

République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA-BEJAIA
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

Mémoire de fin d'études
En vue de l'obtention du diplôme de Master en
Génie civil
Option : Structures

Thème

Étude d'un auberge (R+7+sous-sol) en béton armé à usage d'habitation
contreventé par un système mixte (voiles-portique)

Préparé par

Mme . OUKALA LYNDA

Mme . SADAoui SABRINA

Encadré par

Mme Boukamouche

Année Universitaire : 2022/2023

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

A M^{eme} L. Boukemouche : notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

Tous les enseignants du département de génie civil pour leur contribution en terme de transmission du savoir.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Lynda & Sabrina

Dédicaces

Je dédie ce travail

*A toute ma famille qui m'a été la source d'encouragement et d'assurance
durant mon séjour à l'université.*

*A ma chère mère pour son amour et ses sacrifices que dieu de protège et
donne une longue vie ;*

*A mon père qui m'a aidé a devenir ce que je suis aujourd'hui, que dieu le
garde et le protège ;*

A mes très chers sœurs (kahina , nassima , katia , aya) et mon frère monir.

*A mes proches , a tous ceux qui m'aiment , et tous ceux que j'aime (sara
,chahinaz*

, ryma , melissa , nadjat , nour , walid , lynda , fatma)

LYNDA OUKALA

Dédicaces

Je dédie ce travail

A mes chers parents qui m'ont soutenu durant mes études et pour tout le mal qu'ils se sont donnés afin de me faciliter la vie, pour leur bienveillance, leur affection et leur éternel amour

A mes sœurs hakima kahina samia et mon frère yacin pour leur soutien et leur disponibilité. A mes chères copines et tous mes amies

SADAoui SABRINA

Table des matières

INTRODUCTON GENERALE	1
CHAPITRE 1 : GENERALITES	
1.Introduction	2
2. Description de projet	2
3. Caractéristiques de projet	2
4.Presentation de la structure.....	2
5.Methode de calcules.....	3
5.1.Etat limite ultimes ELU.....	3
5.2.Etat limite de service ELS	4
6.Matériaux	4
6.1.Beton	4
6.2.Acier	7
7. Action et sollicitation	8
7.1.Les action :CBA93(art A.3.11).....	8
7.2.Les sollicitations CBA93(artA.3.3.1)	10
CHAPITRE 2 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	
1.Introduction	12
2.les plancher.....	12
2.1.les planchers à corps creux.....	12
2.2.pre dimensionnement des poutrelles	13
3. pré dimensionnement des poutres.....	14
4. pré dimensionnement des dalles pleines.....	15
5. pré dimensionnement des voiles.....	15
6. pré dimensionnement des escalier	16
7. évaluation des charges et surcharges.....	18
7.1plancher terrasse inaccessible.....	18
7.2.plancher étage courant.....	19
7.3dalle pleine	19

7.4. la volée type 1.....	20
7.5. la volée type 2.....	20
7.6. les murs extérieurs.....	20
7.7. palier	21
7.8 Descente de charge	21
7.9 calcul du poids propre des poteaux	22
8.conclusion	28

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III. Etude des éléments secondaires	30
III.1 les poutrelles	30
III.2 Etude de l'escalier.....	57
III.3 la dalle pleine	69
III.4 Etude de l'acrotère.....	72
III.5 Conclusion	74

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1 Introduction	79
IV.2 Méthode de calcul.....	79
IV.2.1 Méthode statique équivalente.....	79
IV.2.2 Méthode dynamique modale spectrale	84
IV.3 Description du logiciel sap 2000	85
IV.4 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/version 2003.....	89
IV.5 Conclusion	93

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENT STRUCTURAUX

V. Introduction	94
V.1 Etude des poteaux.....	94
V.2 Etude des poutres	104
V.3 Etude des voiles	110
V.4 Conclusion	114

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 introduction	115
VI.2 choix de type de fondation	115
VI.3 étude des poutres de rigidités.....	120
VI.4 étude de la longrines	123
VI.5 voile périphérique.....	124
VI.6 conclusion	129
CONCLUSION GENERALE	130

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

PLANS DE LA STRUCTURE

Liste des tableaux

Tableau II.1. Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible	07
Tableau II.2. Evaluation des charges du plancher étage courant. 08	
Tableau II.3. Evaluation des charges de la dalle pleine.	08
Tableau II.4. Evaluation des charges de la volée type I.	09
Tableau II.5. Evaluation des charges de la volée type II.	09
Tableau II.6. Evaluation des charges dans les murs extérieurs.....	09
Tableau II.7. Evaluation des charges du palier.	10
Tableau II.8. La loi de dégression des charges d'exploitation.....	11
Tableau II.9. Evaluation des poids propre des poteaux.....	11
Tableau II.10. Évaluation de la descente de charge sur le poteau B5.....	12/13/14
Tableau II.11. Résultat de vérification du poteau à la base	16
Tableau II.12. Résultat de vérification au flambement.....	16
Tableau II.13. Résultat de vérification aux exigences de l'rpa	17
Tableau III.1.1. Charges et surcharges d'exploitation	33
Tableau III.1.2. Les différents types de poutrelles	33
Tableau III.1.3. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant	36
Tableau III.1.4. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courants.	37
Tableau III.1.5. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant.....	37
Tableau III.1.6. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courants.....	37
Tableau III.1.7. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC+SOUS SOL.....	38
Tableau III.1.8. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du RDC+SOUS SOL.	38
Tableau III.1.9. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC+SOUS SOL.	38
Tableau III.1.10. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du RDC+SOUS SOL.	38
Tableau III.1.11. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC+SOUS SOL	33
Tableau III.1.12. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du RDC+SOUS Sol.....	39
Tableau III.1.13. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse	39
Tableau III.1.14 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.....	39

Tableau III.1.15 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.....	39
Tableau III.1.16 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.....	40
Tableau III.1.17 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher premier étage.....	40
Tableau III.1.18 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher premier étage.....	40
Tableau III.1.19 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher premier étage.....	40
Tableau III.1.20 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher premier étage.....	41
Tableau III.1.21 Sollicitations maximal à l'ELU et à l'ELS sur les poutrelles	41
Tableau III.1.22 Ferrailage des poutrelles.....	52
Tableau III.1.23 Choix des barres de ferrailage.....	52
Tableau III.1.24 Vérification des états limites de compression du béton.....	55
Tableau III.1.25 Vérification des états limites de déformation.....	55
Tableau III.1.26 Vérification des états limites de déformation.....	56
Tableau III.1.27 Vérification des états limites de déformation.....	56
Tableau III.2.1 Résumé des résultats de ferrailage.....	59
Tableau III.2.2: calcule a l'ELU.....	63
Tableau III.2.3 : vérification a l'ELS.....	63
Tableau III.2.4: calcule à l'ELU.....	66
Tableau III.2.5 : vérification a l'ELS.....	68
Tableau.III.6 Calcul du ferrailage de la dalle	70
Tableau.III.12 : Vérification des contraintes.....	71
Tableau III 13: calcul des sollicitations.....	74
Tableau IV.1 Valeurs des pénalités Pq	80
Tableau IV.2 Valeurs du coefficient de pondération β	81
Tableau IV.3 Les valeurs de $\zeta(\%)$	82
Tableau IV.4 Les valeurs du coefficient C_T	83
Tableau IV.5 Résumé des résultats.....	85
Tableau IV.06les mode de translation.....	87
Tableau IV.07Résumé des résultats.....	87
Tableau IV.08 Résumé des résultats.....	88

Tableau IV.9 Résumé des résultats.....	88
Tableau IV.10 Résumé des résultats de déplacement.....	91
Tableau IV.11 Résumé des résultats sens x-x.....	92
Tableau IV. 12 Résumé des résultats sens y-y.....	92
Tableau V.1 Armatures longitudinales et maximales selon le RPA dans les poteaux.....	95
Tableau V.2: armatures longitudinales.....	96
Tableau V.3 Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	97
Tableau V.4Justification de l'effort normal ultime.....	99
Tableau V.5 vérification des contraintes dans le béton.....	100
Tableau V.6 Vérification des contraintes tangentielles.....	100
Tableau V.7 : Les moments résistants dans les poteaux.....	102
Tableau V.8 : les schémas de ferrailage dans les différents poteaux.....	104
TableauV.9 les moments fléchissant sous les différentes combinaisons.....	105
TableauV.10 : Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	106
TableauV.11 : Vérification des contraintes tangentielles.....	107
TableauV.12 : vérification des armatures longitudinales au cisaillement	107
TableauV.13 : Vérification de l'état limite de compression du béton.....	108
TableauV.14 : Vérification de l'état limite de déformation.....	108
TableauV.15 : les schémas de Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	110
TableauV.16 Résumé des résultats.....	113
TableauV.17 Résumé des résultats.....	113
Tableau.VI.1 : Ferrailage de la poutre de rigidité.....	122
Tableau.VI.2 : vérification des contraintes.....	123
Tableau.VI.3 : Section des armatures du voile périphérique.....	127
Tableau.VI.4: Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	128

Table des figures

CHAPITRE I

Fig.I.1 évaluation de la résistance F_{cj} en fonction de l'âge de béton	5
Fig .I.2 diagramme des contraintes déformation du béton	7
Fig.I.3 diagramme des contraintes déformation de calcul a l'ELS.....	7
Fig.I.4 diagramme de contraintes déformation de l'acier à l'ELU et l' ELS	9

