0.88	vérifiée
RDC	8.65	8.88	0.24	0.88	vérifiée
Etage 1	8.65	8.90	0.25	0.88	vérifiée
Etage 2	8.65	8.90	0.25	0.88	vérifiée
Etage 3	8.65	8.91	0.26	0.88	vérifiée
Etage 4	8.65	8.91	0.26	0.88	vérifiée
Etage 5	8.66	8.91	0.25	0.88	vérifiée
Etage 6	8.60	8.60	0.00	0.17	vérifiée

- Suivant le sens y-y : on doit vérifier que $CM_y - CR_y \leq 5\%L_y$

Tableau V-8 : Vérification de l'excentricité suivant Y-Y

Story	CMy	CRy	Ey0	5% Ly	Condition
S/SOL	4.93	4.98	0.05	0.47	vérifiée
RDC	4.70	4.97	0.28	0.47	vérifiée
Etage 1	4.69	4.99	0.30	0.47	vérifiée
Etage 2	4.69	4.99	0.30	0.47	vérifiée
Etage 3	4.69	4.99	0.31	0.47	vérifiée
Etage 4	4.69	4.99	0.31	0.47	vérifiée
Etage 5	4.71	4.99	0.29	0.47	vérifiée
Etage 6	4.70	4.70	0.00	0.47	vérifiée

2. Justification du système de contreventement

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ROBOT en suivant les étapes ci-après :

Résultats →étages →efforts réduits EX

Cas/Etage	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
1/ 1	-1,508	0,176	-1,684
1/ 2	-5,641	0,925	-6,566
1/ 3	2,857	0,977	1,880
1/ 4	2,221	2,159	0,062
1/ 5	4,983	4,063	0,920
1/ 6	4,981	3,487	1,494
1/ 7	7,237	0,424	6,813
1/ 8	0,000	0,000	0,0

Figure V-9 : effort tranchant a chaque élément.

Résultats →étages →efforts réduits EY

Cas/Etage	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
1/ 1	11,038	-0,027	11,064
1/ 2	14,539	-6,711	21,251
1/ 3	11,177	10,349	0,828
1/ 4	13,314	15,526	-2,212
1/ 5	-9,759	-4,019	-5,740
1/ 6	-9,827	1,349	-11,176
1/ 7	-14,026	5,112	-19,139
1/ 8	0,000	0,000	0,0

Figure V-10 : effort tranchant à chaque élément.

Récapitulatif des résultats

Tableau V-11 : récapitulatif du résultat.

% charge horizontale voile X-X	56%
% charge horizontale voile Y-Y	68%
% charge verticale voile	18%

Selon les résultats présentés ci-dessus, on remarque que les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultent de leurs interactions à tous les niveaux.

D'après l'article 3-4 du RPA 99 modifié 2003 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure elle est de catégorie 4a : structure mixte portiques/voiles avec interactions dont le coefficient de comportement est de **R=5**.

3. Déplacements relatifs

D'après le RPA 99 version 2003 (Art 5-10), les déplacements relatif latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA99 version 2003 (Art 4-43) :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à : $\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$

▪ Suivant EX

Tableau V -12 : déplacements relatifs selon X

étages	Ux (cm)	$\delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	Hauteur d'étage « he » (m)	1% he (cm)	condition
S/SOL	0.1	0.2	3.50	3.50	Vérifiée
RDC	0.3	0.2	3.57	3.57	Vérifiée
Etage 1	0.5	0.2	3.06	3.06	Vérifiée
Etage 2	0.7	0.2	3.06	3.06	Vérifiée
Etage 3	0.9	0.2	3.06	3.06	Vérifiée
Etage 4	1.1	0.1	3.06	3.06	Vérifiée
Etage 5	1.2	0.1	3.06	3.06	Vérifiée
Etage 6	1.3	0	2.40	2.40	Vérifiée

▪ Suivant EY

Tableau V -12 : déplacements relatifs selon Y.

étages	Ux (cm)	$\delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	Hauteur d'étage « he » (m)	1% he (cm)	condition
S/SOL	0.1	0.1	3.50	3.50	Vérifiée
RDC	0.2	0.2	3.57	3.57	Vérifiée
Etage 1	0.4	0.2	3.06	3.06	Vérifiée
Etage 2	0.6	0.1	3.06	3.06	Vérifiée
Etage 3	0.7	0.2	3.06	3.06	Vérifiée
Etage 4	0.9	0.1	3.06	3.06	Vérifiée
Etage 5	1.0	0	3.06	3.06	Vérifiée
Etage 6	1.0	0	2.40	2.40	Vérifiée

4. Vérification de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) 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 le déplacement (Delta).

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.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

- **Le grand effet P-Δ** : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- **Le petit effet P-δ** : au niveau des éléments de la structure.

Le RPA 2003 ne préconise que l'effet du 2^{ème} ordre ou l'effet P-Delta peuvent être négligé dans le bâtiment si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

Si $\theta_k \leq 0.1$: effet P-Delta peut être négligé.

Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculée par un facteur égale $1 / (1-\theta_k)$.

$\theta_k \leq 0.2$: Structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} < 0.1$$

P_k : Poids de l'étage k.

V_k : Effort tranchant d'étage « k »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur d'étage « k ».

Tableau V-14 : calcul de l'effet P-Delta

Etages	Pk(Kn)	hk(cm)	Sens X-X			Sens Y-Y		
			$\Delta k(x)$ cm	V _k (x)	θ_x	$\Delta k(y)$ cm	V _k (y)	θ_y
S/SOL	2164,162	350	0.2	1023,283	0,0012	0.1	1011,429	0,0007
RDC	2346,230	357	0.2	995,763	0,0013	0.2	1057,159	0,0016
Etage 1	2242,427	306	0.2	914,701	0,0016	0.2	1017,544	0,0012
Etage 2	2202,043	306	0.2	817,497	0,0018	0.1	915,436	0,0027
Etage 3	2191,109	306	0.2	677,668	0,0021	0.2	755,027	0,0019
Etage 4	2195,106	306	0.1	513,557	0,0028	0.1	587,091	0,0017
Etage 5	327,105	306	0.1	340,38	0,0019	0	384,160	0

Remarque

On remarque que les valeurs de θ_x et θ_y sont inférieure à 0.1 pour tous les niveaux.

Conclusion

L'effet P-Delta peut être négligé.

5. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux ⊗RPA 99/version 2003

Art 7-4-3-1)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : L'aire (section brute) de la section de béton

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton

- Poteau 45x45 : $N_d=1438,837$ KN

$$V = \frac{1438,837}{45 \times 45 \times 2.5} = 0.28 \leq 0,3 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

- Poteau 40x40 : $N_d=1106,705$ KN

$$V = \frac{1106,705}{40 \times 40 \times 2.5} = 0.277 \leq 0,3 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

- Poteau 35x35 : $N_d=655,760$ KN

$$V = \frac{655,760}{35 \times 35 \times 2.5} = 0.21 \leq 0,3 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

Conclusion

Après avoir effectués et vérifiés toutes les vérifications du RPA, on peut passer au ferrailage des éléments de la structure.

VI-1. Ferrailage des poteaux

VI-1-1. Introduction

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

1,35G+1.5Q	ELU.
G+Q	ELS.
0,8G ±E	RPA2003.
G+Q±E	RPA 2003.

▪ Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations

- Effort normal maximal et le moment correspondant ;
- Effort normal minimal et le moment correspondant ;
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

VI-1-2. Recommandation du RPA 2003

a. Les armatures longitudinales

▪ Le pourcentage minimal sera de : 0.80% de la section du poteau (Zone IIa).

- Poteau (45x45) $A_{\min}=0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$
- Poteau (40x40) $A_{\min}=0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$
- Poteau (35x35) $A_{\min}=0.008 \times 35 \times 35 = 9.80 \text{ cm}^2$

▪ Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4% (Zone IIa)

- Poteau (45x45) $A_{\max}=0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$
- Poteau (40x40) $A_{\max}=0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$
- Poteau (35x35) $A_{\max}=0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

▪ Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6% (zone IIa)

- Poteau (45x45) $A_{\max}=0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$
- Poteau (40x40) $A_{\max}=0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$
- Poteau (35x35) $A_{\max}=0.06 \times 35 \times 35 = 73.50 \text{ cm}^2$

Le diamètre minimal est de $\emptyset 12$.

La longueur de recouvrement minimal est de $L_R = 40\emptyset$ (zone IIa)

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

$L = 25 \text{ cm}$ (zone IIa).

Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zone critique).

b. Les armatures transversales

1) Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

h : hauteur totale de la section brute.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{Ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

l_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (10\phi_l^{min}; 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale} \\ S_t \geq \min 15\phi_l^{min} \text{ en zone courante} \end{array} \right.$$

ϕ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

2) La quantité des armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{min} = 0,3\%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{min} = 0,8\%$$

$3 \leq \lambda_g \leq 5$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau

3) Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ($\phi_{cheminées} > 12 \text{ cm}$ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux)

4) Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_{min}$.

VI-1-3. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

Exposé de la méthode de calcul

En flexion composés, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

a. Section est partiellement comprimée (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur de segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans le cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u (d - c') - M_f \leq [0,337 h - 0,81 c'] \times b \times h^2 \times f_{bc}$$

Avec :

N_u : Effort de compression

M_f : Moment fictif

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

▪ **Le 1^{er} cas**

$\mu \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ Section est simplement armée ($A'_s=0$)

Les armatures fictives : $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

Les armatures réelles : $A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_s} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_b}$

▪ **2^{ème} cas**

Si $\mu \geq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ Section est doublement armée ($A' \neq 0$)

On calcul

$$M_r = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bc}$$

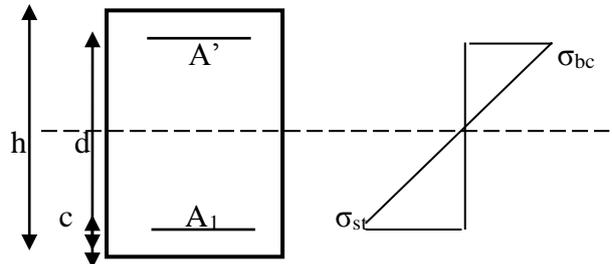
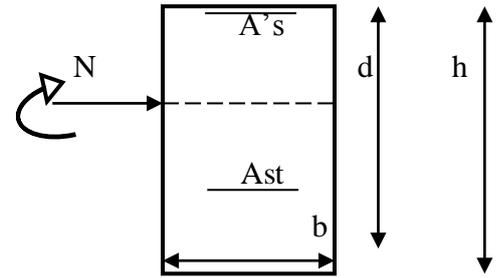
$$\Delta M = M_f - M_r$$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \end{cases}$$

La section réelle d'armature :

$$\begin{cases} A'_s = A' \\ A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$



b. Section entièrement comprimée (SEC)

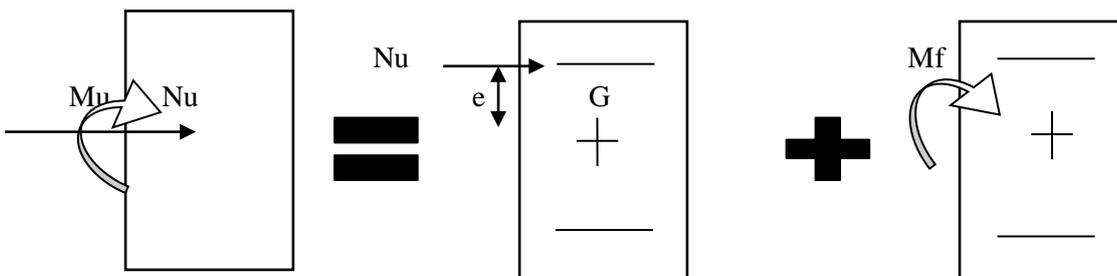
La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f \geq [0,337 h - 0,81 c'] \times b \times h^2 \times f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

▪ **Deux cas peuvent se présenter**



▪ 1^{er} cas

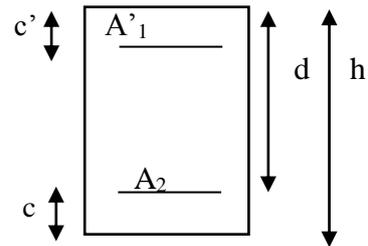
$$N_u (d - c') - M_f \geq [0,5 h - c'] \times b \times h^2 \times f_{bc} \rightarrow \text{section doublement armée}$$

$$A_1' > 0 \quad \text{ET} \quad A_2 > 0$$

La section d'armature :

$$A_1' = \frac{M_f(d-0,5h)bh f_{bc}}{(d-c')\sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A_1'$$



▪ 2^{ème} cas

$$N_u (d - c') - M_f < [0,5 h - c'] \times b \times h^2 \times f_{bc} \rightarrow \text{section est simplement armée}$$

$$A_1' = 0 \quad \text{ET} \quad A_2 > 0$$

$$A_2 = \frac{N_u - \psi bh f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec

$$\psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,8571h - c'}$$

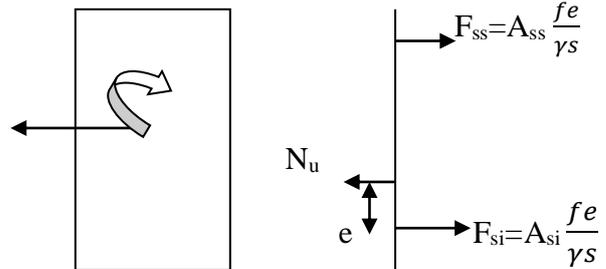
c. Section entièrement tendue (SET)

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d-c)}$$

$$A_{ss} = \left(\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}\right)$$

$$\sigma_{10} = \frac{f^e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$



Remarque

Si $e_u = \frac{N_u}{M_u} = 0$ (excentricité nulle, compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{Nu - B f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec : **B** : aire de la section du béton seul

σ_s : Contrainte de l'acier

Calcul du ferraillage des poteaux

Tableau VI-1 : ferraillage des poteaux

niveau	Section	N (KN)	M (KN.m)	OBS	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferraillage	A adopter (cm ²)
S/SOL ; RDC ;	45x45	N _{Min} =1,024	M _{cor} =3,03	SPC	0	0,19	16,20	4HA20+ 4HA16	20,61
		N _{max} =1442.126	M _{cor} =10,40	SEC	0	0			
		N _{cor} =1333.139	M _{max} =68.07	SEC	0	0			
1 ^{ème} ; 2 ^{ème}	40x40	N _{Min} =30,473	M _{cor} =2,79	SEC	0	0	12,80	4HA16+ 4HA14	14.20
		N _{max} =1106,705	M _{cor} =66,92	SEC	0	0			
		N _{cor} =1106,705	M _{max} =66,92	SEC	0	0			
3 ^{ème} ; 4 ^{ème} ; 5 ^{ème}	35x35	N _{Min} =5,783	M _{cor} =0,58	SEC	0	0	9,8	4HA14+ 4HA12	10,68
		N _{max} =662,368	M _{cor} =5,96	SEC	0	0			
		N _{cor} =645,486	M _{max} =53,23	SEC	0	0			

VI-1-4. Les 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.

Diamètre des armatures transversales : Art. A.8.1.3/BAEL 91 modifiée 99

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67\text{mm} \rightarrow \phi_t = 8\text{mm} \implies 4\text{HA}8=2,01\text{ cm}^2$$

ϕ_l : Le diamètre maximal des armatures longitudinales.