CHAPITRE II

Fig.II.1 plancher à corps creux	12
Fig.II.2 schéma d'une poutrelle	13
Fig.II.3 vue en plan d'un voile	15
Fig.II.4 schéma d'escalier	16
Fig.II.5 schéma statique de la première volé	17
Fig.II.6 schéma statique	18
Fig.II.7 la surface afférente B5	22
Fig.II.8 la surface afférente C4	24

CHAPITRE III

Fig.III.1 schéma statique d'une poutrelle 32.....	32
Fig.III.2.1 vue en plan et en perspective de l'escalier.....	57
Fig.III.2.2 schéma statique	57
Fig.III.2.3 schéma statique de chargement.....	58
Fig.III.2.4 section a ferrailer.....	59
Fig.III.2.5 volées 1.3 escalier RDC	62
Fig.III.2.6 schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier	64
Fig.III.2.7 schéma de ferrailage de la partie 2 de l'escalier	64
Fig.III.3.1 schéma de la dalle	69
Fig.III.3.2 section de la dalle pliene à ferrailé.....	70
Fig.III.3.3 schéma de ferailage de la dalle sur quatre appuis	72
Fig.III.4.1 schéma statique de l'acrotère.....	72
Fig.III.4.2 schéma de ferrailage de l'acrotère.....	78

CHAPITRE IV

Fig.IV.1 le logiciel ETABS version 16.2.0.....86

Fig.IV.2 disposition des voiles86

CHAPITRE V

Fig V.1 section des poteaux99

Fig V.2 zone nodale101

Fig V.3 schéma de ferrailage de voile114

CHAPITRE VI

Fig.VI.1 vue d'une semelle isolée.....116

Fig.VI.2 semelle filante117

Fig.VI. zone d'un contact poteau- semelle118

Fig.VI. coup transversal d'une semelle filante120

Fig.VI. schéma de ferrailage de la longrine124

Fig.VI. répartition des contraintes le voile.....126

Fig.VI.7 ferrailage de voile périphérique127

Symboles et Notations

A_r : Aire d'une section d'acier de répartition

A_t : Aire d'une section d'acier transversal

A_s : Aire d'une section d'acier

B : la largeur (m).

B_r : Section réduite du béton

E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_{vj} : Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour

f_{cj} : Résistance caractéristique de compression à j jour

f_{tj} : Résistance caractéristique de traction à j jour

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

G : Charges permanente

Q : Charges d'exploitation

E : Actions accidentelles

q_u : Charges réparties ultime

q_s : Charges réparties de service

I : Moment d'inertie

M_u : Moment de calcul ultime

M_s : Moment de calcul de service

N_u : Effort normal ultime

N_s : Effort normal de service.

V : Effort tranchant

S : Surface plane de la structure

d : Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée

e : Epaisseur

L : Longueur

L_r : Longueur de recouvrement

l_f : Longueur de flambement

I : Rayon de giration

Λ : Elancement

μ : Coefficient de frottement

μ_{bu} : Moment ultime réduit

ν : Coefficient de poisson

σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression

σ_s : Contrainte de l'acier à la traction

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

S_t : Espacement des armatures

ζ : Contrainte tangentielle de cisaillement

ζ_{se} : Contrainte d'adhérence

η : Coefficient de fissuration

Ψ_s : Coefficient de scellement

l_s : Longueur de scellement

ξ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton

ξ_s : Allongement relatif de l'acier tendu

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

γ : Poids spécifique déjaugé

A : Coefficient d'accélération de zone

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

F_s : Coefficient de sécurité = 1.5

Q : Facteur de qualité

R : coefficient de comportement global

P : Poids du radier (KN).

N : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

S_r : surface du radier (m^2).

S_{bat} : Surface totale du bâtiment (m^2).

St : Espacement des armatures.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{cr} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

Z : bras de levier

f : Flèche

f_e : Limite d'élasticité

h_t : hauteur total du radier (m).

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ : Contrainte normale.

ϕ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

k_c : Coefficient de portance.

q_0 : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

σ_r : Contrainte effective finale (bars).

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

h_0 : épaisseur de la dalle de radier (cm)

h_t : hauteur de la nervure (cm)

INTRODUCTION

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord du pays) 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.

Toutefois 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 porte sur l'étude d'une structure en béton armé en (R+7) avec sous-sol , destiné comme auberge , contreventé par un système mixte (voiles portiques) avec interaction .

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U 13.2 et le D.T.R. BC 2.33.2).

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par le biais des essais de laboratoire, ainsi que des essais in situ.

Pour étudier cette structure, nous avons scindé notre travail en six chapitres comme suit :

- Le premier chapitre consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

Chapitre I Généralités

I.1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles L'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation.

I.2. Description de projet :

Le projet à étudier est un bâtiment R+7 avec sous-sol à usage d'habitation. Implanté à boudouau dans la ville de **boumerdes** qui est classée selon le **RPA 99** (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003 **Art.3.2**) en **Zone III** (zone de sismicité moyenne)

I.3. Caractéristiques de projet :

I.3.1 Caractéristiques architecturales :

- Hauteur total du bâtiment est $h_t=27.54\text{m}$
- Hauteur du RDC : $h_{\text{RDC}} = 3.06\text{m}$
- Hauteur d'étage : $h_{\text{étg}} = 3.06\text{m}$
- Hauteur sous sol : $h_{\text{sous-sol}} = 3.06\text{m}$
- La longueur totale du bâtiment : $L = 31.65 \text{ m}$
- La largeur totale du bâtiment : $l = 15.90\text{m}$

I.4. Présentation de la structure :

L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'une cage d'escalier.

Le contreventement du bâtiment est assuré par des voiles et des portiques dans les deux sens (longitudinale et transversale) et assurant une stabilité au bâtiment vis-à-vis des charges horizontales et verticales, ce qu'il lui confère une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

I.4.1 Eléments structuraux :

- ❖ **Les planchers** : Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage.
- ❖ **Les escaliers** : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

Chapitre I Généralités

❖ Les maçonneries :

- Les murs extérieurs.
- Les murs intérieurs.

❖ **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé, encastré dans le plancher terrasse.

❖ **Balcons** : Les balcons sont réalisés en corps creux.

❖ **L'infrastructure** : Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitation des tassements différentiels.

I.4.2 Règlementation et normes utilisés :

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

I.5. Méthodes de calcul :

1. Etat limite ultime ELU :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure.

2. Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées.

I.6. Matériaux :

I.6.1. Béton :

1. Définition :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement le dosage en ciment varie entre 300-400Kg /m³ de béton mis en œuvre ; au-dessous de 300Kg/m³ les règles du BAEL 91 ne sont plus applicables.

Chapitre I Généralités

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport E/C augmente le béton frais devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible

Dosage pour 1m³ du béton courant pour un rapport E/C=0.5 est

$$\left\{ \begin{array}{l} 350 \text{ Kg de ciment (CPA 32,5).} \\ 400 \text{ l Sable (0 < Dg < 5mm).} \\ 800 \text{ l de } \left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons (5 < Dg < 15mm).} \\ \text{Gravier (15 < Dg < 25mm).} \end{array} \right. \\ 175 \text{ l d'eau de gâchage.} \end{array} \right.$$

1. Caractéristiques mécaniques

1. Résistance à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours ; notée f_{cj} . Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm du diamètre et de 32 cm de hauteur.

- Pour $j \leq 28$ jours :

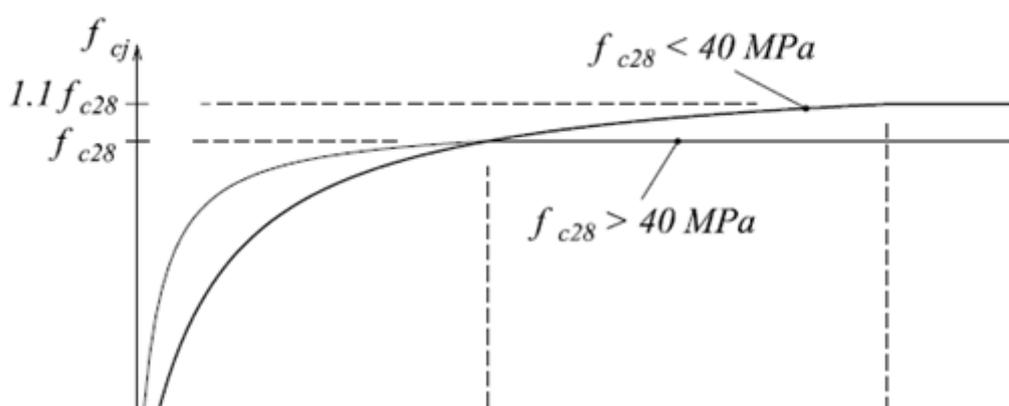
$$\text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j / (4,76 + 0,83j)] f_{c28} \quad (\text{CBA Art: A.2.1.1.1})$$

$$\text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j / (1,4 + 0,95j)] f_{c28} \quad (\text{CBA Art: A.2.1.1.1})$$

- Pour : $28 < j < 60$ jours $\Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$ (CBA Art : A.2.1.1.1)
- Pour : $j \geq 60$ jours $\Rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ (CBA Art : A.2.1.1.1)

Pour l'étude on

opte pour $f_{c28} = 25$ MPa



Chapitre I Généralités

2. Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{ij} est donnée par

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{CBA Art : A.2.1.1.2}) \quad f_{i28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

3. Module de déformation longitudinale du béton :

a) A court terme E_{ij} :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad T \leq 24h \quad (\text{CBA Art: A.2.1.1.2})$$

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

b) A long terme E_{vj}

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa} \quad T > 24h$$

• Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de

déformation longitudinale avec : $\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le calcul de déformation à l'ELS} \end{cases}$ (CBA

Art A.2.1.3)

• Le module de déformation transversale du béton G

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)}$$

▪ Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [\text{MPa}] \quad \text{Avec :}$$

T : La durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

θ : Coefficient d'application.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 : \text{Lorsque } T > 24h \\ \theta = 0.9 : \text{Lorsque } 1h \leq T \leq 24h. \\ \theta = 0.8 : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action } < 1h. \end{array} \right.$$

Chapitre I Généralités

Dans notre cas $t \leq 24$ heures d'où $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa situation durable. $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa situation accidentelle.