Elles sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \times T_u}{h_1 \times f_e}$

T_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

ρ_1 : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\begin{cases} \rho_1: 2.5 \text{ si l'élancement géométrique: } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_1: 3,75 \text{ si l'élancement géométrique: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

l'élancement géométrique (λ_g) est donné par la relation:

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{min} = 0.3\% S_t b_1$

Si $\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{min} = 0.8\% S_t b_1$

Si $3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

- b_1 : dimension de la section droite du poteau dans la direction considéré.
- λ_g : Élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{avec : } l_f: \text{ la longueur de flambement du poteau.}$$

$$l_f = 0,707I_0 \quad \text{avec : } I_0: \text{ la hauteur libre du poteau.}$$

▪ **Poteaux 45x45**

S/SOL: $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,50}{0,45} = 5,50 > 5$

RDC : $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,57}{0,45} = 5,61 > 5$

Zone nodal : $A_t^{min} = 0.003 \times 45 \times 10 = 1,35 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$

Zone courante : $A_t^{min} = 0.003 \times 45 \times 15 = 2,025 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{C.N.V}$

On diminue l'espacement de 15 à 12

Zone courante : $A_t^{min} = 0.003 \times 45 \times 12 = 1.62 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$

▪ **Poteaux 40x40**

1^{er} et 2^{ème} étages : $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,40} = 5,41 > 5$

Zone nodal : $A_t^{min} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1,20 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$

Zone courante : $A_t^{min} = 0.003 \times 40 \times 15 = 1,80 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$

▪ **Poteaux 35x35**

3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étages : $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,35} = 6,18 > 5$

Zone nodal : $A_t^{min} = 0.003 \times 35 \times 10 = 1,05 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$

Zone courante : $A_t^{min} = 0.003 \times 35 \times 15 = 1,575 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$

Espacement des armatures transversales : (Art 8.1.3 /BAEL 91modifiée 99)

$$S_t \leq \min \{15\phi_l^{min}; 40 \text{ cm}; (a + 10) \text{ cm}\}$$

Avec a : la petite dimension transversale des poteaux.

$$S_t \leq \min \{15 \times 1,4; 40 \text{ cm}; (35 + 10) \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 21 \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Selon le RPA 99 version 2003

▪ **En zone courante :** $S_t \leq 15 \phi_l^{min} = 15 \times 1,4$

$$S_t \leq 21 \text{ cm} \quad \text{Soit : } \mathbf{S_t = 15 \text{ cm}}$$

▪ **En zone nodal :** $S_t \leq \min (10 \phi_l^{min}; 15 \text{ cm})$

$$S_t \leq 14 \text{ cm} \quad \text{Soit : } \mathbf{S_t = 10 \text{ cm}}$$

▪ **Longueur de recouvrement**

▪ Poteaux (45x45) : $L_r = 40\phi_l = 40 \times 1,60 = 64 \text{ cm}$

▪ Poteaux (40x40) : $L_r = 40\phi_l = 40 \times 1,60 = 64 \text{ cm}$

▪ Poteaux (35x35) : $L_r = 40\phi_l = 40 \times 1,40 = 56 \text{ cm}$

Sections des armatures transversales :

Tableau VI-2 : Sections des armatures transversales

	S-SOL	RDC	1 ^{ère}	2 ^{ème}	3 ^{ème} -.4 ^{ème} -.5 ^{ème}
	45x45		40x40		35x35
Efforts tranchants(KN)	39,38		47,877		42,302
l'élancement géométrique (λ_g)	5,50	5,61	5,41		6,18
Coefficient correcteur ρ_1	2,5		2,5		2,5
$A_t(\text{cm}^2)$ zone nodale	0,547		0,749		0,755
$A_t(\text{cm}^2)$ zone courante	0,820		1,12		1,13
$A_t^{min}(\text{cm}^2)$ Zone nodale	1,35		1,20		1,05
$A_t^{min}(\text{cm}^2)$ Zone courante	1.62		1,18		1,575
A_{ad}	2.01		2,01		2,01

▪ Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2/RPA 99 version 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

On doit vérifier :

$$\tau_b = \frac{Tu}{bd} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec : $\lambda_g \geq 5$

$$\rho_b = 0,075 \rightarrow \overline{\tau_{bu}} = 1,875 \text{ MPa}$$

$\lambda_g < 5$

$$\rho_b = 0,04 \rightarrow \overline{\tau_{bu}} = 1 \text{ MPa}$$

Tableau VI-3 : vérifications des contraintes tangentielles

Poteau	b (cm)	d(cm)	T (KN)	λ_g	ρ_b	τ_b	$\overline{\tau_{bu}}$	condition
45x45	45	42	39,38	5,50	0,075	0,208	1,875	C.V
				5,61	0,075		1,875	C.V
40x40	40	37	47,877	5,41	0,075	0,323	1,875	C.V
35x35	35	32	42,302	6,18	0,075	0,38	1,875	C.V

▪ Vérifications à L'ELS

a. Vérification des contraintes à l'ELS

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\overline{\sigma_{bc}}$ et $\overline{\sigma_s}$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Le calcul des contraintes du béton et l'aciers se fera dans les deux directions x-x et y-y .

Deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{h}{6} \rightarrow$ section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6} \rightarrow$ section partiellement comprimée.

▪ **Vérification d'une section entièrement comprimée**

- On calcul l'air de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15(A_s + A_s')$
- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A_s'(0,5h - d') - A_s(d - 0,5h)}{bh + 15(A_s + A_s')}$$

On calcul l'inertiel de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + [A_s'(0,5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0,5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

Remarque

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

▪ **Vérification d'une section partiellement comprimée**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$Y_1 = Y_2 + L_c$$

Avec :

Y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

Y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

L_c : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

Y_2 : Est à déterminer par équation suivante : $Y_2^3 + PY_2 + q$

Avec : $L_c = \frac{h}{2} + C_s$

$$P = -3L_c^2 - \frac{90A_s'}{b}(L_c - C') + \frac{90A_s}{b}(d - L_c)$$

$$q = -2L_c^3 - \frac{90A_s'}{b}(L_c - C')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - L_c)$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0$ alors il faut calculer

$$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) \quad ; \quad u = t^{1/3} \quad ; \quad Y_2 = u \frac{P}{3u}$$

Si $\Delta < 0$ l'équation admet trois racines :

$$\begin{cases} Y_2^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \\ Y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \\ Y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \end{cases}$$

Avec : $\cos \varphi = \frac{3q}{2q} \sqrt{\frac{3}{|P|}}$ et $a = \sqrt{\frac{|P|}{3}}$

On tiendra pour Y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que

$$\begin{aligned} 0 < Y_1 = Y_2 + L_c < h \\ I = \frac{b}{S} Y_1^3 + 15[A'_s(Y_1 + c')^2 - A_s(d - Y_1)^2] \end{aligned}$$

Finalement :

$$\sigma_{bc} = \frac{Y_2 N_s}{I} Y_1 \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Les contraintes obtenues sont

- σ_{bc} : Contrainte max dans la fibre supérieur du béton.
- σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieur.
- σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.
- σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

▪ Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant

section	N (KN)	M (KN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	condition
45x45	N _{Min} =192,616	M _{cor} =0,14	4,48	66,6	3,85	58,4	15	348	C.V
	N _{max} =1046,109	M _{cor} =7,40	0,77	11,60	0,76	11,40	15	348	C.V
	N _{cor} =945,00	M _{max} =37,08	5,35	77,1	2,18	35,9	15	348	C.V
40x40	N _{Min} =95,823	M _{cor} =-0.25	0,47	7,05	0,50	7,44	15	348	C.V
	N _{max} =785,239	M _{cor} =4,88	4,26	63,2	3,66	55,5	15	348	C.V
	N _{cor} =778,539	M _{max} =23,04	5,34	77	2,5	40,7	15	348	C.V
35x35	N _{Min} =30,82	M _{cor} =0,12	0,21	3,18	0,19	2,90	15	348	C.V
	N _{max} =480,81	M _{cor} =4,44	3,58	52,60	2,75	42,30	15	348	C.V
	N _{cor} =153,49	M _{max} =20,84	3,16	41,30	0	17,10	15	348	C.V

Tableau VI-4 : vérification à l'ELS

Conclusion

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

b. Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,445 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \right]$$

Tableau VI-5 : Vérification condition non fragilité.

Section	N (KN)	M (KN.m)	e_s (cm)	d(cm)	b(cm)	A_{min} (cm ²)	A adopter (cm ²)	OBS
45x45	N _{Min} =192,616	M _{cor} =0,14	0,073	42	45	5,52	20,61	C.V
	N _{max} =1046,109	M _{cor} =7,40	0,71			5,81		C.V
	N _{cor} =945,00	M _{max} =37,08	3,92			8,75		C.V
40x40	N _{Min} =95,823	M _{cor} =-0,25	-0,26	37	40	4,21	14,20	C.V
	N _{max} =785,239	M _{cor} =4,88	0,62			4,55		C.V
	N _{cor} =778,539	M _{max} =23,04	2,96			6,21		C.V
35x35	N _{Min} =30,82	M _{cor} =0,12	0,39	32	35	3,39	10,68	C.V
	N _{max} =480,81	M _{cor} =4,44	0,92			2,66		C.V
	N _{cor} =153,49	M _{max} =20,84	13,58			0,12		C.V

Conclusion : On a opté pour le ferraillage suivant :

- Poteaux (45 x 45) : 4 HA20 + 4 HA 16
- Poteaux (40 x 40) : 4 HA16 + 4 HA 14
- Poteaux (35 x 35) : 4 HA14 + 4 HA 12.

VI.2) Ferrailage des poutres

VI.2.1) Introduction

Les poutres sont calculées en flexion simple à l'ELU et vérifiées à l'ELS suivant les cas les plus défavorables, selon les combinaisons suivantes :

- **Combinaison fondamentale**

$$\left. \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \text{ à L'ELU} \\ G + Q \text{ à L'ELS} \end{array} \right\} \text{BAEL 91/99}$$
- **Combinaisons accidentelle**

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

VI.2.2) Recommandations du RPA99 version 2003

A) Armatures longitudinales : (Art7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

$A_{\min} = 0.5\%(b \times h)$ en toute section.

Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6.00\text{cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25\text{cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

- **En zone courante**
 - **Poutres principales** : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48\text{cm}^2$.
 - **Poutres secondaires** : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42\text{cm}^2$.
- **En zone de recouvrement**
 - **Poutres principales** : $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72\text{cm}^2$.
 - **Poutres secondaires** : $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63\text{cm}^2$.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

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° .

B) Armatures transversales : (Art7.5.2.2)

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$S_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espace maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

- En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi \right)$$

- En zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale) : $S_t \leq \frac{h}{2}$

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec 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.

C) 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 :

- $A \frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $A \frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

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.

VI.2.3) Ferraillage des poutres à l'ELU

A) Armatures longitudinales

Dans le cas d'une flexion simple, nous avons les étapes suivantes :

As : La section d'armatures tendues.

As' : La section d'armatures comprimées.

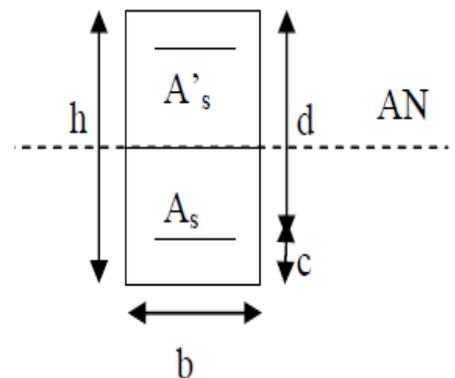
Avec :

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**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = 14.20 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.5 \text{ (situation durable)}$$

Si : $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ la section simplement armée (SSA) ($A_c=0$) ; la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Si : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ la section doublement armée (SDA) ($A_c \neq 0$) ; dans ce cas nous allons procéder comme suit :

Calcul de M_l : $M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$ et $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$; $\Delta M = M_u - M_e$

Avec :

M_u : moment sollicitant.

M_l : moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \text{ (en traction)} ; A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \text{ (en compression)}$$

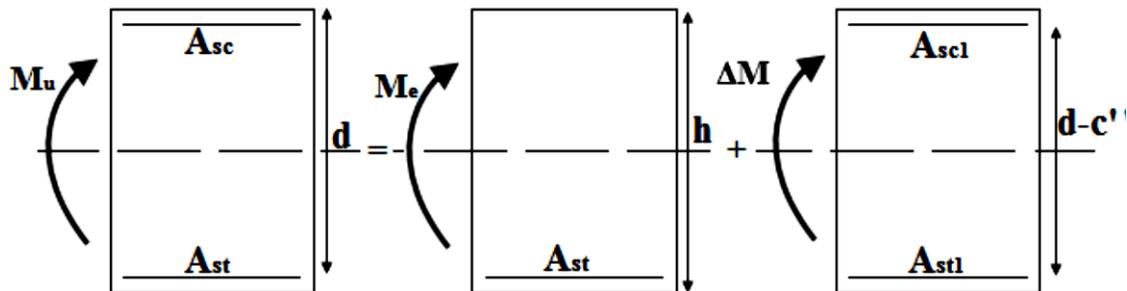


Figure V-2-1 : Schéma de calcul en flexion simple.

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

Tableau VI-2-1 : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs

Situation	Fe (MPa)	fc28(MPa)	γb	γs	f _{bu} (MPa)	σ _{st} (MPa)
Durable	400	25	1.5	1.15	14.2	348
Accidentelle	400	25	1.15	1	18.48	400

▪ **Ferrailage des poutres**

Après avoir extrait les moments, on prend les moments max soit aux appuis soit en travée.

Note :

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M_{ELU} : Moment max à l'ELU

M_{ACC} : Moment max dû aux combinaisons accidentelles.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

▪ Ferraillage des poutres principales (30×40)

	M_{max} (KN.m)	μ	Obs	β	$A_{st}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Ferraillage
Appui	100,60	0,172	SSA	0,905	8,63	6	9,24	3HA14(fil)s+3HA14(chap)
Travée	65,13	0,149	SSA	0,918	6,37	6	6,97	3HA14(fil)s+3HA10(chap)

Tableau VI-2-2: ferraillage des poutres principales.

▪ Ferraillage des poutres Secondaires (30×35)

Tableau VI-2-3: ferraillage des poutres Secondaires

	M_{max} (KN.m)	μ	Obs	β	$A_{st}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Ferraillage
Appui	70,12	0,206	SSA	0,883	6,65	5,25	6,65	3HA14(fil)s+3HA10(chap)
Travée	39,98	0,068	SSA	0,965	3,22	5,25	4,62	3HA14(fil)s

VI.2.4) Vérification à l'ELU

A) Condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1)

$$A_{min} \geq \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

▪ Poutres principales

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

▪ Aux appuis

$$A_{adopté} = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.34 \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

▪ En travées

$$A_{adopté} = 6.97 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.34 \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

▪ Poutres Secondaire

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \times 30 \times 32 \times 2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

▪ Aux appuis

$$A_{adopté} = 6.97 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.16 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

▪ En travées

$$A_{adopté} = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.16 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

B) Justification sous sollicitation d'effort tranchant : (BAEL 99 Art A.5.1.21)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$$

Avec : T_u^{\max} : effort tranchant max à L'ELU

- **Poutres principales** : $T_u^{\max} = 102.594 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{102.594 \times 10^3}{300 \times 370} = 0.924 \text{ MPa}$$

- **Poutres Secondaire** : $T_u^{\max} = 92.896 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{92.896 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.968 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, la contrainte doit vérifier : $\bar{\tau}_u \leq \tau_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.20f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.20 \times 25}{1.5} = 3.33; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

- **Poutres principales** : $\tau_u = 0.924 < \bar{\tau}_u = 3.33 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**
- **Poutres Secondaire** : $\tau_u = 0.968 < \bar{\tau}_u = 3.33 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

C) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$; on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à : $T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

$$D'où : A_s \geq \frac{1.15}{f_c} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

- **Poutres principales** : $\left(T_u^{\max} - \frac{M_u}{0.9d} \right) = \left(102.92 - \frac{100.60}{0.9 \times 0.32} \right) = -241.38 < 0$
- **Poutre secondaire** : $\left(T_u^{\max} - \frac{M_u}{0.9d} \right) = \left(92.896 - \frac{70.12}{0.9 \times 0.37} \right) = -102.689 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

D) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis (BAEL91 modifié 99 Art A.5.1.32)

Il faut vérifier que : $T_u^{\max} \leq T_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b}$

- **Poutres principales** : $T_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.3 \times 0.37 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 666 \text{ KN} > 102.92 \text{ KN}$

\implies **Condition vérifiée**

- **Poutres Secondaire** : $T_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.3 \times 0.32 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 576 \text{ KN} > 92.896 \text{ KN}$

\implies **Condition vérifiée**

E) Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL91 modifié 99/Art 6.1.3)

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\Sigma u_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec :

Σu_i : somme des périmètre utiles des armature .

$\Psi=1.5$ Pour les aciers HA.

▪ Poutres principales

$$\Sigma u_i = n\phi\pi = (3 \times 14 + 3 \times 14) \times 3.14 = 263.76 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{102.594 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 263.76} = 1.168 \text{ MPa} \leq 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

▪ Poutres Secondaire

$$\Sigma u_i = n\phi\pi = (3 \times 14 + 3 \times 10) \times 3.14 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{92.896 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 226.08} = 1.26 \text{ MPa} \leq 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

La contrainte d'adhérence est vérifiée ; donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

F) Ancrage des barres**▪ 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 les **HA14** : $l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 48.38 \text{ cm}$
- Pour les **HA10** : $l_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$

Les règles de BAEL (**Art A.6.1,253/BAEL91 modifié 99**) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égal à $0.4 l_s$ pour les aciers HA.

- Pour les **HA14**: $l_a = 0.4 \times 48.38 = 19.35 \text{ cm}$
- Pour les **HA10** : $l_a = 0.4 \times 35.27 = 14.108 \text{ cm}$

G) Calcul des armatures transversales

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

ϕ_1 : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

▪ **Poutre principales**

$$\phi_t \leq \min(1.14; 1.0; 3) = 1.0 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier

▪ **Poutre secondaires**

$$\phi_t \leq \min(1; 1.0; 3) = 1 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier

H) Calcul des espacements

▪ **Sens principale**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.4; 30\right) = 10 \text{ cm}$$

Soit à prendre $S_t = 10 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante : } S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } S_t' = 15 \text{ cm.}$$

▪ **Sens secondaire**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.4, 30 \text{ cm}\right) = 10 \text{ cm.}$$

Soit à prendre $S_t = 10 \text{ cm}$.

$$\text{Zone courante : } S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } S_t' = 15 \text{ cm.}$$

I) Armatures transversales minimales

Selon le **RPA 99/version 2003** la section d'armatures transversale doit vérifier :

▪ **Poutre principales**

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0.003 \times s_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.51 > 1.35 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Poutres secondaire**

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0.003 \times s_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.51 > 1.35 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.5) Vérifications à l'ELS

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur sont relatives :

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) Vérification de la résistance du béton à la compression

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100A}{b_0d} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Et à partir des tableaux, nous extrairons les valeurs de β_1 et $K = \frac{\alpha_1}{15 \times (1 - \alpha_1)}$

La contrainte dans l'acier est : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$

Avec : **A** : Armatures adoptées à l'ELU.

- Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants

Tableau VI-2-4: vérification du ferrailage des poutres

		M_s (KN.m)	$A_{s\text{adp}}(\text{cm}^2)$	ρ_1	β_1	K	σ_s	σ_{bc}	σ_{bc}^-	obs
P.P	Travée	26.06	6.97	0.9625	0.862	21.36	102.13	4.78	15	C.V
	Appuis	60.06	9.24	0.8324	0.870	23.46	201.93	8.61	15	C.V
P.S	Travée	10.00	4.62	0.9279	0.864	21.90	44.89	2.05	15	C.V
	Appuis	24.39	6.97	0.7260	0.876	25.48	124.83	4.89	15	C.V

C) 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**

Pour $L \leq 5 \text{ m}$: $\bar{f} = \frac{L}{500}$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

Poutre principales : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{470}{500} = 0.94\text{cm}$

Poutre secondaires : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{350}{500} = 0.70 \text{ cm}$

La flèche tirée par le logiciel ROBOT est :

Poutre principales : $f = 0.1 \text{ cm} < \bar{f} = 0.94\text{cm}$

Poutre secondaires : $f = 0.1 \text{ cm} < \bar{f} = 0.70\text{cm}$

—————> **Donc la flèche est vérifiée**

Conclusion

Tableau VI-2-5 : Récapitulatif de Ferraillage des poutres principales et secondaire

	Armatures longitudinales		Armatures transversales	
	Travée	Appuis	Zone courante	Zone nodale
Poutres principales	3HA14+3HA10	3HA14+3HA14	Cad+etrT8	Cad+ etrT8
Poutres secondaires	3HA14	3HA14+3HA10	Cad+etrT8	Cad+etrT8

VI.3) Ferrailage des voiles

VI.3.1) Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc 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 (**E**).

Donc le voile est sollicité par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme ;
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, et d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales.

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux ; pour cela nous allons ferrailer nos voiles par zones :

- **Zone I** : S-SOL, RDC
- **Zone II** : Du 1^{er} et 2^{ème} étage.
- **Zone III** : Du 3^{ème} au 5^{ème} étage.

VI.3.2) Combinaisons d'action

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 modifié 2003) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) est les suivants :

- **BAEL.91/modifié 99**
 - **ELU** : $1.35G + 1.5Q$
 - **ELS** : $G + Q$
- **RPA 99/modifié 2003** :
 - $G + Q \mp E$
 - $0.8G \mp E$

VI.3.3) Ferrailage des voiles

La méthode utilisée est la méthode des bandes qui se fait pour une bande de largeur (d).

A) Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du voile.

V et **V'** : bras de levier ($V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$)

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (**d**) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2L_c}{3} \right) \text{ (Art -7-7-4. RPA 99 modifié 2003)}$$

Avec : **he** : hauteur entre nus de planchers du voile considéré
Lc : la longueur de la zone comprimée ($L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L$)
Lt : longueur tendue = L - Lc

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

a) Section entièrement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e \quad \text{et} \quad N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec : **e** : épaisseur du voile.

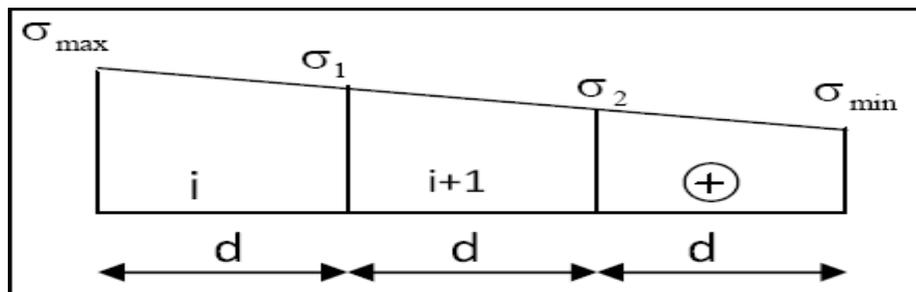


Figure VI-3-1 : Diagramme d'une section entièrement comprimée.

b) Section partiellement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e \quad \text{et} \quad N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} (L_t - d) \times e$$

Avec : $\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t}$

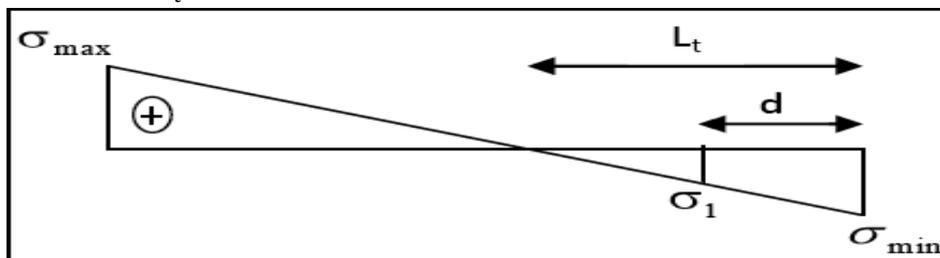


Figure VI-3-2 : Diagramme d'une section partiellement comprimée

c) Section entièrement tendue

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

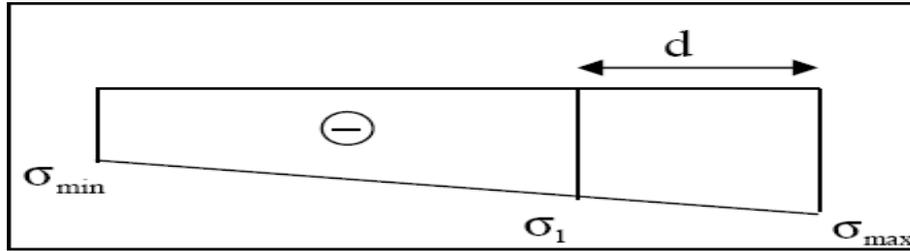


Figure VI-3-3 : Diagramme d'une section entièrement tendue.

B) Calcul des armatures

a) Armatures verticales

▪ Section entièrement comprimée pour une bande i

$$A_{vi} = \frac{N_i + B + f_{bc}}{\sigma_{s2}}$$

Avec :

B : section du voile.

σ_{s2} : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2%).

- **Situations courantes** : $\sigma (2\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$
- **Situations accidentelles** : $\sigma (2\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$

▪ Section partiellement comprimée pour une bande i

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (10%).

- **Situations courantes** : $\sigma (10\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$
- **Situations accidentelles** : $\sigma (10\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

▪ Section entièrement tendue pour une bande i

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s2}} \quad ; \quad \sigma_{s2} : \text{Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2\%).}$$

- **Situations courantes** : $\sigma (2\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$
- **Situations accidentelles** : $\sigma (2\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

b) Armatures minimales

▪ Section entièrement comprimée

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99})$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99})$$

Avec : **B** : section du béton comprimée.

▪ Section partiellement comprimée :

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99}).$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad (\text{Art 7.7.4.1 RPA 99 version 2003}).$$

Avec : **B** : section du tronçon considéré

▪ **Section entièrement tendue**

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99}).$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad (\text{Art 7.7.4.1 RPA 99 version 2003}).$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

c) 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 :

▪ **Exigence du BAEL91 modifiée 99**

$$A_H \geq \frac{A_V}{4}$$

Avec : **A_v** : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

▪ **Exigence du RPA 99 version 2003**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

▪ **Globalement dans la section du voile** : $A_h \geq 0,15\% B$.

▪ **Zone courante** : $A_h \geq 0,10\% B$.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

d) Armatures de montages (transversales)

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

e) Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

f) Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

g) Dispositions constructives

▪ **Espacement**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{matrix} S_t \leq 1.5 e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{matrix} \right\} S_t \leq \min \{ 1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm} \} = 30 \text{ cm}$$

Avec :

e: épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

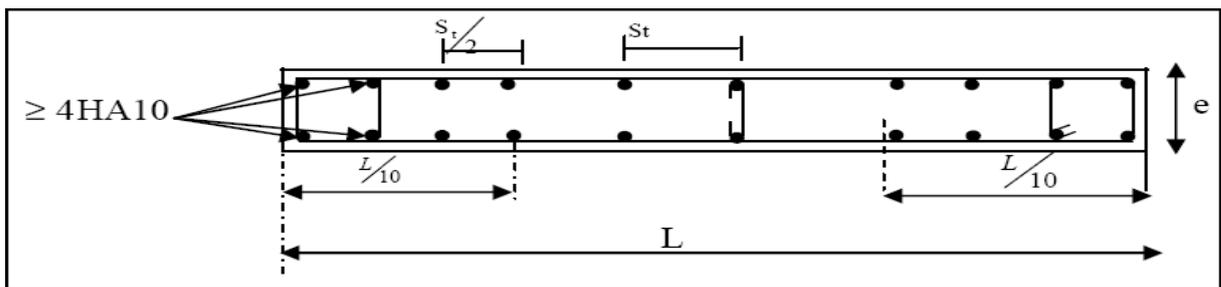


Figure VI-3-4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

▪ **Longueur de recouvrement**

Elles doivent être égales 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 minimal**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

H) Vérification

a) Vérification à L'ELS

Pour cet état, il considère :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement

- **D'après le RPA99 modifié 2003 (Art 7.7.2 /RPA) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_o \times d} \quad ; \quad V = 1.4 \times V_{U,CALCUL}$$

Avec : b_o : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99)**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad ; \quad \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Et} \quad \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA} \right) \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Avec : $\bar{\tau}_u$: Contrainte de cisaillement (Art 5.1.2.11/BAEL91 modifiée99)

C) Exemple de calcul

- **Soit à calculer le ferraillage d'un voile VL1=VL3 de la zone I**

$$L = 1.70 \text{ m.} \quad L' = 1.475 \text{ m} \quad e = 0.20 \text{ m.} \quad B = 0.295 \text{ m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = +4360 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -6500 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \longrightarrow \text{SPC}$$

- **Calcul de la longueur comprimée**

$$L_c \iff \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L' \quad L_c = \frac{4360}{4360 + 6500} \times 1.475 = 0.59 \text{ m}$$

L_c : longueur comprimée.

L : longueur du voile.

$L_c = 0.59 \text{ m} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

$$L_t = L - L_c = 1.475 - 0.59 = \mathbf{0.88 \text{ m}}$$

- **Détermination de la longueur de la bande (d)**

Le découpage de diagramme est en bandes de longueur (d)

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) \rightarrow d \leq \min \left(\frac{3.57 - 0.35}{2}; \frac{2}{3} 0.59 \right)$$

$$d \leq 0.39 \rightarrow d_1 = 0.39 \text{ m} \quad \text{Et} \quad d_2 = L_t - d_1 = 0.88 - 0.39 = 0.49 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min(L_t-d)}}{L_t} = \frac{6500(0.49)}{0.88} = \mathbf{3593.318 \text{ KN/m}^2}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{6500 + 3593.32}{2} \times 0,39 \times 0,2 = 393.639\text{KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times (L_t - d) \times e = \frac{3593.32}{2} \times (0.49) \times 0,2 = 176.073\text{KN}$$

▪ **Calcul des armatures**

▪ **Armatures verticales**

1^{ere} bande: $A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{393.639}{400 \times 10^{-1}} = 9.841\text{cm}^2$

2^{eme} bande: $A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{176.073}{400 \times 10^{-1}} = 4.402\text{cm}^2$

▪ **Armature de coutures**

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times \bar{V}}{f_c} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1,4 \times V_u$$

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times 1.4 \times V_u \times 10}{400} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 450.945 \times 10}{400} = 17.36 \text{ cm}^2$$

a. **Armatures minimales**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B \right)$$

$$= \max \left(\frac{39 \times 20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 295 \right)$$

$$A_{\min} = \max (4.095 ; 0.59) = 4.095 \text{ cm}^2$$

Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{V1} + \frac{A_{vj}}{4} = (9.841) + \left(\frac{17.36}{4}\right) = 14.181\text{cm}^2 / \text{bande}$
- $A_2 = A_{V2} + \frac{A_{vj}}{4} = (4.402) + \left(\frac{17.36}{4}\right) = 8.742\text{cm}^2 / \text{bande}$

▪ **Ferrailage adopté**

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1^{er} bande	$A_1=14.181\text{cm}^2$	$2 \times 5\text{HA}14=15.39\text{cm}^2$	$S_t=10\text{cm}$
2^{ème} bande	$A_2=8.742\text{cm}^2$	$2 \times 3\text{HA}14=9.23\text{cm}^2$	$S_t=20\text{cm}$

Tableau VI.25 : Ferrailage adopté

▪ **Armatures horizontales**

D'après le **BAEL 91 modifié 99** :

$$A_H = \frac{A_{\text{vadopte}}}{4} \quad ; \quad A_H = \frac{15.39}{4} = 3.847\text{cm}^2$$

D'après le RPA: $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 14.75 = 0.442\text{cm}^2$

On prend : $A_H = 3.847\text{cm}^2$

Soit : $5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{par nappe}$; avec $S_H = 20 \text{ cm}$.

▪ **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

▪ **Vérification des espacements**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$S_t = 10\text{cm}$ et 15cm et 20 cm **Condition vérifiée.**

$S_h = 20\text{cm}$ **Condition vérifiée.**

▪ **Vérification à l'ELS**

Pour cet état, il considère :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{37.721 \times 10^3}{0,34 \times 10^6 + 15 \times 22.15 \times 10^2} = 0,101 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0,101 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

▪ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

▪ **D'après le RPA99 modifié 2003 (Art 7.7.2 /RPA)**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$$V = 1.4V_{Ucalcul}$$

$$\tau_b = \frac{1.4V_U}{b_0 \times 0.9h} = \frac{1.4 \times 450.945 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1700} = 2.063$$

$\tau_b = 2.063 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Avec :

b₀ : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

▪ **D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).**

Il faut vérifier que :

$$\tau_b < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{450.945 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1700} = 1.47 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.47\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

Les résultats des autres voiles sont résumé dans les tableaux suivant :

Tableau VI-3-1: Calcul des voiles (VL1 ; VL4)

Zone		I	II	III	
L [m]		1,70	1,70	1,70	
B [m ²]		0,295	0,300	0,305	
Sollicitation de calcul	T [KN]	450,945	247,228	218,067	
	N _{ser} [KN]	37,72	25,18	10,80	
	V _u [KN]	631,323	346,119	305,294	
	σ _{max} [KN/m ²]	4360	1000	990	
	σ _{min} [KN/m ²]	-6500	-2090	-1730	
	σ _s (kN/m ²)	400	400	400	
	L _c [m]	0,59	0,49	0,56	
	L _t [m]	0,88	1,01	0,97	
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]	0,39	0,32	0,37	
	d1 = d _{adopté} [m]	0,39	0,32	0,37	
	d2 = L _t -d _{adopté} [m]	0,49	0,69	0,60	
	σ1 [KN/m ²]	3593,333	1423,333	1070,000	
	N1 [KN]	398,47	113,70	103,61	
	N2 [KN]	175,37	98,34	64,19	
	armatures verticales	AV calculer (cm ²)	Bande 1	9,96	2,84
Bande 2			4,38	2,46	1,60
A _{vj} (cm ²)		17,36	9,52	8,40	
AV+(Avj/4) (cm ²)		Bande 1	14,30	5,22	4,69
		Bande 2	8,72	4,84	3,70
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		3,9	3,2	3,7
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm ²)	Bande 1	2x5 HA 14	2x5 HA 10	2x5 HA 10
			15,39	7,85	7,85
	Bande 2	2x3 HA 14	2x3 HA 12	2x3 HA 10	
		9,23	6,78	4,71	
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30
Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	
	Bande 2	20	20	20	
Armatures horizontales	AH (cm ²)		4,43	4,50	4,58
	choix de la section/ml		5 HA 12	5 HA 12	5 HA 12
			5,65	5,65	5,65
Espacement st(cm)		20	20	20	
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification	τ _b (MPa)	5(MPa)	2,378	1,282	1,112
	τ _u (MPa)	3.26(MPa)	1,698	0,916	0,794
	σ _b (MPa)	15(MPa)	0,12	0,08	0,03

Tableau VI-3-2: Calcul des voiles (VL2 ; VL3)

Zone		I	II	III	
L [m]		1,20	1,20	1,20	
B [m ²]		0,195	0,200	0,205	
T [KN]		408,554	251,975	255,620	
N _{ser} [KN]		58,83	71,44	13,87	
Vu [KN]		571,976	352,765	357,868	
σ _{max} [KN/m ²]		2420	1850	850	
σ _{min} [KN/m ²]		-4040	-3510	-1880	
σ _s (kN/m ²)		400	400	400	
Lc [m]		0,37	0,35	0,32	
Lt [m]		0,61	0,65	0,71	
d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0,24	0,23	0,21	
d1 = d _{adopté} [m]		0,24	0,23	0,21	
d2 = Lt -d _{adopté} [m]		0,37	0,42	0,49	
σ1 [KN/m ²]		2426,667	2276,667	1313,333	
N1 [KN]		157,46	133,15	67,94	
N2 [KN]		88,88	96,70	64,76	
armatures verticales	AV calculer (cm ²)	Bande 1	3,94	3,33	1,70
		Bande 2	2,22	2,42	1,62
	Avj (cm ²)		15,73	9,70	9,84
	AV+(Avj/4) (cm ²)	Bande 1	7,87	5,75	4,16
Bande 2		6,15	4,84	4,08	
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		2,4	2,3	2,1
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm ²)	Bande 1	2x2 HA 16	2x2 HA 14	2x2 HA 12
			8,04	6,15	4,52
		Bande 2	2x5 HA 12	2x5 HA 12	2x5 HA 10
			6,78	6,78	4,71
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30
Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	
	Bande 2	20	20	20	
Armatures horizontales	AH (cm ²)		4,93	3,00	3,08
	choix de la section/ml		5 HA 12	5 HA 12	5 HA 10
			5,65	5,65	3,93
Espacement st(cm)		20	20	20	
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification	τ _b (MPa)	5(MPa)	3,259	1,960	1,940
	τ _u (MPa)	3.26(MPa)	2,328	1,400	1,385
	σ _b (MPa)	15(MPa)	0,28	0,34	0,07

Tableau VI-3-3 : Calcul des voiles (VLA)