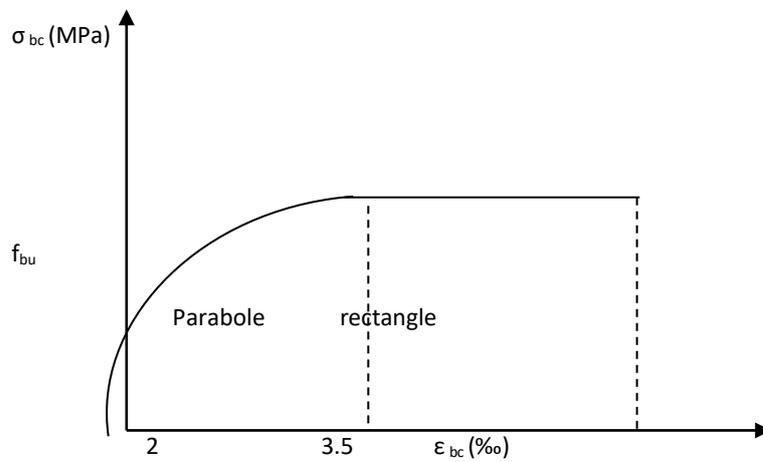


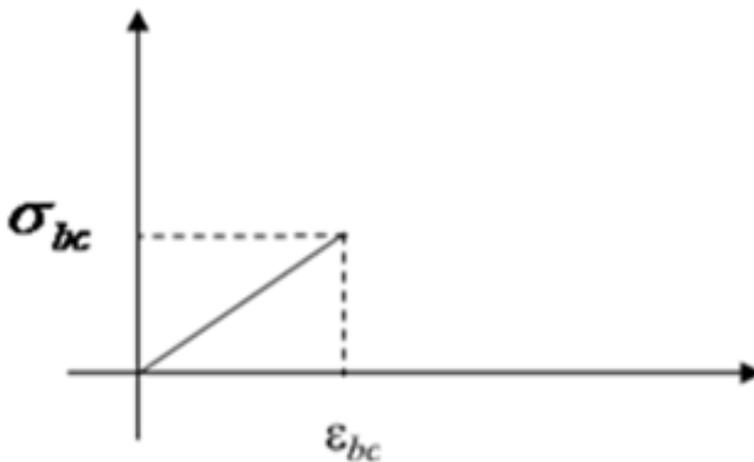
Figure I.2 : Diagramme des contraintes-déformations du béton

- La contrainte de compression ($\overline{\sigma}_{bc}$) à ELS (CBA 93 art. A.4.5.2)

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- La contrainte de compression ($\overline{\sigma}_{bc}$) à ELS (CBA 93 art. A.4.5.2)

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$



FigI 3 Diagramme Contrainte-Déformation de calcul à l'ELS

Chapitre I Généralités

La contrainte de cisaillement du béton

Elle est limitée par $\tau < \tau_{adm.}$

- **Cas de fissuration peu nuisible**

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \quad \text{D'où : } \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

- **Cas de fissuration nuisible ou très nuisible**

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \quad \text{D'où : } \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

I.6.2. Aciers :

1. Définition :

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression.

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité, On distingue :

- **Les treillis soudés.**
- **Les ronds lisses.**
- **Les barres de haute adhérence.**

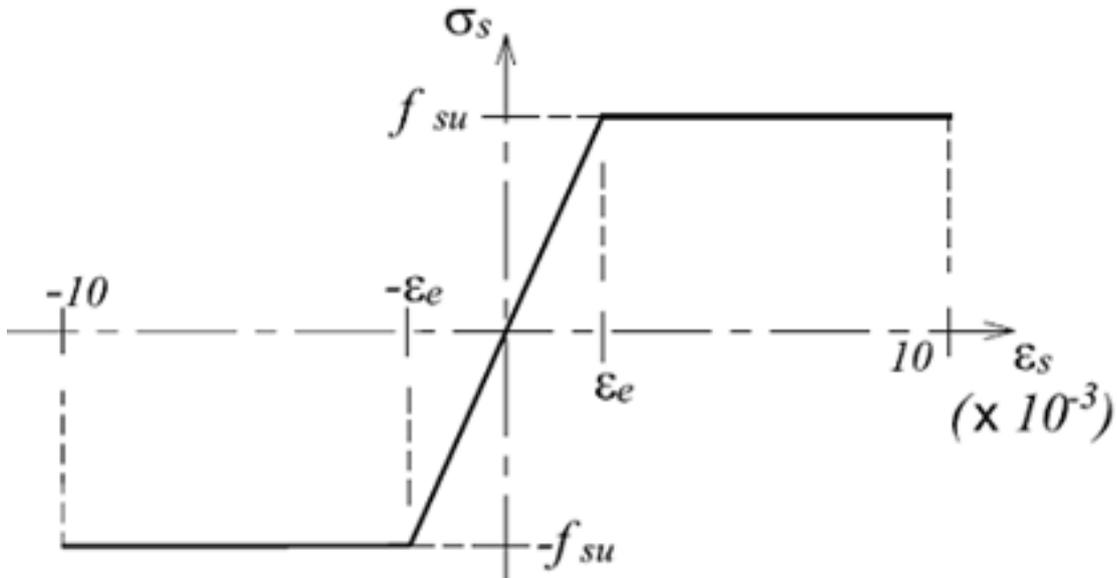
2. Caractéristiques mécaniques des aciers :

- à E.L.U

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

Avec : $\varepsilon_s : \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$; $\gamma_s = \begin{cases} 1,5 \dots \dots \dots \text{Pour le cas courant.} \\ 1 \dots \dots \dots \text{Pour le cas accidentel.} \end{cases}$ ε_s : Allongement relatif

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPa. Pour le cas de ce projet:



$$\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

Figure I. 4: Diagramme de Contrainte-Déformation de l'acier à l'ELU à E.L.S

- **Cas de fissuration peu nuisible :** Pas de vérification à faire
- **Cas de fissuration préjudiciable**

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, \max(240 \text{ Mpa}; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}})\right)$$

+ η : Coefficient de fissuration : $\eta = 1$ pour l'acier R L

$\eta = 1.6$ pour l'acier H A

- **Cas de fissuration très préjudiciable**

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e, \max(200 \text{ Mpa}; 90 \sqrt{\eta \times f_{ij}})\right)$$

d) Protection des Armatures (l'enrobage « e »)

On adopte : $e = h - d$ avec $d = 0.9h$

I.7. Actions et sollicitations :

Chapitre I Généralités

I.7.1. Les Actions : CBA 93 (art A.3.1.1) :

On appelle actions, les forces et les couples dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction, elles proviennent donc :

- des charges permanentes.
- des charges d'exploitations.
- des charges climatiques.

1) Les Actions Permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps.

2) Les Actions Variables (Q)

Ce sont des actions dont l'intensité varie dans le temps.

3) Les Actions Accidentelles (E)

Ce sont des actions qui se produisent rarement, et dont la durée d'application est très courte. Par exemple (Séismes, Explosions, Chocs...).

I.7.2. Les sollicitations : CBA93 (Art A.3.3.1)

Les sollicitations de calcul sont des efforts (normaux et tranchants) et des moments (de flexions et de torsions).

1. Les combinaisons d'action :

a) Combinaisons fondamentales ELU : BAEL91 (Art. A.3.3.21)

Lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considérer :

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3 \psi_{0i} Q_i$$

G_{\max} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable.

G_{\min} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable

Q_1 : Action variable dite de base.

Q_i : Actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$)

ψ_0, ψ_1 et ψ_2 : Sont fixés par les textes en vigueur, et sont données par **CBA 93 (Art A 3.1.3.1)**.

Chapitre I Généralités

Expressions dans lesquels

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.5 \text{ dans le cas général} \\ 1.35 \text{ Dans les cas (La température, Les charges d'exploitations étroitement} \\ \text{bornées ou de Caractère particulières, Les bâtiments agricoles à faible densité} \\ \text{d'occupation humaine).} \end{cases}$$

b) Situations accidentelles ELS : (Art. A.3.3.22 BAEL91)

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i$$

Avec : F_A : valeur normale de l'action accidentelle

$\psi_{11} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi permanente d'une autre action variable.

2. Combinaisons d'actions données par le RPA 99/version 2003 :

Selon la RPA les combinaisons d'action sont :

- **Situations durables :** $\begin{cases} \text{ELU : } 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$
- **Situations accidentelles :** $\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \text{ pour les structures auto - stables} \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dus aux charges permanentes et surcharges d'exploitations. Cette étape représente le point de départ et la base de justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements BAEL 91/99, CBA 93, RPA 99 version 2003 et les différents DTR[1][2][3].