Zone		I	II	III							
L[m]		2,00	2,00	2,00							
B [m ²]		0,400	0,400	0,400							
Sollicitation de calcul	T [KN]	839,005	547,392	320,002							
	N _{ser} [KN]	75,21	36,75	8,45							
	V _u [KN]	1174,607	766,349	448,003							
	σ _{max} [KN/m ²]	1000	990	850							
	σ _{min} [KN/m ²]	-2090	-1730	-1250							
	σ _s (kN/m ²)	400	400	400							
	L _c [m]	0,65	0,73	0,81							
	L _t [m]	1,35	1,27	1,19							
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]	0,43	0,49	0,54							
	d1 = d _{adopté} [m]	0,43	0,49	0,54							
	d2 = L _t -d _{adopté} [m]	0,92	0,79	0,65							
	σ1 [KN/m ²]	1423,333	1070,000	683,333							
	N1 [KN]	151,60	135,88	104,34							
	N2 [KN]	131,12	84,18	44,47							
	armatures verticales	AV calculé (cm ²)	Bande 1	3,79	3,40	2,61					
Bande 2			3,28	2,10	1,11						
A _{vj} (cm ²)		32,30	21,07	12,32							
AV+(A _{vj} /4) (cm ²)		Bande 1	11,87	8,67	5,69						
	Bande 2	11,35	7,37	4,19							
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		4,3	4,9	5,4						
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	Choix de A _v (cm ²)	Bande 1	2x3	HA	16	2x3	HA	14	2x3	HA	12
			12,06			9,23			6,78		
	Bande 2	2x9	HA	14	2x9	HA	12	2x9	HA	10	
		12,31			9,04			6,28			
	ST<=min(1,5e;30cm)		30			30			30		
Espacement (cm)	Bande 1	10			10			10			
	Bande 2	15			15			15			
Armatures horizontales	AH (cm ²)		5,25			4,25			3,45		
	choix de la section/ml	5	HA	12	5	HA	12	5	HA	10	
		5,65			5,65			3,93			
Espacement st(cm)		20			20			20			
Armatures transversales	A _t adoptées		4 épingles HA8 /m ²								
Vérification	τ _b (MPa)	5(MPa)	3.263			2.129			1.244		
	τ _u (MPa)	3.26(MPa)	2.331			1.521			0.889		
	σ _b (MPa)	15(MPa)	0.18			0.09			0.02		

Tableau VI-3-4 : Calcul des voiles (VT1 ;VT2 ;VT3 ;VT4)

		Zone	I	II	III
		L [m]	1,70	1,70	1,70
		B [m ²]	0,305	0,270	0,280
		T [KN]	415,769	213,289	147,340
		N _{ser} [KN]	56,50	53,61	28,06
		V _u [KN]	582,077	298,605	206,276
		σ _{max} [KN/m ²]	2850	1780	1580
		σ _{min} [KN/m ²]	-5900	-3210	-3560
		σ _s (kN/m ²)	400	400	400
		L _c [m]	0,50	0,48	0,47
		L _t [m]	1,03	0,87	0,93
		d<=min(he/2;2Lc/3) [m]	0,45	0,32	0,31
		d1 = d adopté [m]	0,45	0,32	0,31
		d2 = L _t - d adopté [m]	0,58	0,55	0,62
		σ1 [KN/m ²]	4000,000	2023,333	2373,333
		N1 [KN]	327,83	168,01	184,59
		N2 [KN]	278,86	110,76	147,67
armatures verticales	AV calculer (cm ²)	Bande 1	8,20	4,20	4,61
		Bande 2	6,97	2,77	3,69
	A _{vj} (cm ²)		16,01	8,21	5,67
	AV+(A _{vj} /4) (cm ²)	Bande 1	10,20	6,25	6,03
		Bande 2	9,97	4,82	5,11
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		3,3	3,2	3,1
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	Choix de A _v (cm ²)	Bande 1	2x3 HA 14	2x3 HA 12	6 HA 12
			12,31		6,78
		Bande 2	2x5 HA 12	2x5 HA 10	10 HA 10
			11,30		7,85
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
Bande 2		20	20	20	
Armatures horizontales	AH (cm ²)		4,58	4,05	4,20
	choix de la section/ml		5 HA 12	5 HA 12	5 HA 12
	Espacement st(cm)		5,65	5,65	5,65
Armatures transversales	At adoptées		20	20	20
			4 épingles HA8 /m ²		
Véfication	τ _b (MPa)	5(MPa)	2,120	1,229	0,819
	τ _u (MPa)	3.26(MPa)	1,515	0,878	0,585
	σ _b (MPa)	15(MPa)	0,17	0,19	0,10

Tableau VI-3-5 : Calcul des voiles (VTA2)

Zone		I	II	III							
L' [m]		1,75	1,75	1,75							
B [m ²]		0,305	0,310	0,315							
Solicitation de calcul	T [KN]	428,382	281,953	219,827							
	N _{ser} [KN]	37,72	25,18	10,80							
	Vu [KN]	599,735	394,734	307,758							
	σ _{max} [KN/m ²]	1840	1700	1680							
	σ _{min} [KN/m ²]	-3500	-3200	-2460							
	σ _s (kN/m ²)	400	400	400							
	L _c [m]	0,53	0,54	0,66							
	L _t [m]	1,00	1,01	0,91							
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]	0,35	0,36	0,44							
	d1 = d _{adopté} [m]	0,35	0,36	0,44							
	d2 = L _t - d _{adopté} [m]	0,65	0,65	0,47							
	σ1 [KN/m ²]	2273,333	2066,667	1273,333							
	N1 [KN]	202,25	188,81	164,57							
	N2 [KN]	147,59	135,11	60,23							
	armatures verticales	AV calculer (cm ²)	Bande 1	5,06	4,72	4,11					
Bande 2			3,69	3,38	1,51						
A _{vj} (cm ²)		16,49	10,86	8,46							
AV+(A _{vj} /4) (cm ²)		Bande 1	9,18	7,43	6,23						
	Bande 2	8,81	6,09	5,62							
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)	3,5	3,6	4,4							
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	Choix de A _v (cm ²)	Bande 1	2x3	HA	14	2x3	HA	14	6	HA	12
			9,23	9,23	6,78						
		Bande 2	2x8	HA	12	2x8	HA	10	10	HA	10
	11,31	7,85	7,85								
	ST<=min(1,5e;30cm)	30	30	30							
Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10							
	Bande 2	15	15	15							
Armatures horizontales	AH (cm ²)	4,58	4,65	4,73							
	choix de la section/ml	5	HA	12	5	HA	12	5	HA	12	
		5,65	5,65	5,65							
Espacement st(cm)	20	20	20								
Armatures transversales	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²									
Vérification	τ _b (MPa)	5(MPa)	2.185	1.415	1.086						
	τ _u (MPa)	3.26(MPa)	1.561	1.011	0.775						
	σ _b (MPa)	15(MPa)	0.12	0.08	0.03						

Tableau VI-3-6 : Calcul des voiles (VTA1)

Zone		I	II	III		
L [m]		1,75	1,75	1,75		
B [m ²]		0,350	0,350	0,350		
Sollicitation de calcul	T [KN]	599,735	394,734	307,758		
	N _{ser} [KN]	37,72	25,18	10,80		
	V _u [KN]	839,629	552,628	430,861		
	σ _{max} [KN/m ²]	1840	1700	1780		
	σ _{min} [KN/m ²]	-3500	-3200	-2460		
	σ _s (kN/m ²)	400	400	400		
	L _c [m]	0,60	0,61	0,73		
	L _t [m]	1,15	1,14	1,02		
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]	0,40	0,40	0,49		
	d1 = d _{adopté} [m]	0,40	0,40	0,49		
	d2 = L _t - d _{adopté} [m]	0,75	0,74	0,53		
	σ1 [KN/m ²]	2273,333	2066,667	1273,333		
	N1 [KN]	232,09	213,17	182,85		
	N2 [KN]	169,36	152,54	66,92		
	armatures verticales	AV calculer (cm ²)	Bande 1 5,80	Bande 2 4,23	5,33 3,81	4,57 1,67
		A _{vj} (cm ²)	23,09		15,20	11,85
AV+(Avj/4) (cm ²)		Bande 1 11,57	Bande 2 10,01	9,13 7,61	7,53 5,64	
A _{min} /bande (cm ²)		4,0		4,0	4,9	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm ²)	Bande 1	2x3 HA 16	2x3 HA 14	6 HA 14	
		Bande 2	2x8 HA 12	2x8 HA 10	10 HA 10	
			12,06	9,23	9,23	
			11,31	7,85	7,85	
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30	
Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10		
	Bande 2	15	15	15		
Armatures horizontales	AH (cm ²)	5,25		5,25	5,25	
	choix de la section/ml	5 HA 12	5 HA 12	5 HA 12		
			5,65	5,65	5,65	
Espacement st(cm)		20		20	20	
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérifications	τ _b (MPa)	5(MPa)	2,665	1,754	1,368	
	τ _u (MPa)	3.26(MPa)	1,904	1,253	0,977	
	σ _b (MPa)	15(MPa)	0,10	0,07	0,03	

VII-1 Introduction

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure.

En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol) ;
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix du type de fondation dépend en générale de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire ;
- Les caractéristiques du sol support ;
- La nature et l'homogénéité du béton sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La charge totale transmise au sol ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation ;
- Le type de la structure.

VII-2 : Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les paramètres suivants :

- La résistance du sol ;
- Le tassement du sol ;
- Le mode constructif de la structure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité) ;
- Facilité d'exécution (coffrage) ;
- Economie.

Pour le cas de notre structure, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site a donné une contrainte de 3 bars.

La structure qu'ont vérifiée se repose sur des semelles filantes.

VII-3 : Vérification du type de fondation**1) Semelles filantes**

- **Semelles filantes sous voiles**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \longrightarrow \frac{G+Q}{BXL} \leq \sigma_{sol} \longrightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol}XL}$$

Avec : B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol. ($\sigma_{sol} = 0.3 \text{MPa}$).

Les résultats du calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

▪ **Sens longitudinal**

Voiles	N _s (KN)	L (m)	B (m)	B _{adapte} (m)	S = B*L (m ²)
VL1	614.783	1.70	1.20	1.30	2.21
VL2	737.419	1.20	2.04	2.1	2.52
VL3	409.394	1.75	0.78	1.00	1.75
VL4	696.734	1.20	1.93	2.00	2.4
VLA	589.116	1.70	1.15	1.20	2.04
					10.92

Tableau VII.1 : surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux

▪ **Sens transversal**

Voiles	N _s (KN)	L (m)	B (m)	B _{adapte} (m)	S = B*L (m ²)
VT1 (2V)	614.783	1.70	1.20	1.30	2.21
VT2	424.007	2	0.71	1.00	2
VT3	727.850	2	1.21	1.30	2.6
VT4(2V)	589.116	1.70	1.15	1.20	2.04
					13.1

Tableau VII.2 : surface de la semelle filante sous voiles transversaux

$$S_v = \sum S_i = 10.92 + 13.1 = 24.02 \text{ m}^2.$$

Semelles filantes sous poteaux

▪ **Hypothèse de calcul**

Une semelles est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

▪ **Etapas de calcul**

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i.$
- Détermination de coordonnées de la résultante R : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}.$
- Détermination de la distribution par (ml) des sollicitations la semelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} e > \frac{l}{6} \longrightarrow \text{Répartition triangulaire.} \\ e \leq \frac{l}{6} \longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \end{array} \right.$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right).$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right).$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right).$$

- Détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$.
- Calcul de l'effort tranchant le long de la semelle.
- Calcul du moment fléchissant le long de la semelle.
- Calcul de la semelle comme une poutre continue devant résister aux efforts tranchants et moments fléchissant.
- Calcul de la semelle dans le sens transversal.

Exemple de calcul

poteau	Ns	N totale (KN)	Moments (KN.m)	ei (m)	Ni ei (KN.m)
p1	888.135	2570.97	-10.06	-4.70	-4879.23
p2	627.420		4.06	0	0
p3	782.372		8.66	4.70	3677.15
somme			2.66	0	-1202.82

- **Détermination de la charge totale transmise par les poteaux :**
 $\sum N_s = 2570.97 \text{KN}.$
- **Coordonnées de la résultante des forces par rapport au CDG de la semelle :**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \left| \frac{-1202.02 + (2.66)}{2570.97} \right| = -0.46[m]$$

Donc l'excentricité $e = -0.46[m]$

- **Distribution de la réaction par mètre linéaire**

$$e = 0.46 < \frac{L}{6} = \frac{10.85}{6} = 1.81\text{m} \longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{max} = \frac{2570.97}{10.85} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.46}{10.85}\right) = 297.23 \text{KN/ml.}$$

$$q_{min} = \frac{2570.97}{10.85} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.46}{10.85}\right) = 176.68 \text{KN/ml.}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{2570.97}{10.85} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.46}{10.85}\right) = 267.09 \text{KN/ml.}$$

- **Détermination de la longueur de la semelle**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{267.09}{300} = 0.89\text{m} \implies B = 1.1\text{m.}$$

$$S = B \times L = 1.1 \times 10.85 = 11.95\text{m}^2.$$

Ainsi, on aura une surface totale de la semelle filante de :

$$S_t = n \times S_s + S_p.$$

Avec :

n : Nombre de portiques dans le sens transversal.

$$S_t = 3 \times 11.95 + 24.02 = 83.89 \text{ m}^2.$$

Remarque

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$S_b = 190.96 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{batimet}}} = \frac{83.89}{190.96} = 0.43$$

La surface totale des semelles représente 43% de la surface du bâtiment.

Conclusion

Les semelles ne présentent pas de grand largeur, pas de chevauchement entre elles, occupant ainsi une superficie inférieure à **50%** de la surface total du bâtiment, donc on optera pour des semelles filantes.

VII-4: Pré dimensionnement des semelles filantes

▪ Hauteur de la semelle

$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm.}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

h_s : Hauteur de la semelle.

b : Largeur du poteau dans le sens x.

$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5 = \frac{110-45}{4} + 5 = 21.25 \text{ cm.}$$

On prend une hauteur $h_s = 40 \text{ cm}$.

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

$$L = 10.85 \text{ m} \quad B = 1.1 \text{ m} \quad h_s = 0.40 \text{ m.} \quad c=c'=0.05$$

VII-5 : Vérification de la contrainte réelle du sol

$$\sigma_{sr} = \frac{q \left(\frac{L}{4}\right)}{B} = \frac{267.09}{1100} = 0.24 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sr} = 0.24 \text{ Mpa} \leq \sigma_{sol} = 0.3 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

VII-6 : Calcul de la poutre de rigidité

A)-Dimensionnement de poutre de rigidité

▪ La hauteur de la poutre de rigidité

Il faut que :

$$\text{La hauteur : } \frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$$

$$\text{La largeur : } \frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p$$

Avec : L : c'est la plus grande portée dans le sens étudié.

$$L= 4.7m \quad \frac{470}{9} \leq h_p \leq \frac{470}{6} \Rightarrow 52.22 \leq h_p \leq 78.33.$$

On prend une hauteur $h_p= 90cm$.

$$h_p= 90cm \quad \frac{1}{3}90 \leq b_p \leq \frac{2}{3}90 \Rightarrow 30 \leq b_p \leq 60$$

On prend une largeur $b_p=50cm$ (pour des raisons pratique, par apport à la dimension du poteau).

$$D_p = h_p - c = 90 - 5 = 85 \text{ cm.}$$

B)-Ferrailage de la poutre de rigidité

Le schéma statique de la poutre de rigidité est équivalent à une poutre continue sur plusieurs appuis.

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé (*méthode forfaitaire, méthodes de Caquot ou méthodes des trois moments*).

c)-Calcul de la charge uniforme

poteau	N _u (KN)	N totale (KN)	Moments (KN.m)	e _i (m)	N _i e _i (KN.m)
p1	1331.06	3136.71	-14.07	-4.70	-6728.98
p2	1031.76		5.62	0	0
p3	640.89		12.04	4.70	5047.28
Somme			3.59	0	-1681.70

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \left| \frac{-1681.70 + (3.59)}{3536.71} \right| = -0.47[m]$$

$$q\left(\frac{l}{4}\right) = \frac{336.71}{10.85} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.47}{10.85}\right) = 303.81 \text{ KN/ml.}$$

Remarque : Dans notre cas on applique la méthode forfaitaire.

Application de la méthode forfaitaire

D)- Calcul du moment isostatique

$$M_0^1 = M_0^2 = \frac{ql^2}{8} = \frac{303.81 \times 4.70^2}{8} = 838.89 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$0.3M_0^1 = 165.66 \text{ KN.m}$$

$$0.6M_0^2 = 395.77 \text{ KN.m}$$

$$0.3M_0^1 = 165.66 \text{ KN.m}$$

Aux travées :

$$M_{tAB} = M_{tBC} = 0.85 \times 838.89 = 536.01 \text{ KN.m}$$

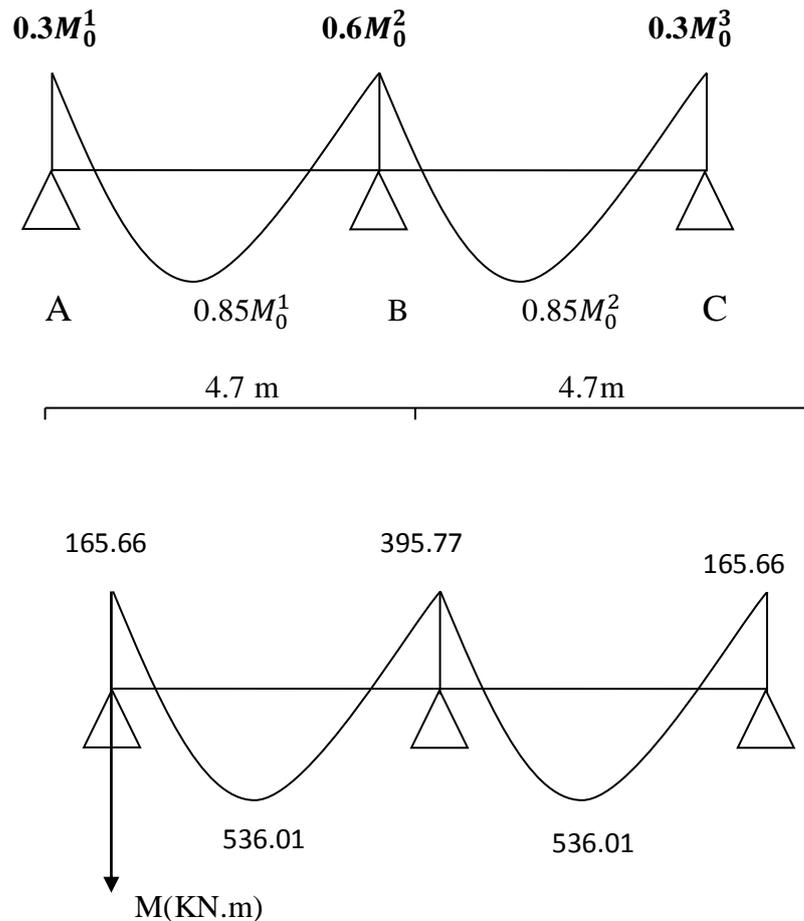


Figure VII-1 : diagramme des moments à l'ELU

▪ Calcul des armatures

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} < 0.392 ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\text{Et } A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.13 \text{ cm}^2. \quad \beta \rightarrow \text{Tiré à partir du tableau. } b=50\text{cm} ; d=85\text{cm}$$

Tableau VII.3 : Ferrailage de la poutre de rigidité aux appuis

Appuis	M_u (KN.m)	μ_u	μ_l	Obs	β	A_s (Cm^2)	A_{\min} (Cm^2)	$A_{\text{adopté}}$ (Cm^2)	Choix des barres
A	165.66	0.059	0.392	SSA	0.969	7.30	5.13	8.04	4HA16(fil)
B	395.77	0.118	0.392	SSA	0.937	18.89	5.13	20.60	4HA16(fil)+4HA20(chap)
C	165.66	0.059	0.392	SSA	0.969	7.30	5.13	8.04	4HA16(fil)

Tableau VII.4 : Ferrailage de la poutre de rigidité aux travées

Travée	M_u (KN.m)	μ_u	μ_l	Obs	β	A_s (Cm ²)	A_{min} (Cm ²)	$A_{adopté}$ (Cm ²)	Choix des barres
A-B	536.01	0.168	0.392	SSA	0.907	24.75	5.13	25.12	4HA20(fil)+4HA20(chap)
B-C	536.01	0.168	0.392	SSA	0.907	32.21	5.13	25.12	4HA20(fil)+4HA20(chap)

On remarque que la condition de non fragilité est vérifiée :

$$A_a \geq A_{min}$$

$$A_t \geq A_{min}$$

▪ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} = \min \{ 2,5 ; 4\text{MPa} \} = 2,5\text{MPa}$$

$$V_u = \frac{ql}{2} = \frac{303.81 \times 4.70}{2} = 713.95\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{713.95 \times 10^3}{500 \times 850} = 1.68 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ **Armatures transversales**

$$\Phi = \min \left\{ \frac{h_p}{35} ; \frac{b_p}{10} ; \Phi_{lmin} \right\} = \min \{ 2,57 ; 5 ; 1.2 \}$$

Soit $A_t = 2$ cadres T8 . $A_t = 2.01\text{cm}^2$

▪ **En zone nodale**

$$\text{On a : } S \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) \Rightarrow S \leq \min \left(\frac{90}{4} ; 12 \times 1,2 \right)$$

$$S \leq \min(22.5 ; 16.4)$$

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

▪ **En zone courante**

$$St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow St \leq \frac{90}{2} \Rightarrow St \leq 45\text{cm}$$

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

▪ **Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est $l_s = 40\phi$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux doit être effectué avec des crochets de 90degré.

▪ **Vérification à l'ELS**

poteau	N_s (KN)	N totale (KN)	Moments (KN.m)	e_i (m)	$N_i e_i$ (KN.m)
p1	888.135	2470.97	-10.06	-4.70	-4879.23
p2	627.420		4.06	0	0
p3	782.372		8.66	4.70	3677.15
Somme			2.66	0	-1202.82

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \left| \frac{-1202.02 + (2.66)}{2570.97} \right| = -0.46[m]$$

$$q_{\left(\frac{l}{4}\right)} = \frac{2570.97}{10.85} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.46}{10.85}\right) = 227.09 \text{ KN/ml.}$$

▪ **Calcul du moment isostatique**

$$M_0^1 = M_0^2 = \frac{q l^2}{8} = \frac{227.09 \times 4.70^2}{8} = 627.50 \text{ KN.m}$$

▪ **Aux appuis**

$$0.3M_0^1 = 120.12 \text{ KN.m}$$

$$0.6M_0^2 = 268.50 \text{ KN.m}$$

$$0.3M_0^1 = 120.12 \text{ KN.m}$$

▪ **Aux travées**

$$M_{tAB} = M_{tBC} = 0.85 \times 737.50 = 395.23 \text{ KN.m}$$

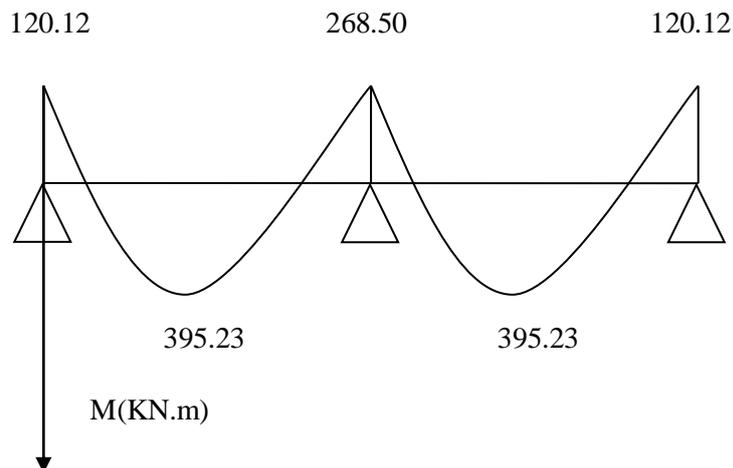


Figure VII-2 : diagramme des moments à l'ELS

Elle s'effectue comme suit :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \leq 0.6 f_{c28} = \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \leq \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

Avec :

σ_{st} : contrainte de l'acier

A_s : armature adoptée à L'ELU

On calcul

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \text{ et } \longrightarrow K = \frac{1}{K_1}$$

Tableau VII-5: Vérification des contraintes aux appuis à l'ELS

Appuis	M_u (KN.m)	ρ_1	K	A_{st}	β	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Observation
A	120.12	0.251	0.021	10.67	0.920	265.16	5.57	15	C.V
B	268.50	0.579	0.034	24.62	0.887	238.38	8.10	15	C.V
C	120.12	0.251	0.021	10.67	0.920	265.16	5.57	15	C.V

Tableau VII-6: Vérification des contraintes aux travées à l'ELS

Travée	M_u (KN.m)	ρ_1	K	A_{st}	β	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Observation
A-B	395.23	0.863	0.044	36.68	0.868	232.38	10.22	15	C.V
B-C	395.23	0.863	0.044	36.68	0.868	232.38	10.22	15	C.V

▪ **Ferraillage de la semelle dans le sens B**

Dans le sens B le calcul des armatures se fait par la méthode des bielles :

$$M_E = \left(\frac{Nu}{B \cdot 100} \right) \frac{(B-b)}{2} 100 \times \frac{(B-b)}{4}$$

$$M_E = \frac{Nu(B-b)^2}{8 \times B} = \frac{3259.71(1.1-0.5)^2}{8 \times 1.1} = 133.35 \text{ KN.m}$$

$$A_B = \frac{133.35 \times 10^6}{0.9 \times 850 \times 348} = 500.90 \text{ mm}^2 = 5 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA14 = 6.15 cm².

▪ **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_u}{4} \times B = \frac{6.15}{4} \times 1.1 = 1.69 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA8 = 2.01 cm²

VII-7 longrine

Les longrines sont des poutres renversées servent à chainer les semelles dans les deux sens ,à rigidifier et à empêcher leurs déplacement .

Elles seront calculées pour résister à la traction sous l'effet d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

N : valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

La catégorie du site est : S₃ ⇒ α = 12 (article 10.1.b RPA 2003)

A)-Dimensionnement des longrines

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines, toujours selon le RPA, (25×30) cm² pour les sites S₂ et S₃.

Dans notre cas on prend : (30×40) cm²

B)-Ferrailage des longrines

$$F = \frac{1093.479}{12} = 91.123 \text{KN}$$

$$A_s = \frac{91.123 \times 10^3}{348 \times 100} = 2.61 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.6\%bh = 0.006 \times 35 \times 30 = 6.30 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit } 6\text{HA}12 \Rightarrow A_s = 6.78 \text{cm}^2.$$

- **Armatures transversales**

$$\Phi = \min \{h/35 ; \Phi_1 ; b/10\}$$

On prend $\Phi = 8 \text{mm}$

$$\text{Soit un cadre T8} \Rightarrow A_t = 1.01 \text{cm}^2$$

L'espacement des cadres doit être : $e \leq \min \{20 \text{cm} ; 15 \times 0.8\}$; soit $e = 10 \text{cm}$

IX-8 : Vérification de la stabilité au renversement (article 10.1.5 /RPA99 version 2003)

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ($e = M/N \leq B/4$).

$$e = \frac{M}{N} = \frac{582.32}{3963.7} = 0.15 \text{ m} \leq 1.10/4 = 0.28 \text{m (Condition vérifiée)}.$$

VII) Introduction

Les murs plaques ont pour but de maintenir le sol en place. Dans notre projet un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussés des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

VII.1) Pré dimensionnement du mur plaque

D'après le RPA 99/version 2003, le mur doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Les armatures doivent être disposées en deux nappes.
- Le pourcentage minimum doit être de (0,1 %) dans les deux sens c.-à-d. :
 $A_{min} = 0,1\% \cdot b \cdot e_p$

▪ **Dimensionnement**

D'après le RPA 99/version 2003 l'épaisseur doit être supérieur ou égale à 15 cm.

On a adopté: $e_p = 20$ cm, $h = 3.40$ cm.

h: la profondeur à laquelle on calcule la poussée.

VIII.2) Détermination des sollicitations

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_h : Contrainte horizontale.

σ_v : Contrainte verticale.

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v \text{ avec } K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos.

φ : Angle de frottement interne.

A) Données de calcul :

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 35^\circ$

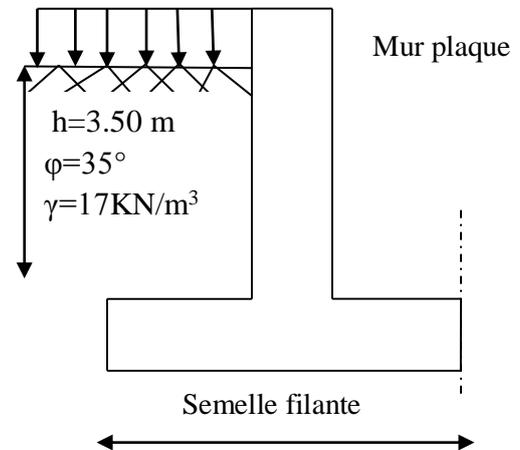


Figure VIII-1 : coupe du mur plaque

B) Calcul des sollicitations

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = 0,520$$

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_0(q + \gamma \cdot h) \text{ Avec } 0 < h < H$$

▪ **L'ELU :**

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_0(1.35\gamma h + 1.5q)$$

$$\sigma_h = 11,934h + 7,80$$

Pour : $h = 0$ \longrightarrow

$$\sigma_{h1} = 7,80 \text{ KN/m}^2$$

Pour : $h = 3,50 \text{ m}$ \longrightarrow

$$\sigma_{h2} = 49,569 \text{ KN/m}^2$$

▪ A l'ELS :

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_0 (\gamma h + q)$$

$$\sigma_h = 8,84h + 5,20$$

Pour : $h = 0$ \longrightarrow

$$\sigma_{h1} = 5,20 \text{KN/m}^2$$

Pour : $h = 3,50\text{m}$ \longrightarrow

$$\sigma_{h2} = 36,14 \text{KN/m}^2$$

C) Diagramme des contraintes :

ELU:

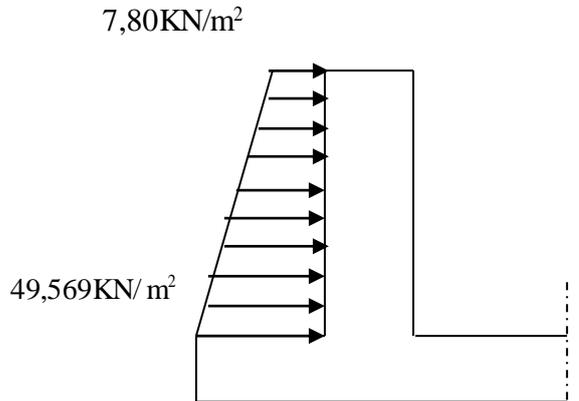


Fig VIII- 2: Diagramme des contraintes à l'ELU.

ELS:

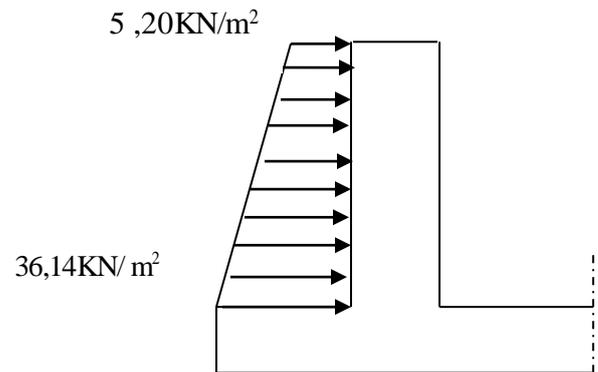


Fig VIII-3 : Diagramme des contraintes à l'ELS.

D) Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m

$$\text{ELU: } q_u = \frac{(3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \cdot 1\text{m}}{4} = 39,127 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = \frac{(3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \cdot 1\text{m}}{4} = 28,405 \text{ KN/ml}$$

VIII.3) Ferrailage du mur plaque

A) Méthode de calcul

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrees de 4 cotés au niveau des nervures, des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

B) Détermination des moments

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastres sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire encastree à ses deux extrémités dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée 0.85.
- Moment d'encastrement sur les grandes cotés :
0.3 (appuis de rive).
0.5 (autres appuis).

C) Identification des panneaux

$$L_x=3,50\text{m}$$

$$L_y= 3,50\text{m}$$

▪ **ELU**

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,50}{3,50} = 1 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \\ v=0 \\ \rho = 1,00 \end{array} \right. \quad \mu_x=0.0368 \quad \mu_y=1.00 \quad \Rightarrow \quad \text{le panneau travaille dans les deux sens.}$$

On aura donc :

$$M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0368 \times 49.569 \times 3.50^2 = 22.34 \text{KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 1 \times 22.34 = 22.34 \text{KN.m}$$

$$M_{ox} = M_{oy}$$

▪ **Correction des moments**

▪ **Sens X-X**

Aux appuis: $M_a = 0.5 \times 22.34 = 11.17 \text{ KN.m}$

En travée: $M_t = 0.85 \times 22.34 = 18.989 \text{KN.m}$

ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} v=0.2 \\ \rho = 1,00 \end{array} \right. \quad \mu_x=0.0442 \quad \mu_y=1.00$$

On aura donc :

$$M_{ox} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0442 \times 36.14 \times 3.50^2 = 19.57 \text{KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 1 \times 19.57 = 19.57 \text{KN.m}$$

▪ **Correction des moments**

▪ **Sens X-X**

Aux appuis : $M_a = 0.5 \times 19.57 = 9.785 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 \times 19.57 = 16.63 \text{KN.m}$

$$M_{ox} = M_{oy}$$

D) Calcul des armatures

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

$$A_{min} = 0.1\% . b . e_p = 0.1 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Tableau VIII-1: Ferrailage du mur plaque

Sens	Zone	Mu (KN.m)	μ_u	μ_l	Section	β	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	St (cm)
X-X	Appuis	11.17	0.024	0.392	SSA	0.988	2.11	2.17	4HA10= 3.12	25
	Travée	18.989	0.042	0.392	SSA	0.975	3.62	2.17	4HA12=4.52	25

E) Recommandations du RPA 99 modifié 2003

Le mur 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).

$$A \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par **4 épingles/m² de HA8**.

F) Vérification à l'ELS

a) Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} ; \sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s$$

Tableau VIII-2 : Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Zone	A _s (cm)	M _s (KN.m)	ρ ₁	β ₁	K	σ _s	σ _{bc}	σ̄ _b	Observation
X-X	Appuis	4HA10 = 3.12	9.785	0.174	0.932	0.017	199.84	3.397	15	Vérifiée
	Travée	4HA12 = 4.52	16.63	0.253	0.920	0.021	236.60	4.968	15	Vérifiée

b) Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_s}{20M_u} ; \frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{350} = 0.057 \geq \frac{M_s}{20M_u} = \frac{16.63}{20 \times 18.989} = 0.044 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{4.52}{100 \times 18} = 0.0025 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche

Conclusion

Le ferrailage du mur plaque est comme suit :

- **Sens x-x :**
 - **En travée : 4HA12** avec un espacement de **25 cm**.
 - **Aux appuis : 4HA10** avec un espacement de **25 cm**.
- **Sens y-y :**
 - **En travée : 4HA12** avec un espacement de **25 cm**.
 - **Aux appuis : 4HA10** avec un espacement de **25 cm**.

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation de master pour analyser et étudier une structure de bâtiment réel. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer.

Pour la réalisation d'une construction en zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction.