II.2. Les Planchers :

II.2.1. Planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est composé de corps creux, de poutrelles et de dalle de compression. L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche donnée par le (CBA93 ART : 6.8.4.2.4).[2]

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

L_{\max} : Longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées

h_t : Hauteur total du plancher.

$$h_t \geq \frac{569-30}{22,5} \rightarrow h_t \geq 23.95\text{cm} \rightarrow h_t = 24\text{cm}$$

Pour notre projet on adopte pour : $h_t = 24\text{cm}$:

$$\begin{cases} Cc = 20\text{cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ Ddc = 4\text{cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$$

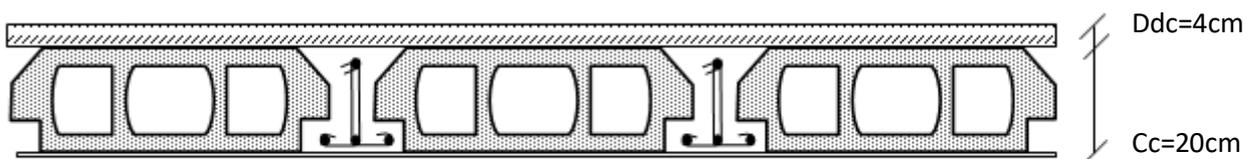


Fig II.1 plancher à corps creux

II.2.2. Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée. (pour minimiser la flèche)
- **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon un seul critère.

b : Largeur de la table de compression.

h : Épaisseur du plancher = 20+4cm

L_x : Distance maximale entre nus d'appui de deux poutrelles.

L_y : Distance minimale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h_t \rightarrow b_0 = (8\text{cm} ; 12\text{cm})$$

Soit : $b_0 = 10\text{cm}$

$$b_1 \leq \min(L_x / 2, L_y / 10) \text{ CBA93 (ART A.4.1.3)[2]}$$

$$L_x = 65 - 10 = 55\text{cm} : \text{Distance entre nus de poutrelles}$$

$$b_1 = 27,5\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 27,5 + 10 = 65\text{cm} \text{ Soit : } b = 65\text{cm}$$

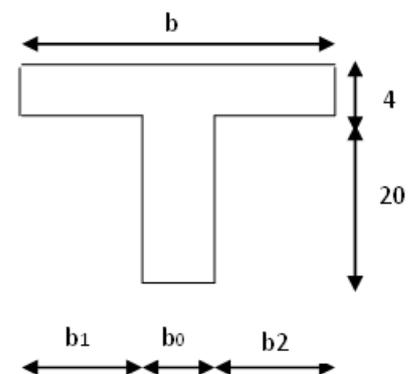


fig II.2schéma d'une poutrelle

II.3. Pré dimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments protoures en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis on a deux types poutres principales et poutres secondaires.

II.3.1. Les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée

selon la condition de la flèche qui est : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$ BAEL91/99[3]

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis :

$$L_{\max} = 569 - 30 \Rightarrow L_{\max} = 539\text{cm} \Rightarrow 35.93\text{cm} \leq h \leq 53.9\text{cm}$$

$$B = 30 \geq 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérfié}$$

$$H = 40 \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérfié}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 0.25$$

$$\leq 1.33 \dots \dots \dots \text{Vérfié}$$

.(RPA 99 version 2003 Art .7.5.1)[1]

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 40)\text{cm}^2$

II.3.2. Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \text{ BAEL91/99}[3]$$

$$L_{\max} = 519 - 30 \Rightarrow L_{\max} = 489\text{cm} \Rightarrow 32.6\text{cm} \leq h \leq 48.9\text{cm}$$

$$B = 30 \geq 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérfié}$$

$$H = 35 \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérfié}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.1 \leq 4 \dots \dots \dots \text{Vérfié}$$

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

II.4. Pré dimensionnement des dalles pleines :

Une dalle pleine est un élément structural dont une dimension est plus petite que les autres (comme une plaque), le plancher à dalle pleine est calculé comme un ensemble de panneau de dalle.

- **Résistance au feu :**

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

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu. (CBA93)

$e = 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

- **Isolation phonique :** $e \geq 13 \text{ cm}$ (CBA93)

- **Résistance à la flexion**

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$.

- Dalle reposant sur trois ou quatre

appuis avec $\rho > 0.4$: $\frac{L_x}{45} < e < \frac{L_x}{40}$

- Dalle reposant sur un seul appui ou deux appuis parallèles : $e \geq \frac{L_x}{20}$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Dalle sur 4 appuis

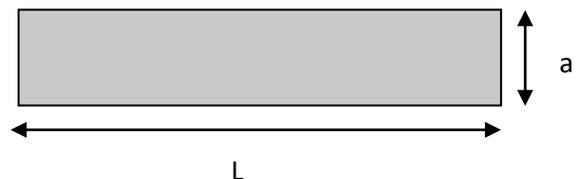
➤ **1^{er} type :**

On a : $L_x = 3 \text{ m}$; $L_y = 6.14 \text{ m}$.

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Leftrightarrow 6.66 \text{ cm} \leq e \leq 7.5 \text{ cm} . .$$

L'épaisseur à retenir est : $e = 15 \text{ cm}$

Par rapport a la condition l'isolation phonique.



II.5. Pré dimensionnement des voiles :

Fig II.3 Vue en plan d'un voile.

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{22}; 15cm \right].$$

RPA99 (Article 7.7.1)

h_e : C'est la hauteur libre d'étage

Pour

Le RDC : $h_e = 3.06m \Rightarrow e \geq 15cm$

Pour les étages courants : $h_e = 3.06m \Rightarrow e \geq 15cm$;

Le sous-sol : $h_e = 3.06m \Rightarrow e \geq 15cm$

On adopte : **e = 15cm**

II.6. Pré-dimensionnement des escaliers :

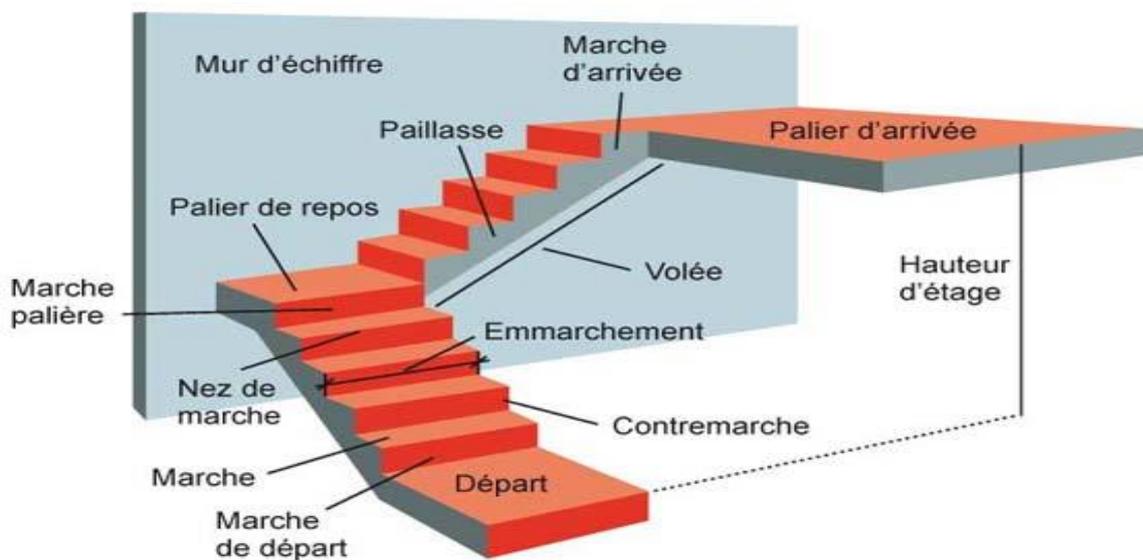


Figure II.4 : Schéma d'escalier.

e : (Épaisseur d'escalier)

L_0 : (Longueur projetée de la paillasse)

g : (Giron)

h : (Hauteur de la contre marche)

α : (Inclinaison de la paillasse)

E : (Emmarchement)

L' : longueur projetée de la volée

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

Formule de **BLO NDEL**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

Avec : $n - 1$: Nombre de marches ;

L : longueur de la volée ;

n : nombre de contre marche

Type : Escalier à trois volées contrariées

avec deux paliers de repos.

Escalier RDC :

1^{er} **3^{ème}**
et volée :

Calcul de la hauteur de la marche :

$$H = 0.85\text{m} ; \quad L_0 = 1.2\text{m}$$

$$n=5; n-1=4$$

$$h=0.85/5=17\text{cm}$$

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

Calcul de giron :

$$g=1.2/4=0.3 \text{ m}$$

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

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{0.85}{1.2} \Rightarrow \alpha = 35.31^\circ$$

$$L = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L = \frac{1.2}{\cos(35.31^\circ)} \Rightarrow L = 1.47\text{m}$$

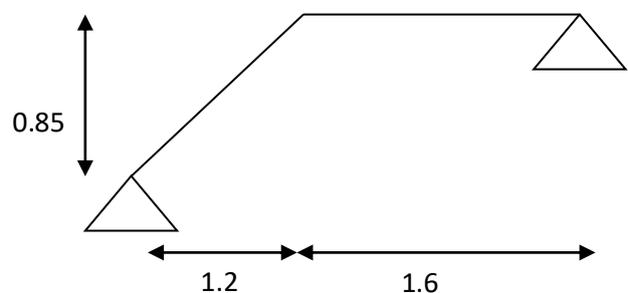


Figure II.5 : schéma statique de la 1ère vole.