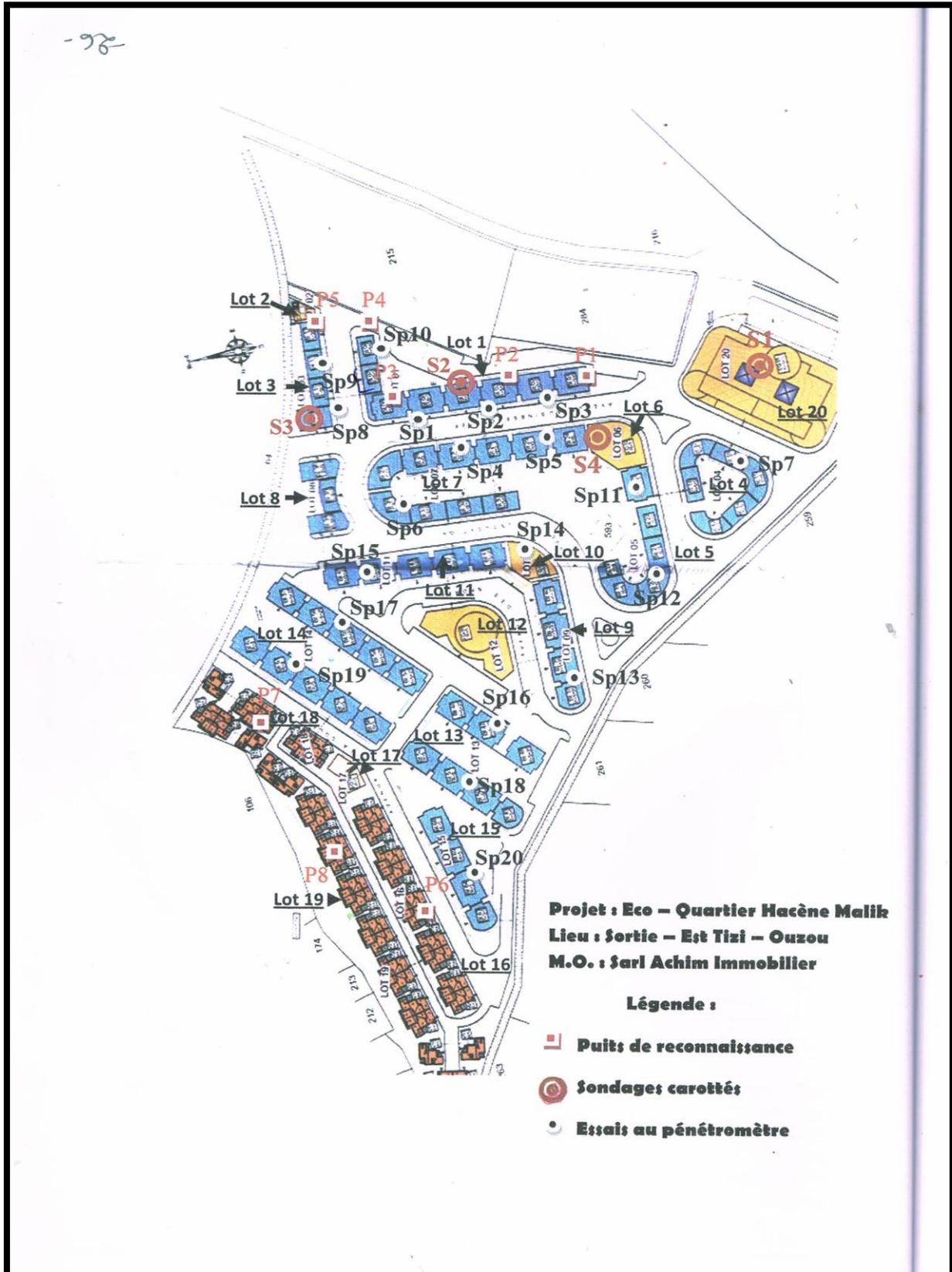
On recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement et ici l'ingénieur peut trouver l'un des obstacles du génie civil qui existe.

D'après l'étude qu'on a 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 réalisée sans surcoût important.

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

Annexe N°01 : PLAN DE MASSE



Annexe N°02 : RAPPORT DE SOL

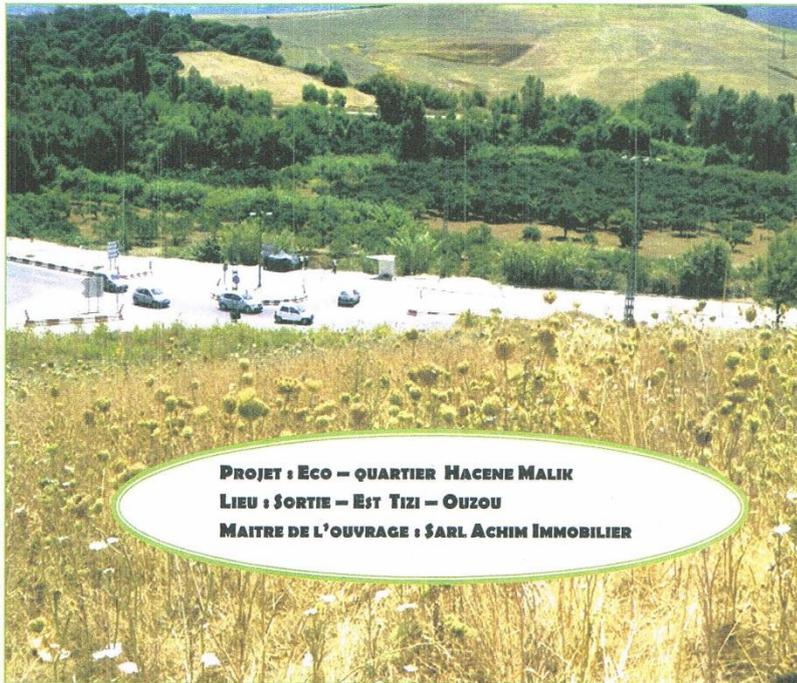
LABORATOIRE AGREE DE GEOTECHNIQUE ET DE CONTROLE

GEO SAT

Siège social : Cité Rabia Bt 8 Appt 211 B.E.Z. Alger

Antenne : Hai Tixeraine N° 22 Bis Tixeraine

Tel / Fax : 021 55 00 57

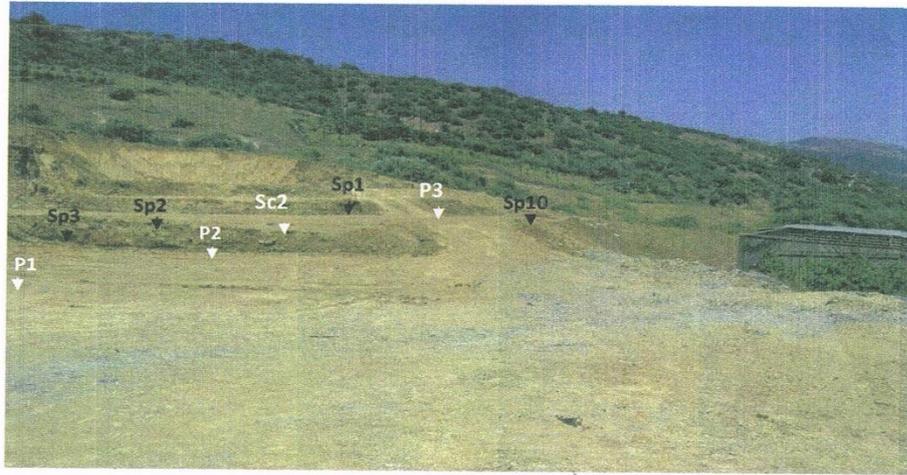


**PROJET : Eco – QUARTIER HACENE MALIK
LIEU : SORTIE – EST TIZI – OUZOU
MAITRE DE L'OUVRAGE : SARL ACHIM IMMOBILIER**

G
E
O
S
A
T

DOSSIER : 10 - 14 - 0018 * ETUDE GEOTECHNIQUE * RAPPORT FINAL * 15 - 09 - 2014

Annexe N°03 : TERRASSEMENT



LOT 01 : IMPLANTATION DES PUIXS DE RECONNAISSANCE AVANT TERRASSEMENT

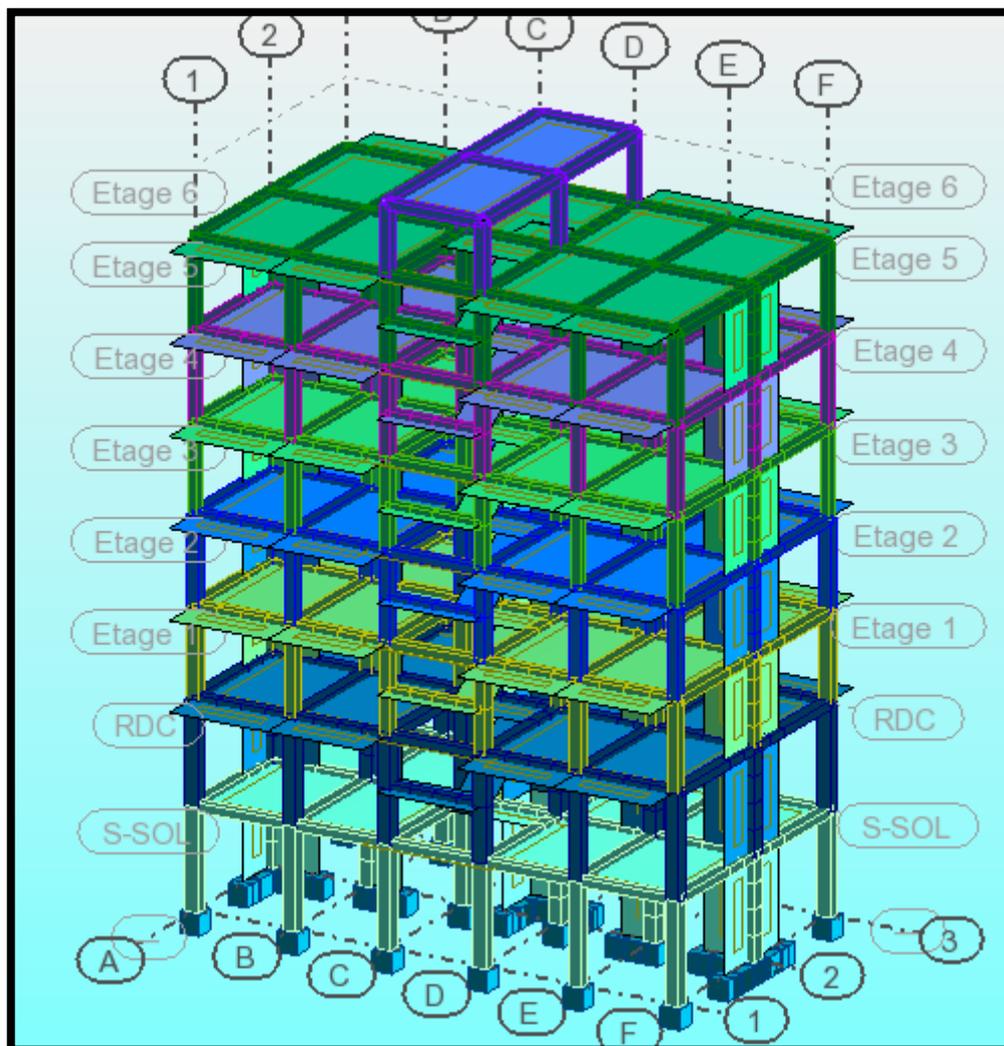


LOT 03 : IMPLANTATION DES PUIXS DE RECONNAISSANCE AVANT TERRASSEMENT

Annexe N°04 : FONDATION



Annexe N°05 :RDC+5 E+S-SOL



Bibliographie

Règlements

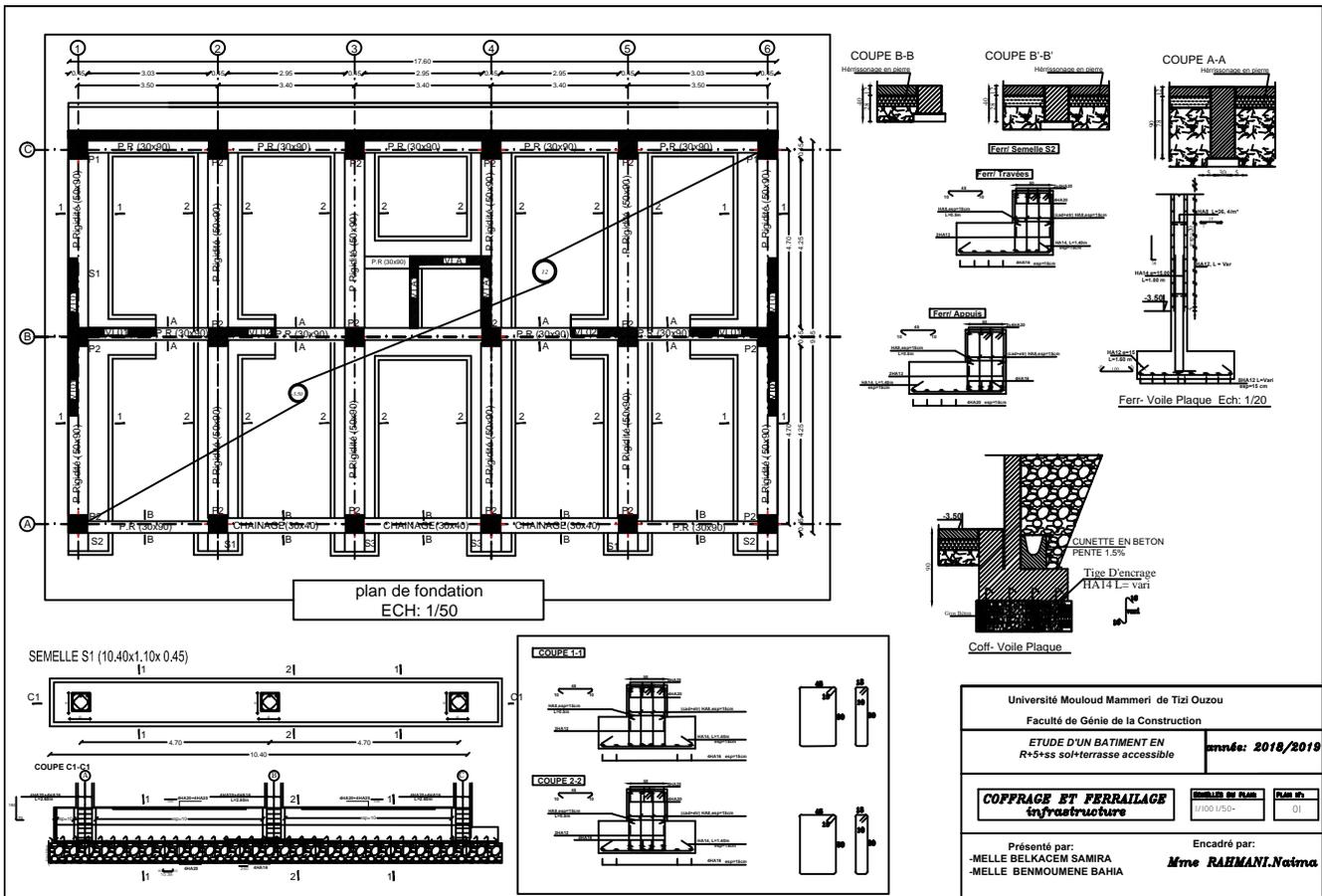
- Documents technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : charges permanentes et charges d'exploitation
- Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL91modifier 99.
- Règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

Logiciels

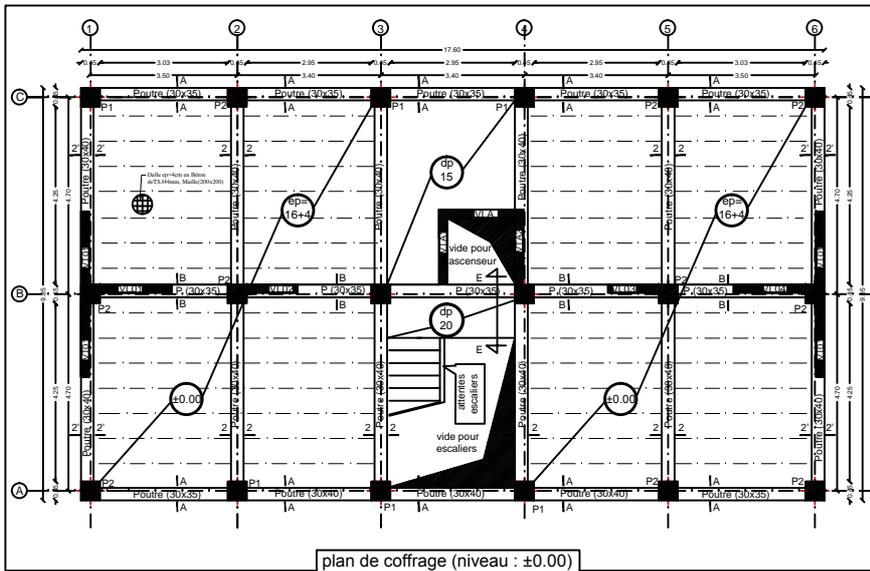
- AUTOCAD 2015.
- EXCEL 2013.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- Logiciel ROBOT 2010.
- WORD2013.

Ouvrages

- Béton armé BAEL91modifier 99, et DTU associer (JEAN-PIERRE MOUGIN).
- Cours et TD des années spécialité (RDM, BETON, DDS, MDS...).
- Documents technique réglementaire DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitation.
- Ouvrages en béton armé, technologie du bâtiment –œuvre (H RENAUD).

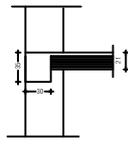


Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou Faculté de Génie de la Construction ETUDE D'UN BÂTIMENT EN R+5+ss sol+terrasse accessible		Année: 2018/2019
COFFRAGE ET FERRAILAGE Infrastructure	ÉCHELLE DE PLAN 1/100 à 1/50-	PLAN N° 01
Présenté par: -MELLE BELKACEM SAMIRA -MELLE BENMOUMENE BAHIA	Encadré par: Mme RAHMANI.Natma	

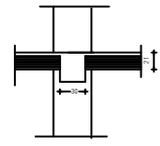


plan de coffrage (niveau : ±0.00)
ECH: 1/50

COUPE A-A



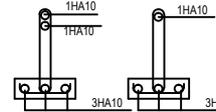
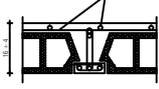
COUPE B-B



DETAIL POUTRELE -CORPS CREUX

COUPE Ech = 1/10

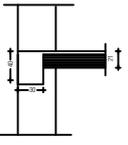
TREILLIS SOUDES 04 MAILLE 200/200



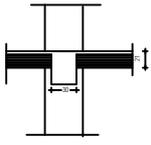
EN APPUIS

EN TRAVÉE

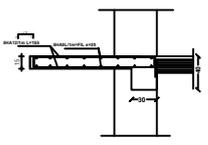
COUPE 2-2



COUPE 2-2'

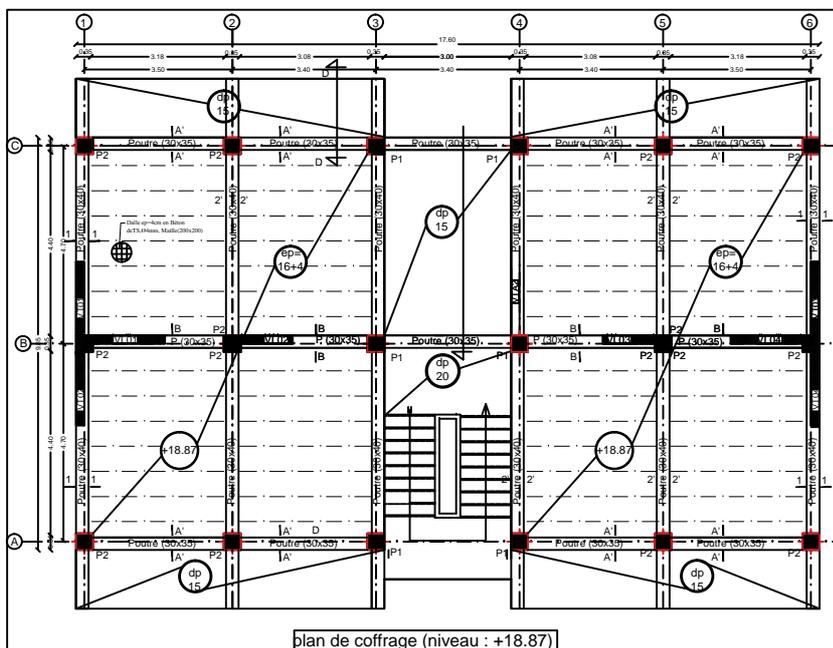


COUPE E-E

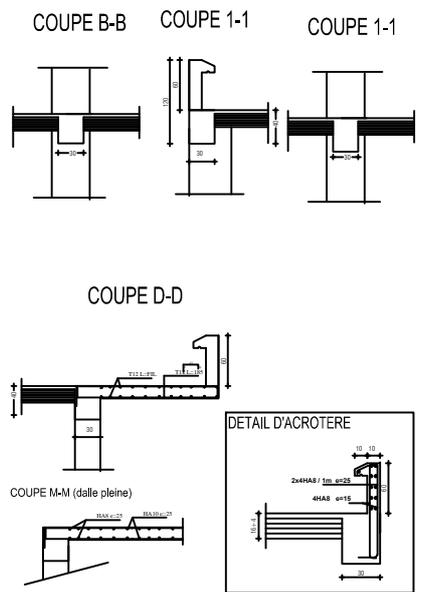


zone I:
Niveaux : sous sol et RDC
Poteaux : (45X45)
Poutres : secondaires(30X35),
principales (30X40)

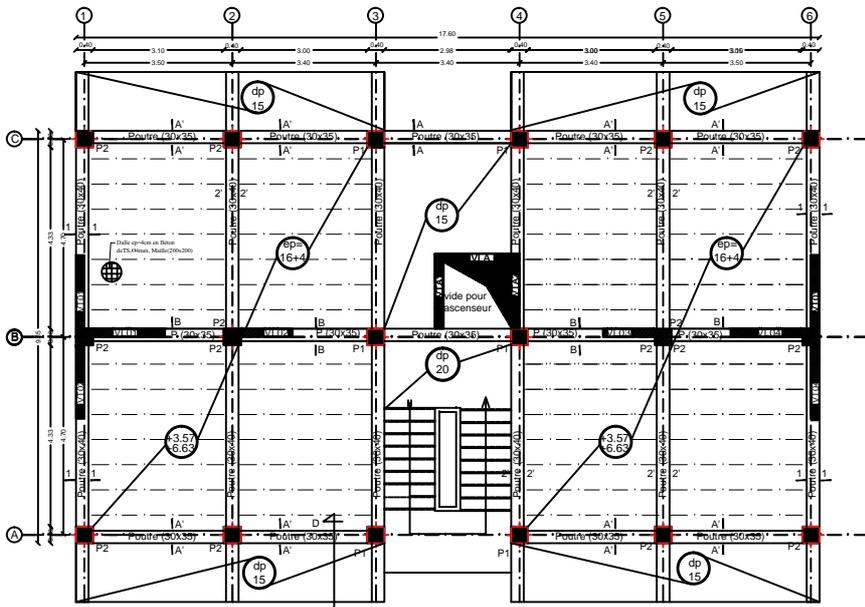
Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou		
Faculté de Génie de la Construction		
ETUDE D'UN BATIMENT EN R+5+ss sol+terrasse accessible		année: 2018/2019
COFFRAGE ET FERRAILAGE zone I	ECHELLE DU PLAN 1/500 1/50-	PLAN N° 02
Présenté par: -MELLE BELKACEM SAMIRA -MELLE BENMOUMENE BAHIA		Encadré par: Mme RAHMANI.Naïma



plan de coffrage (niveau : +18.87)
ECH: 1/50

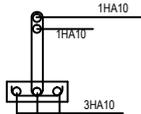
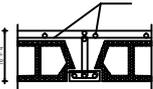


Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou	
Faculté de Génie de la Construction	
ETUDE D'UN BATIMENT EN R+5+ss sol+terrasse accessible	année: 2018/2019
COFFRAGE ET FERRAILAGE plancher terrasse	SCHEMATA DU PLAN 1/100 1/50- PLAN N°: 05
Présenté par: -MELLE BELKACEM SAMIRA -MELLE BENMOUMENE BAHIA	Encadré par: Mme RAHMANI.Naïma

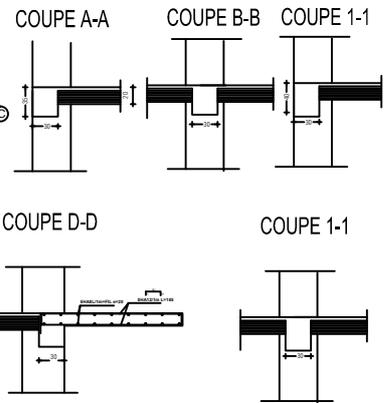


DETAIL POUTRELE -CORPS CREUX

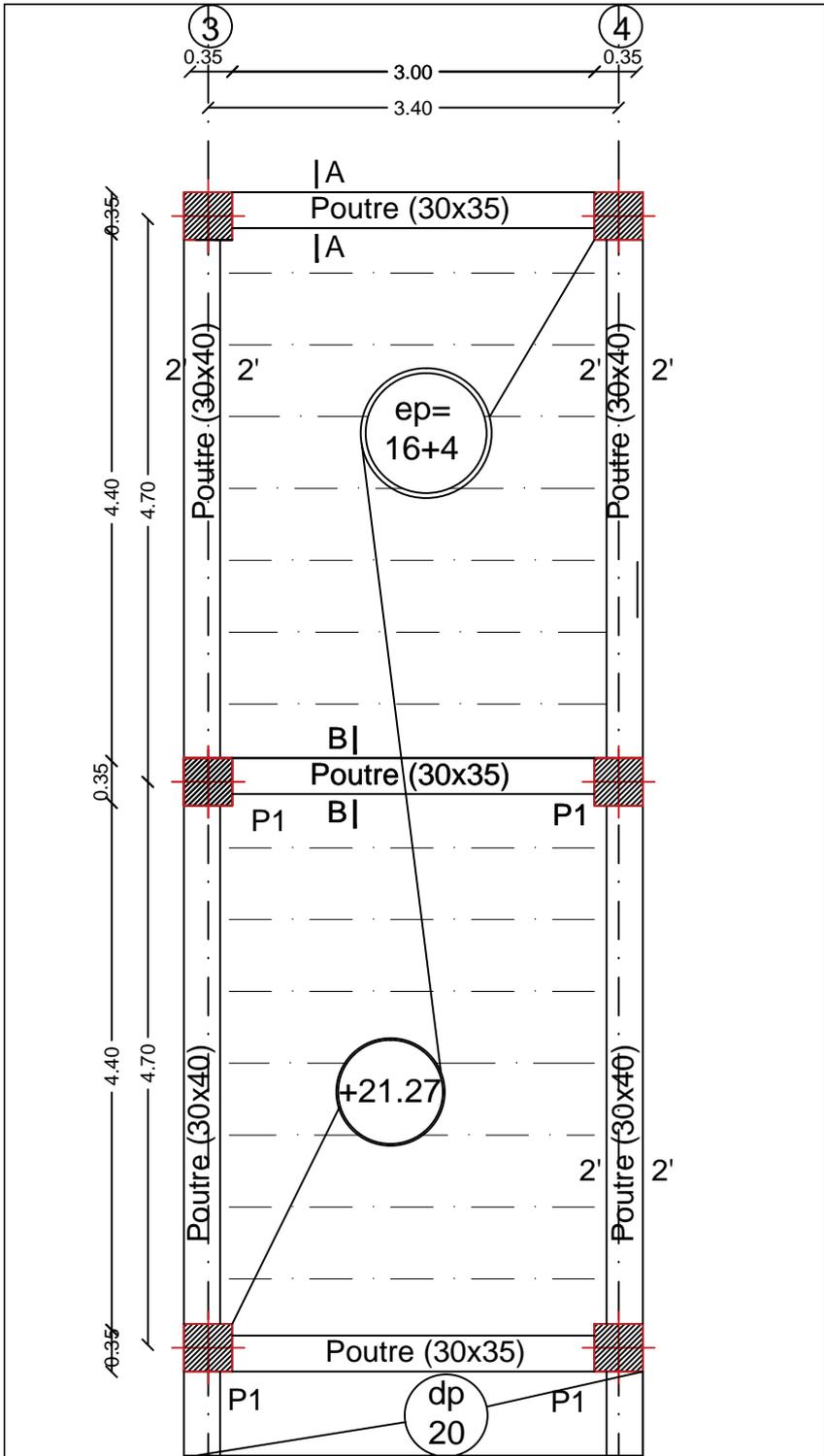
COUPE Ech = 1/10
TREILLIS SOUDES Q4 MAILLE 200/200



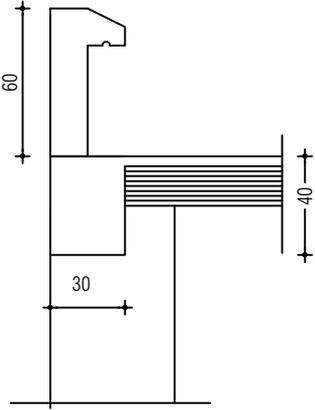
zone II:
Niveaux : 1ère et 2ème étage
Poteaux : (40X40)
Poutres : secondaires(30X35),
principales (30X40)



Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou	
Faculté de Génie de la Construction	
ETUDE D'UN BATIMENT EN	
R+5+ss sol+terrasse accessible	année: 2018/2019
COFFRAGE ET FERRAILAGE zone II	SCHÉMA DE PLAN
1/100 (1/50)	PLAN N°
	03
Présenté par: -MELLE BELKACEM SAMIRA -MELLE BENMOUMENE BAHIA	Encadré par: Mme RAHMANI.Naïma

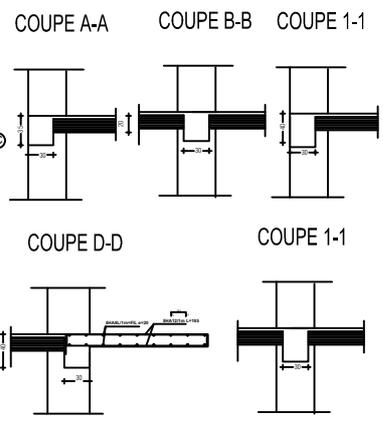
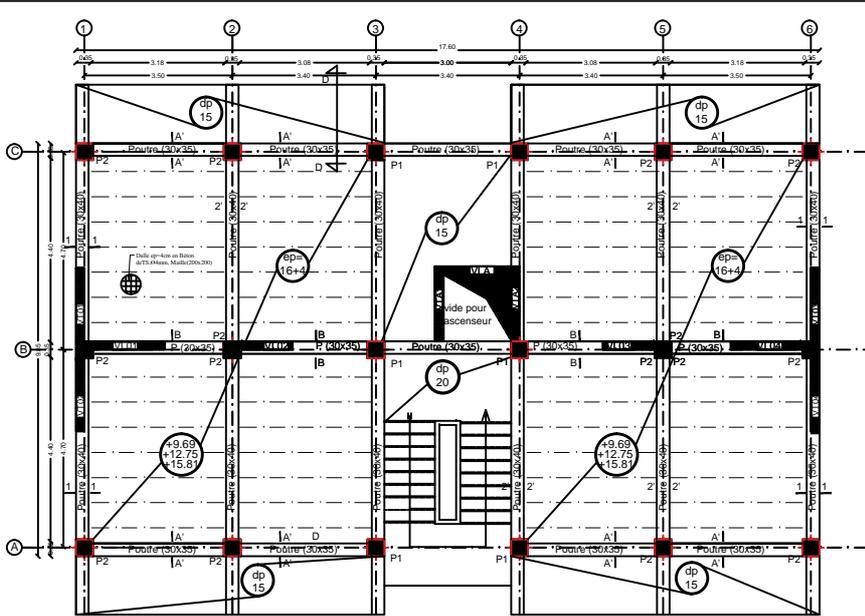


COUPE A-A ET 2'-2'



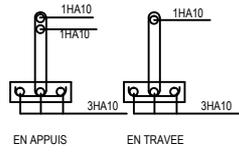
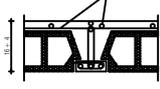
plan de coffrage (niveau : +21.27)
ECH: 1/50

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou		
Faculté de Génie de la Construction		
ETUDE D'UN BATIMENT EN R+5+ss sol+terrasse accessible		année: 2018/2019
COFFRAGE ET FERRAILAGE plancher terrasse	ECHELLE DU PLAN: 1/100 1/50-	PLAN N°: 06
Présenté par: -MELLE BELKACEM SAMIRA -MELLE BENMOUMENE BAHIA	Encadré par: Mme RAHMANI.Naima	



DETAIL POUTRE - CORPS CREUX

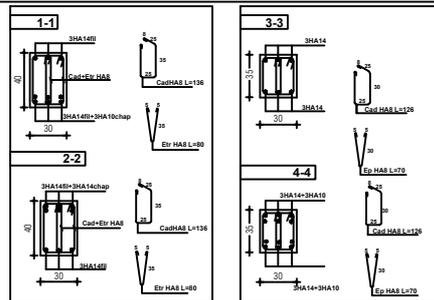
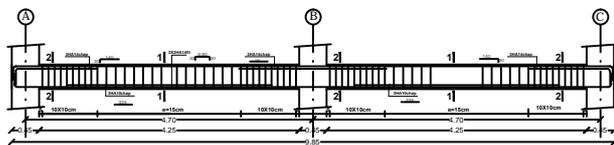
COUPE Ech = 1/10
TREILLIS SOUDES Ø4 MAILLE 200/200



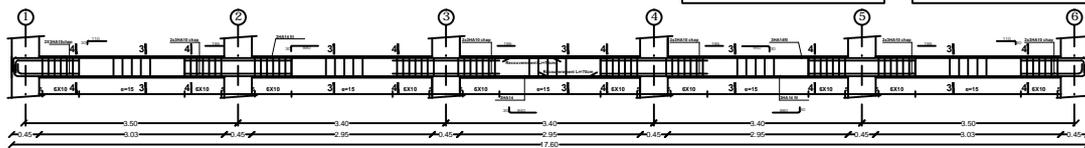
zone III:
Niveaux : 3ème, 4ème et 5ème
étage
Poteaux : (35X35)
Poutres : secondaires(30X35),
principales (30X40)

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou		
Faculté de Génie de la Construction		
ETUDE D'UN BATIMENT EN R+5+s sol+terrasse accessible		année: 2018/2019
COFFRAGE ET FERRAILAGE zone III	ÉCHELLE DU PLAN 1/100 I/S-	PLAN N° 04
Présenté par: -MELLE BELKACEM SAMIRA -MELLE BENMOUMENE BAHIA		Encadré par: Mme RAHMANI.Naïma

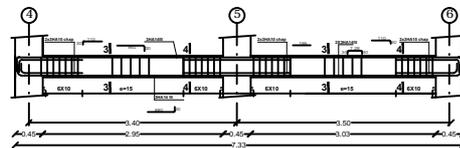
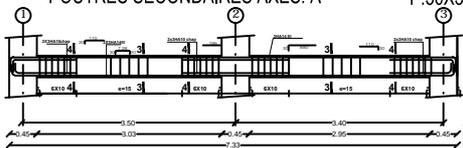
POUTRES PRINCIPALES AXES: 1,2,3,4,5,6 P:30X40



POUTRES SECONDAIRES AXES: B,C P:30X35



POUTRES SECONDAIRES AXES: A P:30X35



Zone I

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou
Faculté de Génie de la Construction