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \dots\dots\dots \text{Condition de la flèche}$$

$$L' = Lp1 + L + Lp2$$

$$L' = 1.6 + 1.47$$

$$L' = 3.07 \text{ m} = 307 \text{ cm}$$

Donc : $10.23 \text{ cm} < e < 15.35 \text{ cm}$; On opte: $e = 12 \text{ cm}$

2^{ème} Volée :

Calcul de hauteur de la marche : $H = 1.36 \text{ m}$; $L_0 = 2.4 \text{ m}$

$$n = 9; n - 1 = 8$$

$$h = 1.36 / 9 = 15.11 \text{ cm}$$

$$h = 16 \text{ cm}$$

calcul du giron :

$$g = 2.4 / 8 = 0.3 \text{ m}$$

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

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{1.36}{2.4} \Rightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

$$L = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L = \frac{2.4}{\cos(29.53^\circ)} \Rightarrow L = 2.76 \text{ m}$$

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \dots\dots\dots \text{Condition de la flèche}$$

$$L' = Lp1 + L + Lp2$$

$$L' = 1.37 + 2.76 + 1.37$$

$$L' = 5.5 \text{ m} = 550 \text{ cm}$$

Donc : $18.33 \text{ cm} < e < 27.5 \text{ cm}$; On opte: $e = 20 \text{ cm}$

On adopte le plus défavorable pour le ferrailage alors on prend $e = 20 \text{ cm}$

II.7. Evaluation des charges et surcharges :

II.7.1. Plancher terrasse inaccessible :

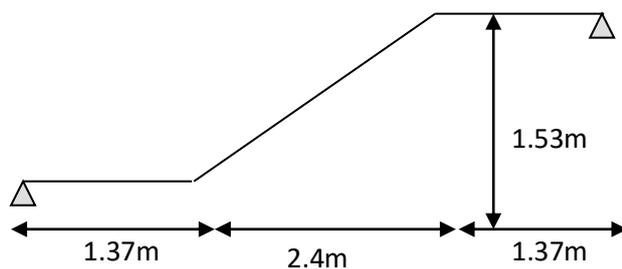


Fig II.6 Schéma statique

Tableau II.1 : évaluation des charge du plancher terrasse inaccessible.

N	Désignation des éléments	épaisseur (m)	Poids volumique KN/m ³	Charge (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.06	20	1.2
2	Multicouche d'étanchéité	0.020	6	0.12
3	Isolation thermique	0.040	4	0.16
4.	Forme de pente (1%)	0.10	22	2.2
5	Plancher à corps creux (16+4)	0.20		3.2
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale		$G_{\text{terrasse}}=7.08\text{KN/m}^2$		
Charge d'exploitation		$Q=1.00\text{KN/m}^2$		

II.7.2. Plancher étage courant :

Tableau II.2 : évaluation des charges du plancher étage courant.

N	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique(KN/m ³)	Charge(KN /m ²)
1	Revêtement carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Plancher corps creux (20+4)	24	14	3.20
5	Enduit de plâtre	2	10	0.2
6	Cloison de séparation	10	0.1	1
Charge permanente totale				G = 5,56
Surcharge d'exploitation				Q = 1,50

II.7.3. Dalle pleine :

Tableau II.3 : évaluation des charges de la dalle pleine.

	Désignation des éléments	épaisseur(cm)	Poidsvolumique(KN/m ³)	Charge(KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	20	0,40
2	Mortier de pose	2	20	0,40

3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Dalle pleine	14	25	3.5
5	Enduit en plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale				G = 4,86
Surcharge d'exploitation				Q = 3,50

II.7.4. La Volée type 1 :

Tableau II.4 : Evaluation des charges de la volée type I.

N	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement horizontale	2	20	0.40
2	Revêtement verticale	1,3	20	0.26
3	Mortier de pose	2	20	0.4
4	Lit de sable	2	18	0.36
5	Marches	12· (1/2)	22	1.32
6	Paillasse	12/ (cosα)	25	3.68
7	Enduit de plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale				G = 6.62
Surcharge d'exploitation				Q = 2.50

II.7.5. La Volée type2 :

Tableau II.5: évaluation des charges de la volée type II.

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage horizontale	0.02	20	0.40
2	Carrelage verticale	0.013	20	0.26
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Mortier de pose	0.02	20	0.4
5	Marches	0.20× (1/2)	22	2.2
6	Paillasse	0.20/(cos29.53°)	25	5.75
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				G = 9.57Kn/m ²

Surcharge d'exploitation	$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$
--------------------------	---------------------------

II.7.6. Les murs extérieurs (double parois en brique creuse) :

Tableau II.6 : évaluation des charges dans les murs extérieurs.

	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique KN/m^3	Charges KN/m^2
1	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,15	/	1,30
3	Brique creuse	0,10	/	0,90
4	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente				$G = 2,76 \text{ KN/m}^2$

II.7.7. Palier :

Tableau II.7 : Evaluation des charges du palier.

N	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
1	Revêtement	2	20	0,40
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	2	18	4,25
4	Dalle en BA	17	25	4.25
5	Enduit plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale				$G = 5,77$
Surcharge d'exploitation				$Q = 2,50$

II.7.8. Descente de charge :

On va effectuer la descente de charge pour le poteau le plus sollicitée (souvent celui qui a la plus grande surface afférente ou à côté de la cage d'escalier). Pour notre cas, on va effectuer la descente de charge pour les poteaux : C-4 et B-5

- **La loi de dégression des charges d'exploitations :**

La loi de dégression consiste à réduire les charges d'exploitation identiques à chaque étage de 10% par étage jusqu'à 0,5Q sauf le dernier et le dernier étage.

On note Q_0 la surcharge d'exploitation de la terrasse inaccessible.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n les surcharges d'exploitation respectivement des planchers 1, 2n.

Les planchers sont numérotés d'en haut jusqu'au bas.

La loi de dégression s'applique comme suit :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \quad (\text{BAEL91/modifié 99})$$

Avec :

n : nombre d'étage.

Q_0 : la charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les charges d'exploitation des planchers des autres niveaux.

Tableau II.8 : la loi de dégression des charges d'exploitation.

	Charge d'exploitation	Σ charge d'exploitation
1	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$
2	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$
3	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$
4	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$
5	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
6	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
7	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$
8	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,71(Q_1+\dots+Q_7)$
9	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots+Q_8)$

II.7.9. Calcul du poids propre des poteaux :

$$P=S \times 25 \times h_e$$

Tableau II.9 : évaluation des poids propre des poteaux.

Etages	R.D.C et sous sol	1 ^{er} 2 et 3 ^{ème}	4 ^{ème}	5 ^{ème}	6 ^{ème}	7 ^{ème}
S(cm ²)	45*45	45*40	40*40	40*35	35*35	35*30
P(KN)	15.49	13.77	12.24	10.71	9.37	8.03

➤ pour le Poteau B5 :

on calcul la descente de charge pour le poteau B5.

a. Surface afférente :

$$S_1 = 2.43 \times 2.29 = 5.56 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.54 \times 2.29 = 5.82 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2.43 \times 1.45 = 3.52 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2.54 \times 1.45 = 3.68 \text{ m}^2$$

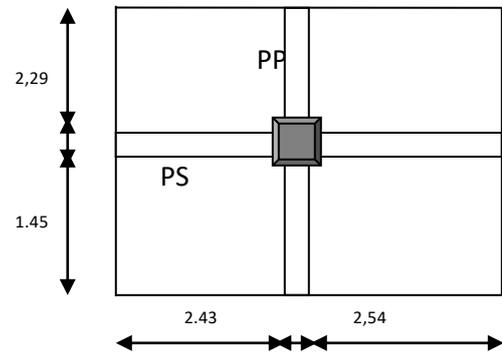


Fig II.7 La surface afférente B5

b. Poids de plancher terrasse inaccessible:

$$SG_{cc} = 5.56 + 5.82 + 3.52 + 3.68 = 18.58 \text{ m}^2 \rightarrow G_{cc} = 7.08 \text{ KN/m}^2 \rightarrow G = 131.55 \text{ KN}$$

$$SQ = 1 \times (5.56 + 5.82 + 3.52 + 3.68) + 0.3 \times 1 \times (2.43 + 2.29 + 2.54 + 1.45) = 21.20 \text{ m}^2 \rightarrow Q = 21.20 \text{ KN}$$

c. Poids de plancher étage courant:

$$SG_{cc} = 5.56 + 5.82 + 3.52 + 3.68 = 18.58 \text{ m}^2 \rightarrow G_{cc} = 5.56 \text{ KN/m}^2 \rightarrow G = 103.30 \text{ KN}$$

$$G_{pp} = 25 \times 0.3 \times 0.40 \times (1.45 + 2.29) = 11.22 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times (2.43 + 2.54) = 13.04 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 \times 18.58 = 27.87 \text{ KN}$$

$$Q_{rdc} = 18.58 \times 5 = 92.9 \text{ KN}$$

$$Q_{etage1} = 18.58 \times 2.5 = 46.45$$

Tableau II.10 : Évaluation de la descente de charge sur le poteau B5.

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N8	Plancher terrasse CC	131.55	
	Poutres principales	11.22	
	Poutres secondaires	13.04	
	Poteau	8.03	
	Total	163.84	21.20
N7	Venant de N8	163.84	
	Plancher d'étage (20+4)	103.3	
	Poutres principales	11.22	
	Poutres secondaires	13.04	
	Poteau	9.37	

	Total	300.77	49.07
N6	Venant de N7	300.77	
	Plancher d'étage (20+4)	103.3	
	Poutres principales	11.22	
	Poutres secondaires	13.04	
	Poteau	10.71	
	Total	439.04	74.15
N5	Venant de N6	439.04	
	Plancher d'étage (20+4)	103.3	
	Poutres principales	11.22	
	Poutres secondaires	13.04	
	poteau	12.24	
	Total	578.84	96.45
N4	Venant de N5	578.84	
	Plancher d'étage (20+4)	103.3	
	Poutres principales	11.22	
	Poutres secondaires	13.04	
	poteau	13.77	
	Total	720.17	115.96
N3	Venant de N4	720.17	
	Plancher d'étage (20+4)	103.3	
	Poutres principales	11.22	
	Poutres secondaires	13.04	
	poteau	13.77	
	Total	861.5	132.68
N2	Venant de N3	861.5	
	Plancher d'étage (20+4)	103.3	
	Poutres principales	11.22	
	Poutres secondaires	13.04	
	poteau	13.77	
	Total	1002.83	160.55
N1	Venant de N2	1002.83	
	Plancher d'étage (20+4)	103.3	
	Poutres principales	11.22	
	Poutres secondaires	13.04	
	poteau	15.49	
	Total	1145.83	216.29
Sous-sol	Venant de N1	1145.83	
	Plancher d'étage (20+4)	103.3	
	Poutres principales	11.22	
	Poutres secondaires	13.04	
	poteau	15.49	
	Total	1288.93	262.74

$$Nu=1.35G+1.5Q=2134.16KN$$

➤ pour le Poteau C-4 :

A. Surface afférente :

$$S_1 = 2.72 \times 1.45 = 3.94 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.43 \times 1.45 = 3.52 \text{ m}^2$$

$$S_{3v} = 1.2 \times 1.36 = 1.63 \text{ m}^2$$

$$S_{3p} = 0.05 \times 1.36 = 0.068 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2.43 \times 1.25 = 3.04 \text{ m}^2$$

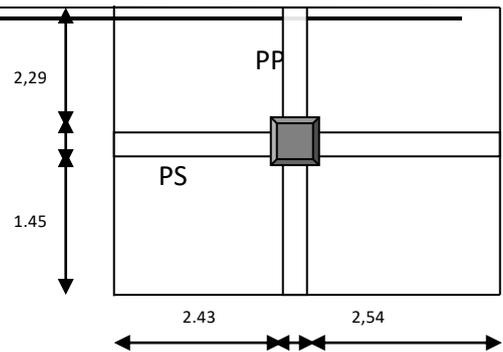


Fig II.8 La surface afférente C4

B. Poids de plancher terrasse inaccessible:

$$SG_{cc} = 12.198 \text{ m}^2 \rightarrow G_{cc} = 7.08 \text{ KN/m}^2 \rightarrow G = 86.36 \text{ KN}$$

$$SQ = 12.198 + 0.3 \times (2.72 + 2.43 + 1.45 + 1.25) = 14.55 \text{ m}^2 \rightarrow Q = 14.55 \text{ KN}^f$$

C. Poids de plancher étage courants:

$$SG_{cc} = 10.5 \text{ m}^2, SG_v = 1.63 \text{ m}^2, SG_p = 0.068 \rightarrow G_{cc} = 5.56 \text{ KN/m}^2, G_v = 6.62 \text{ KN/m}^2, G_p = 5.77 \text{ KN/m}^2 \rightarrow G = 69.56 \text{ KN}$$

$$G_{pp} = 25 \times 0.3 \times 0.40 \times (1.45 + 2.29) = 11.22 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times (2.43 + 2.54) = 13.04 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 \times 10.5 + 2.5 \times (1.63 + 0.068) = 20 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{etage}1} = 30.50$$

$$Q_{rdc} = 12.198 \times 5 = 60.99 \text{ KN}$$

Tableau II.10 : Évaluation de la descente de charge sur le poteau C4.

Niveau	Éléments	G (KN)	Q (KN)
N8	Plancher terrasse CC	86.36	
	Poutres principales	11.22	
	Poutres secondaires	13.04	
	Poteau	8.03	
	Total	118.65	14.55
N7	Venant de N8	118.65	
	Plancher d'étage (20+4)	69.56	
	Poutres principales	11.22	
	Poutres secondaires	13.04	
	Poteau	9.37	

	Total	221.84	34.55
N6	Venant de N7	221.84	
	Plancher d'étage (20+4)	69.56	
	Poutres principales	11.22	
	Poutres secondaires	13.04	
	Poteau	10.71	
	Total	326.37	52.55
N5	Venant de N6	326.37	
	Plancher d'étage (20+4)	69.56	
	Poutres principales	11.22	
	Poutres secondaires	13.04	
	poteau	12.24	
	Total	432.43	68.55
N4	Venant de N5	432.43	
	Plancher d'étage (20+4)	69.56	
	Poutres principales	11.22	
	Poutres secondaires	13.04	
	poteau	13.77	
	Total	540.02	82.55
N3	Venant de N4	540.02	
	Plancher d'étage (20+4)	69.56	
	Poutres principales	11.22	
	Poutres secondaires	13.04	
	poteau	13.77	
	Total	647.61	94.55
N2	Venant de N3	647.61	
	Plancher d'étage (20+4)	69.56	
	Poutres principales	11.22	
	Poutres secondaires	13.04	
	poteau	13.77	
	Total	755.2	112.43
N1	Venant de N2	755.2	
	Plancher d'étage (20+4)	69.56	
	Poutres principales	11.22	
	Poutres secondaires	13.04	
	poteau	15.49	
	Total	864.5	148.59
Sous sol	Venant de N1	864.5	
	Plancher d'étage (20+4)	69.56	
	Poutres principales	11.22	
	Poutres secondaires	13.04	
	poteau	15.49	
	Total	973.81	178.34

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1582.15 \text{ KN}$$

❖ Remarque:

D'après les deux tableaux on remarque que le Poteau B5 est le plus sollicité, Donc les vérifications à faire concernent ce dernier seulement.

➤ **Vérifications de Poteau:**

Selon le BAEL on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10 pour tenir compte de la continuité des portiques.

$$N_u^* = N_u \times 1.1 = 2347.57 \text{ KN}$$

Le prédimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement).
- Condition de RPA.

❖ **Critère de résistance :**

Exemple de calcul:

Vérification du Poteau à la base (Poteau de sous sol):

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_b = N_u^* / B \leq \sigma_{b, \text{lim}} = f_{b, \text{lim}} = 14,2 \text{ MPa}$$

Avec B : la section du poteau.

Le tableau ci-dessous résume les vérifications à la compression pour chaque changement de section des poteaux :

Tableau II.11 : résultat de vérification du poteau à la base.

Niveau	N_u	N_u^*	B	γ_b	$\bar{\gamma}_b$ (MPa)	Observation
s-sol+rdc	2134.16	2347.57	0.2025	11.59	14,2	Vérifiée
1 ^{er} +2+3 ^{ème}	1594.65	1754.12	0.18	9.75	14,2	Vérifiée
4 ^{ème}	926.11	1018.72	0.16	6.37	14,2	Vérifiée
5 ^{ème}	703.93	774.32	0,14	5.53	14,2	Vérifiée
6 ^{ème}	479.64	527.6	0.1225	4.31	14,2	Vérifiée
7 ^{ème}	252.98	278.28	0.105	2.65	14,2	Vérifiée

Critere de stailité de forme :

$$B_{r \text{ opté}} \geq B_{r \text{ calculé}} = Nu^* / \{ \alpha ((f_{c28}/0,9 \times \gamma_b) + (f_e/100 \times \gamma_s)) \}$$

- $\lambda = 3,46 \times (l_f/b)$;
- $B_{r \text{ opté}} = (b - 2)(h - 2) \text{ cm}^2$: section réduite du poteau.
- $\alpha = 0,85 / (1 + 0,2 (\lambda/35)^2)$
- $l_f = l_0 \times 0,7$ Longueur de flambement.
- $l_0 = h$: la hauteur libre de l'étage.

Vérification au flambement

Tableau II.12 : résultat de vérification au flambement:

Poteau	Sous-soul R.D.C	1 ^{ère} , 2 et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage
Nu(KN)	2347.57	1754.12	1018.72	774.32	527.6	278.28
$B_{adp}(\text{m}^2)$	0.18	0.16	0.14	0.13	0.11	0.09
$l_0(\text{m})$	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06
$l_f(\text{m})$	2.142	2.142	2.142	2.142	2.142	2.142
$I \times 10^{-2}(\text{m}^4)$	0.34	0.24	0.21	0.14	0.12	0.08
$i(\text{m})$	0.173	0.173	0.158	0.144	0.129	0.115
λ	16.47	18.53	18.53	21.18	21.18	24.70
α	0.814	0.805	0.805	0.792	0.792	0.773
$B_{r \text{ cal}}(\text{m}^2)$	0.108	0.081	0.047	0.036	0.025	0.013
$B_{radp}(\text{m}^2)$	0.176	0.155	0.137	0.118	0.102	0.086

On remarque que la condition est vérifiée donc le poteau ne risque pas de flamber.

3. Vérification aux exigences de l'RPA

Tableau II.13 : résultat de vérification aux exigences de l’RPA .