ETUDE D'UN BATIMENT EN
R+5+ss sol+terrasse accessible

année: 2018/2019

FERRAILLAGE
POUTRES PRINCIPALES ET
SECONDAIRES

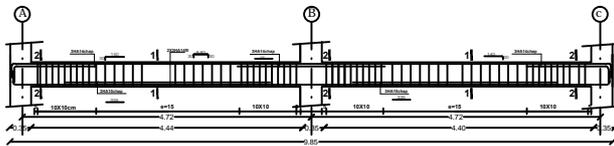
ÉCHELLE EN PLAN
1/100-1/50-

PLAN N°
07

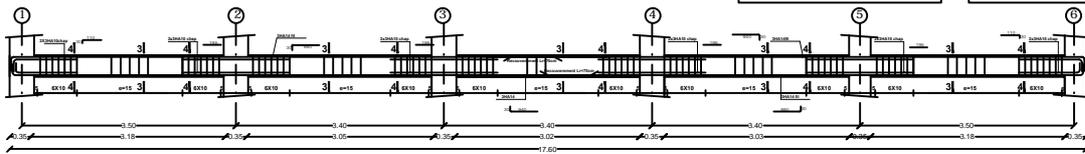
Présenté par:
-MELLE BELKACEM SAMIRA
-MELLE BENMOUMENE BAHIA

Encadré par:
Mme RAHMANI.Naïma

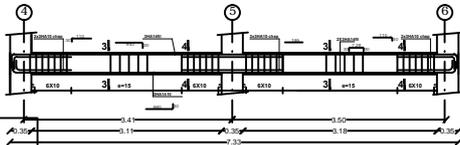
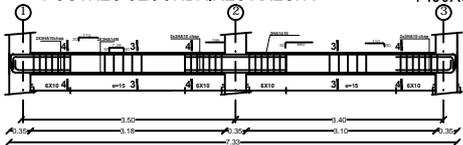
POUTRES PRINCIPALES AXES: 1,2,3,4,5,6 P:30X40



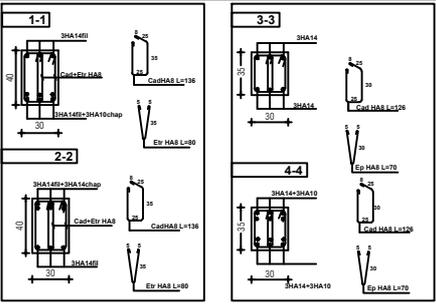
POUTRES SECONDAIRES AXES: B,C P:30X35



POUTRES SECONDAIRES AXES: A P:30X35

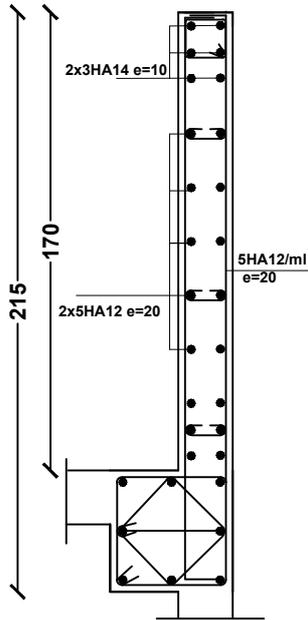


Zone III

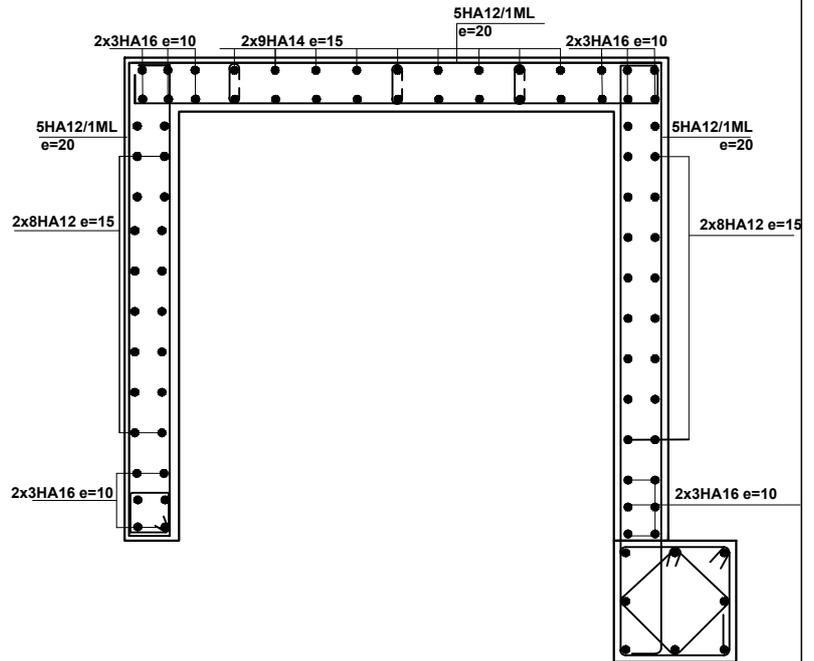


Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou	
Faculté de Génie de la Construction	
ETUDE D'UN BATIMENT EN R+5+ss sol+terrasse accessible	
année: 2018/2019	
FERRAILAGE POUTRES PRINCIPALE ET SECONDAIRES	
ÉCHELLE EN PLAN	PLAN N°
1/100-1/50-	07
Présenté par:	
-MELLE BELKACEM SAMIRA	
-MELLE BENMOUMENE BAHIA	
Encadré par:	
Mme RAHMANI.Naïma	

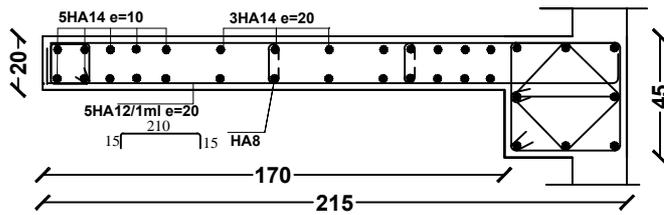
voiles (VT1,VT2, VT3,VT4) e=20



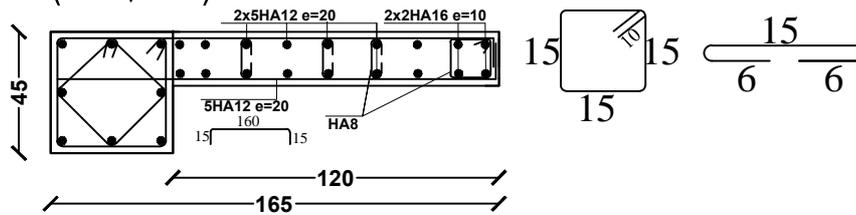
voiles (VTA1,VLA,VTA2)e=20



voiles (VL1,VL4)e=20



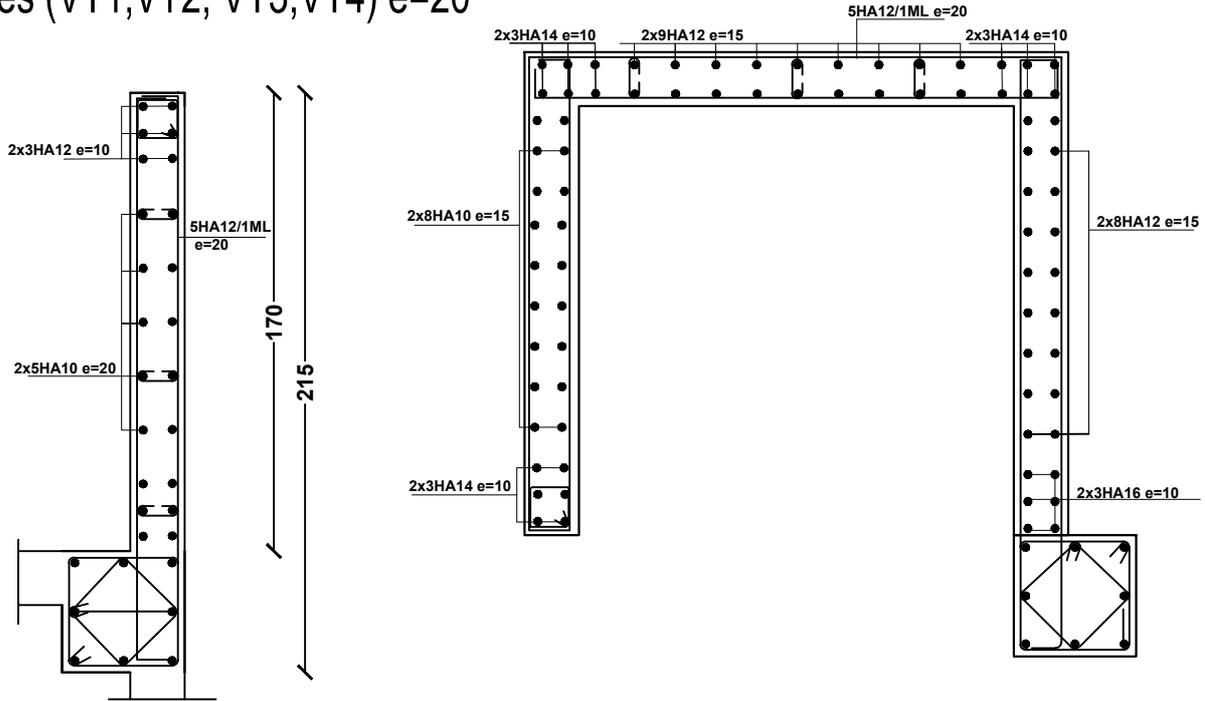
voiles (VL2,VL3)



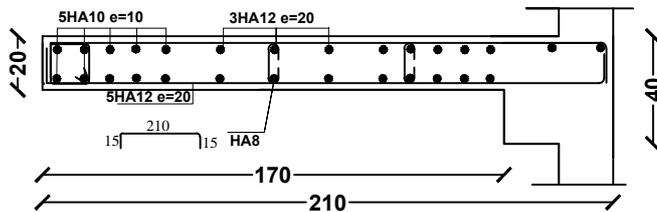
Zone I

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou					
Faculté de Génie de la Construction					
ETUDE D'UN BATIMENT EN R+5+ss sol+terrasse accessible	année: 2018/2019				
FERRAILAGE DES VOILES	<table border="1"> <tr> <td>ECHELLES DU PLAN:</td> <td>PLAN N°:</td> </tr> <tr> <td>1/100 1/50-</td> <td>06</td> </tr> </table>	ECHELLES DU PLAN:	PLAN N°:	1/100 1/50-	06
ECHELLES DU PLAN:	PLAN N°:				
1/100 1/50-	06				
Présenté par: -MELLE BELKACEM SAMIRA -MELLE BENMOUMENE BAHIA	Encadré par: Mme RAHMANI.Naima				

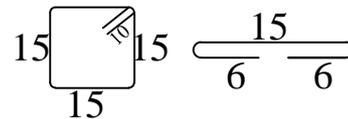
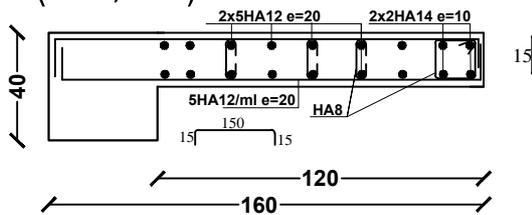
voiles (VT1,VT2, VT3,VT4) e=20 voiles (VTA1,VLA,VTA2)e=20



voiles (VL1,VL4)e=20



voiles (VL2,VL3)

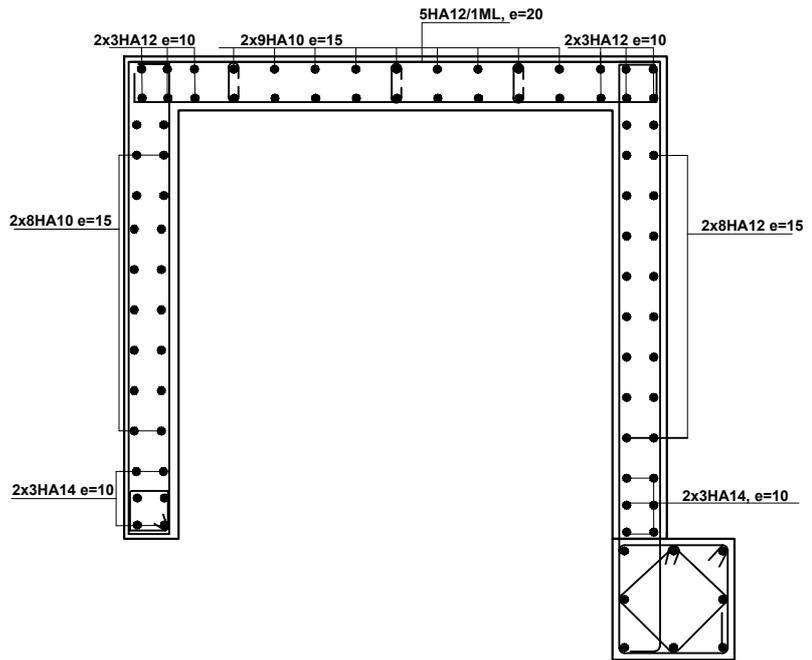
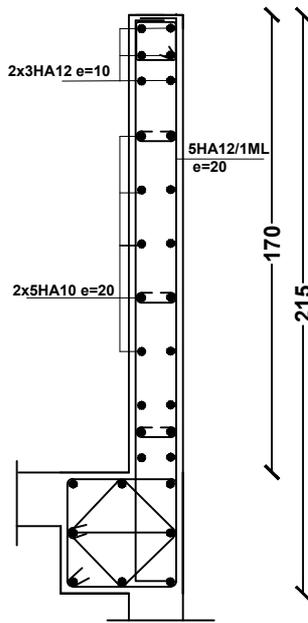


Zone II

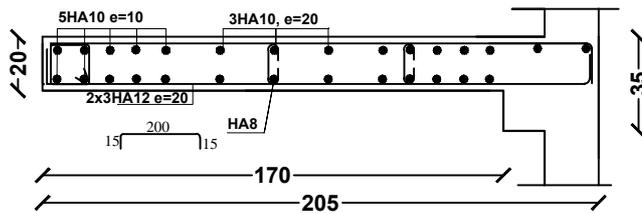
Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou	
Faculté de Génie de la Construction	
ETUDE D'UN BATIMENT EN R+5+ss sol+terrasse accessible	année: 2018/2019
FERRAILAGE DES VOILES	ECHELLES DU PLAN: 1/100 1/50-
	PLAN N°: 06
Présenté par: -MELLE BELKACEM SAMIRA -MELLE BENMOUMENE BAHIA	Encadré par: Mme RAHMANI.Naima

voiles (VT1,VT2, VT3,VT4) e=20

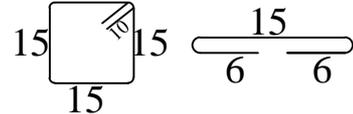
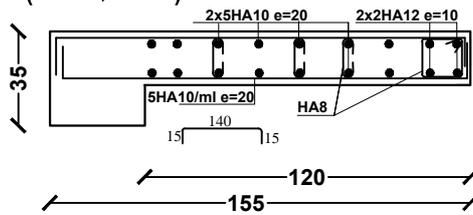
voiles (VTA1,VLA,VTA2)e=20



voiles (VL1,VL4)e=20



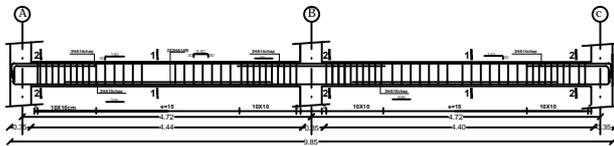
voiles (VL2,VL3)



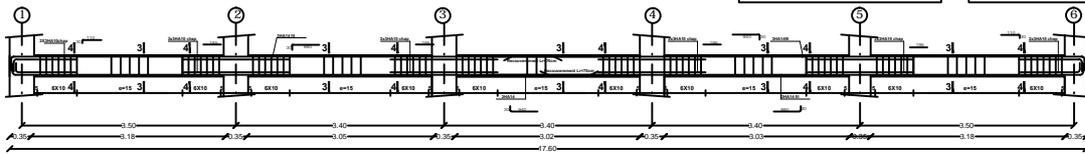
Zone III

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou					
Faculté de Génie de la Construction					
ETUDE D'UN BATIMENT EN R+5+ss sol+terrasse accessible	année: 2018/2019				
FERRAILAGE DES VOILES	<table border="1"> <tr> <td>ECHELLES DU PLAN:</td> <td>PLAN N°:</td> </tr> <tr> <td>1/100 1/50-</td> <td>06</td> </tr> </table>	ECHELLES DU PLAN:	PLAN N°:	1/100 1/50-	06
ECHELLES DU PLAN:	PLAN N°:				
1/100 1/50-	06				
Présenté par: -MELLE BELKACEM SAMIRA -MELLE BENMOUMENE BAHIA	Encadré par: Mme RAHMANI.Naïma				

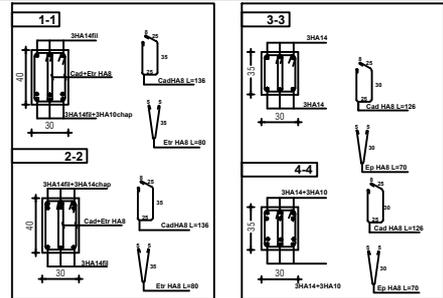
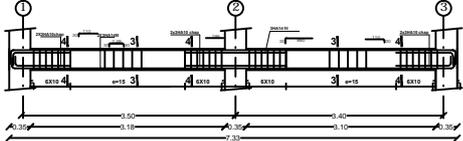
POUTRES PRINCIPALES AXES: 1,2,3,4,5,6 P:30X40



POUTRES SECONDAIRES AXES: B,C P:30X35



POUTRES SECONDAIRES AXES: A P:30X35



Zone III

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou
 Faculté de Génie de la Construction
 ETUDE D'UN BATIMENT EN R+5+ss sol+terrasse accessible **année: 2018/2019**

FERRAILAGE POUTRES PRINCIPALE ET SECONDAIRES

ECHELLE EN PLAN:	PLAN N°:
1/100-1/50-	07

Présenté par:
 -MELLE BELKACEM SAMIRA
 -MELLE BENMOUMENE BAHIA

Encadré par:
Mme RAHMANI.Naima