Poteau	Sous-sol R.D.C	1,2 et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage
$\min(b \times h) \geq 25\text{cm}$	45	40	40	35	35	30
$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	15.3	15.3	15.3	15.3	15.3	15.3
$0.25 < \frac{b}{h} < 4$	1	0.888	1	0.875	1	0.857
	Vérifier	vérifier	vérifier	vérifier	Vérifier	vérifier

II.8. Conclusion :

Les sections optées pour tous les éléments sont les suivantes :

Elément	Poteaux						Poutres	
	Sous-sol R.D.C	1,2 et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	Principales	Secondaires
Section	(45*45)	(45*40)	(40*40)	(40*35)	(35*35)	(35*30)	(30*40)	(30*35)

Donc on passe au chapitre III pour l’étude des éléments secondaires.

III. Étude des éléments secondaires:**III.1. Eléments secondaires :****III.1.1. Les poutrelles :**

Les poutrelles sont considérées comme des poutres continues calculées comme une section en T soumises à la flexion simple.

Pour estimer les efforts (effort tranchant, moment fléchissant) qui reviennent aux poutrelles, On utilise les deux méthodes suivantes : la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

III.1.2. Méthodes de calcul

III.2.1. La méthode forfaitaire Le **BAEL91 (Art. L.III,2)** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée, $Q \leq (2G ; 5KN/m^2)$.
2. Le rapport des portée $(0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25)$.
3. Le moment d'inertie est considéré constant dans tous les travées.
4. La fissuration est peu nuisible.

a) Principe de la méthode forfaitaire**-Les moments fléchissant :****En travée :**

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes en valeur pondérée.

M_0 : Moment isostatique.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

On vérifie alors les conditions suivantes :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$$

$$M_i \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{pour une travée de rive.}$$

$$M_i \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{pour une travée intermédiaire.}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- $-0.5 \times M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $-0.4 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.
- $-0.6 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.
- $-0.15 \times M_0$: pour les appuis de rive.

Les efforts tranchants :

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de *la RDM*.

Méthode forfaitaire :

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tiens compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 avec :

- 15 % pour une poutre à deux travées.
- 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

Méthode de la RDM :

$$V_i = V_0 + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$$

❖ **La méthode de Caquot :**

On ne tient compte que des charges sur les travées encadrant l'appui considéré.

Moment en appui :

$$M_a = \frac{q_g \times l'^3_g + q_d \times l'^3_d}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

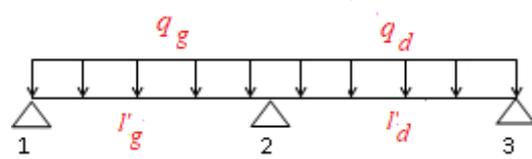


Fig III.1. Schéma statique d'une poutrelle

M_a : Moment à l'appui a

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

q_g et q_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

Avec : $l' = 0.8 \times l$ Pour une travée intermédiaire.

$l' = l$ Pour une travée de rive.

Moment en travée :

$$M_t = M_0 + \frac{M_g + M_d}{2}$$

Avec M_g, M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} : \text{Moment isostatique.}$$

Effort tranchant :

$$V_g = \frac{M_g + M_d}{l} - \frac{q}{2}$$

$$V_d = V_g + q \times l$$

III.1.3 Calcul des moments et efforts tranchant des poutrelles :

Calcul des sollicitations :

à l'ELU : $p_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $q_u = 0.65 \times p_u$

à l'ELS : $p_s = G + Q$ et $q_s = 0.65 \times p_s$

Tableau III.1.1 Charges et surcharges d'exploitation.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			P _u (KN/m ²)	q _u (KN/ml)	P _s (KN/m ²)	q _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	7.08	1.0	11.058	7.19	8.08	5.252
Etages courants	5.56	1.5	9.756	6.34	7.06	4.59

Chapitre III Etude des éléments secondaire

RDC+SOUS_SOL	5.56	5.0	15.006	9.75	10.56	6.86
Etages 1	5.56	2.5	11.26	7.31	8.06	5.24

1.1. Les types des poutrelles :

Dans notre projet on a trois types de poutrelles :

Tableau III.1.2 : les différents types de poutrelles.

Type	Schéma statique
1	
2	
3	

a) Poutrelles du Plancher étage courants

Etant donné que les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites, nous allons utiliser la méthode du Caquot minorée.

- **Moments isostatiques :**

À l'ELU :

$$\text{Travée A-B} : M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.34 * 4.89^2}{8} = 18.95 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée B-C} : M_0 = 8.12 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée C-D} : M_0 = 6.21 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée D-E} : M_0 = 7.13 \text{KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B} : M_0 = 13.71 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée B-C} : M_0 = 5.87 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée C-D} : M_0 = 4.49 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée D-E} : M_0 = 5.16 \text{KN.m}$$

- **Moments sur les appuis :**

Appuis de rive :

$$M_A = M_E = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$.

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}, \quad L = \max(L_{AB}, L_{DE}) = 4.89\text{m}$$

$$\text{ELU: } M_A^U = M_E^U = -2.84 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_A^S = M_E^S = -2.06 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaires :

$$M_a = \frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

$$\text{Soit } G' = 2 \times 5.56/3 = 3,71 \text{ KN/m}^2$$

$$q'u = (1,35 G' + 1,5 Q) l_0 = 4.72 \text{ KN/m}$$

$$q's = (G' + Q) l_0 = 3,39 \text{ KN/m}$$

Appui B

$$q_g = q_d = q'$$

$$l'g = l_g = 4.89 \text{ m (travée de rive) ;}$$

$$l'd = 0,8 \times 3.20 = 2.56 \text{ m (travée intermédiaire)}$$

$$\text{AN: ELU: } MB = -9.97 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } MB = -7.16 \text{ KN.m}$$

Appuis C :

$$q_g = q_d = q'$$

$$l'g = 0,8 \times 3.20 = 2.56 \text{ m (travée intermédiaire)}$$

$$l'd = 0.8 \times l_d = 2.24 \text{ m (travée intermédiaire)}$$

$$\text{AN: ELU: } MC = -3.24 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } MC = -2.33 \text{ KN.m}$$

Appui D

$$q_g = q_d = q'$$

$$l'g = 0.8 \times l_g = 2.24 \text{ m (travée intermédiaire) ;}$$

$$l'd = l_d = 3.00 \text{ m (travée de rive)}$$

$$\text{AN: ELU: } MD = -4.05 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } MD = -2.91 \text{ KN.m}$$

N.B: Les moments aux appuis sont négatifs, mais pour le calcul de Mt par Caquot, on les remplace par leurs signes.

• **Moments en travées :**

Ici on travaille avec $G = 5,5 \text{ KN/m}^2$ au lieu de $3,67 \text{ KN/m}^2$

$q_u = 6,34 \text{ KN/m}$ au lieu de 4.72 KN/m

$q_s = 4,59 \text{ KN/m}$ au lieu de $3,39 \text{ KN/m}$

Travée AB

$M_t \text{ AB } (x) = q x (l_1 - x) / 2 + M_A (1 - x/l_1) + M_B(x/l_1)$ sachant que $M_A = 0$

Donc $M_t \text{ AB } (x) = q x (l_1 - x) / 2 + M_B(x/l_1)$

Pour un moment max en travée, l'effort tranchant est égal à zéro (du point de vue de la RDM)

Donc $dM(x)/dx=0$ $x_0 = l_1/2 + M_B/ql_1$

A.N: $X_0 = 2.12 \text{ m}$ $M_{tmax} = M(x_0 = 2.12 \text{ m})$

A.N: ELU: $M_{tAB} = 14.29 \text{ KN.m}$;

ELS: $M_{tAB} = 10.37 \text{ KN.m}$

Travée BC

$M_t \text{ BC } (x) = q x (l_2 - x) / 2 + M_B (1 - x/l_2) + M_C (x/l_2)$

Moment max en travée l'effort tranchant est égal à zéro (du point de vue de la RDM)

Donc $dM(x)/dx=0$ $x_0 = l_2/2 - (M_B - M_C)/ql_2$

A.N: $X_0 = 1.93 \text{ m}$ $M_{tmax} = M(x_0 = 1.93 \text{ m})$

A.N: ELU: $M_{tBC} = 8.72 \text{ KN.m}$; ELS: $M_{tBC} = 6.30 \text{ KN.m}$

Travée CD

$M_t \text{ CD } (x) = q x (l_3 - x) / 2 + M_C (1 - x/l_3) + M_D (x/l_3)$

Pour un moment max, en travée l'effort tranchant est égal à zéro (du point de vue de la RDM)

Donc $dM(x)/dx=0$ $x_0 = l_3/2 - (M_C - M_D)/ql_3$

A.N: $X_0 = 1.35 \text{ m}$ $M_{tmax} = M(x_0 = 1.35 \text{ m})$

A.N: ELU: $M_{tCD} = 4.67 \text{ KN.m}$; ELS: $M_{tCD} = 3.38 \text{ KN.m}$

Travée DE :

$M_t \text{ DE } (x) = q x (l_4 - x) / 2 + M_D (1 - x/l_4) + M_E (x/l_4)$ sachant que $M_E = 0$

Donc $M_t \text{ DE } (x) = q x (l_4 - x) / 2 + M_D (1 - x/l_4)$

Tableau III.1.4 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courants.

Travée	L (m)	P_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	4.89	4.59	13.71	0.00	7.16	10.37	14.48	-16.52
B-C	3.20	4.59	5.87	7.16	2.33	6.30	8.76	-11.52
C-D	2.80	4.59	4.49	2.33	2.91	3.38	8.59	-9.17
D-E	3.00	4.59	5.16	2.91	0.00	5.75	10.86	-8.16

Poutrelle type 2 :

Tableau III.1.5 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courants.

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	4.89	6.34	18.95	0.00	10.28	14.15	14.45	-16.55
B-C	3.20	6.34	8.12	10.28	0.00	14.07	11.75	-8.53

Tableau III.1.6 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courants.

Travée	L (m)	P_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	4.89	4.59	13.71	0.00	7.38	10.28	14.45	-16.55
B-C	3.20	4.59	5.87	7.38	0.00	10.15	11.75	-8.53

c) Poutrelles du Plancher RDC+SOUS SOL :

Poutrelle type 1 :

$$P_u = 15.006 \text{ KN}$$

$$q_u = 9.75 \text{ KN}$$

$$G = 5.56 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

Tableau III.1.7 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC+SOUS SOL.

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	4.89	9.75	29.14	0.00	17.17	21.19	22.08	-25.6
B-C	3.20	9.75	12.48	17.17	5.58	13.57	11.98	-19.22
C-D	2.80	9.75	9.56	5.58	6.98	6.87	13.15	-14.15
D-E	3.00	9.75	10.97	6.98	0.00	12.41	15.79	-13.47

Tableau III.1.8 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du RDC+SOUS SOL.

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.89	6.86	20.50	0.00	11.95	14.97	22.08	-25.6
B-C	3.20	6.86	8.78	11.95	3.89	9.54	11.98	-19.22
C-D	2.80	6.86	6.72	3.89	4.86	4.86	13.15	-14.15
D-E	3.00	6.86	7.72	4.86	0.00	8.72	15.79	-13.47

Poutrelle type 2 :

Tableau III.1.9 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC+SOUS SOL.

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.20	9.75	12.48	0.00	6.24	11.13	15.6	-17.16
B-C	2.80	9.75	9.56	6.24	5.49	5.05	15.02	-16.52
C-D	3.00	9.75	10.97	5.49	0.00	9.58	16.09	-14.63

Tableau III.1.10 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du RDC+SOUS SOL.

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.20	6.86	8.78	0.00	4.39	7.83	15.6	-17.16
B-C	2.80	6.86	6.72	4.39	3.86	3.55	15.02	-16.52
C-D	3.00	6.86	7.72	3.86	0.00	6.87	16.09	-14.63

Poutrelle type 3 :

Tableau III.1.11 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC+SOUS SOL.

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.89	9.75	29.14	0.00	17.70	20.97	22.03	-25.65
B-C	3.20	9.75	12.48	17.70	0.00	17.37	18.37	-12.84

Tableau III.1.12 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du RDC+SOUS SOL

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.89	6.86	20.50	0.00	12.32	14.80	22.03	-25.65
B-C	3.20	6.86	8.78	12.32	0.00	12.17	18.37	-12.84

d) Poutrelles du Planchers terrasse inaccessible :

$$P_u = 11.058 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 7.19 \text{ KN/m}$$

$$G = 7.08 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

Poutrelle type 1 :

Tableau III.1.13 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.89	7.19	21.49	0.00	10.81	16.43	16.47	-18.69
B-C	3.20	7.19	9.20	10.81	3.52	9.84	9.23	-13.77
C-D	2.80	7.19	7.05	3.52	4.40	5.35	9.76	-10.38
D-E	3.00	7.19	8.09	4.40	00.00	8.97	11.52	-10.06

Tableau III.1.14 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.89	5.25	15.69	0.00	7.85	12.01	16.47	-18.69
B-C	3.20	5.25	6.72	7.85	2.55	7.18	9.23	-13.77
C-D	2.80	5.25	5.15	2.55	3.19	3.92	9.76	-10.38
D-E	3.00	5.25	5.91	3.19	00.00	6.54	11.52	-10.06

Poutrelle type 2 :

Tableau III.1.15 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.89	7.19	21.49	0.00	11.15	16.27	16.44	-18.72

B-C	3.20	7.19	9.20	11.15	0.00	12.13	13.24	-9.76
-----	------	------	------	-------	------	-------	-------	-------

Tableau III.1.16 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.89	5.25	15.69	0.00	8.10	11.90	16.44	-18.72
B-C	3.20	5.25	6.72	8.10	0.00	8.85	13.24	-9.76

e) Poutrelles du Plancher premier étage :

$P_u = 11.25 \text{ KN/m}$

$q_u = 7.31 \text{ KN/m}$

$G = 5.56 \text{ KN/m}^2$

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Tableau III.1.17 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher premier étage.

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.89	7.31	21.85	0.00	12.01	16.25	16.64	-19.10
B-C	3.20	7.31	9.36	12.01	3.91	10.09	9.17	-14.23
C-D	2.80	7.31	7.16	3.91	4.89	5.28	9.74	-10.72
D-E	3.00	7.31	8.22	4.89	0.00	9.22	11.61	-9.97

Tableau III.1.18 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher premier étage.

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.89	5.24	15.66	0.00	8.51	11.70	16.64	-19.10
B-C	3.20	5.24	6.71	8.51	2.77	7.23	9.17	-14.23
C-D	2.80	5.24	5.14	2.77	3.46	3.81	9.74	-10.72
D-E	3.00	5.24	5.90	3.46	0.00	6.60	11.61	-9.97

Poutrelle type 2 :

Tableau III.1.19 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher premier étage.

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
--------	-------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	---------------------	---------------------

A-B	4.89	7.31	21.85	0.00	12.39	16.10	16.60	-19.14
B-C	3.20	7.31	9.36	12.39	0.00	12.60	13.64	-9.76

Tableau III.1.20 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher premier étage

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.89	5.24	15.66	0.00	8.77	11.58	16.60	-19.14
B-C	3.20	5.24	6.71	8.77	0.00	8.69	13.64	-9.76

Tableau récapitulatif :

Tableau III.1.21 Sollicitations maximal à L'ELU et à l'ELS sur les poutrelles .

Type de plancher	ELU				ELS		
	M _{aint} (KN.m)	M _{a rive} (KN.m)	M _{t max} (KN.m)	V _{max} (KN)	M _{aint} (KN.m)	M _{a rive} (KN.m)	M _{t max} (KN.m)
Terrasse inaccessible	-11.15	-3.22	16.43	18.69	-8.10	-2.35	12.01
Plancher étage courants	-10.28	-2.84	14.29	16.55	-7.38	-2.05	10.37
RDC+SOUS SOL	-17.70	-4.37	21.19	25.60	-12.32	-3.08	14.97
1er étage	-12.39	-3.28	16.25	19.14	-8.77	-2.35	11.70

III.1.4 Ferrailage des poutrelles :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

III.1.4.1 Plancher de la terrasse inaccessible :

a)- En travées :

On ferraille toutes les poutrelles avec les sollicitations maximales à l'ELU.

$$M_t = 21.74KN.m$$

$$M_a = 11.01KN.m$$

$$M_a^{rive} = 3.16KN.m$$

$$V_u = 21.53KN$$

Calcul de M_{TU} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.22 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.074MN.m$$

$$M_{tu} = 0.074MN.m$$

Béton Armé IUP GCI3(Article 4.4.2)

$$M_t^{max} = 16.43 \times 10^{-3} MN.m$$

$M_{tu} > M_t^{max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous emmène à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{16.43 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.22^2} = 0.037 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348Mpa$$

On a

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de A:

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.037}) = 0.047$$

$$Z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.047) = 0.216m$$

$$A_t = \frac{16.43 \times 10^{-3}}{348 \times 0.216} = 2.19 \times 10^{-4} m^2 \quad A_t = 2.19cm^2$$

➤ **Verification:**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 1.727cm^2$$

$$A_{min} < A_t \Rightarrow \text{C'est vérifié.}$$

$$A = 2T12 = 2.26 cm^2$$

b)-En appuis :

Appuis intermédiaires :

le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire $b_0 \times h$.

$$M_a^{\text{int}} = 11.15 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{int}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{11.15 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.162$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_a^{\text{int}}}{f_{st} \times z} \quad \text{Avec: } Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.162}) = 0.222$$

$$z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.222) = 0.2 \text{ m}$$

$$A = \frac{11.15 \times 10^{-3}}{348 \times 0.2} = 1.6 \text{ cm}^2$$

Calcul de A_{min} :

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 1.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 1.73 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculé}}$$

$$\text{On choisit } A = 1\text{T}12 + 1\text{T}10 = 1.92 \text{ cm}^2$$

- **appui de rive** :(calcul forfaitaire)

$$M_a^{\text{rive}} = 3.22 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.22 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.05 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.064$$

$$z = 0.22 (1 - 0.4 \times 0.064) = 0.214 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{3.22 \times 10^{-3}}{0.214 \times 348} = 0.432 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A = 1T8 = 0.5 \text{ cm}^2$

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_{rive} = 0.424 \text{ cm}^2$$

Cisaillement :

$$V_u = 18.69 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{18.69 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22} = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\text{FPN} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement

➤ **Choix des armatures transversales :**

On choisit un étrier Φ_6

$$A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement :**

$$St \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 19.8 \text{ cm}$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}$$

CBA93 (Article A.5.1.2.2)

$K=1$ flexion simple FPN, pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$ Flexion simple, armatures droites.

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$$

$$St = 0.829 \text{ m} = 82.9 \text{ cm.}$$

$$St \leq 82.9 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.1 \times 0.4} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm}$$

On prend $St = 15\text{cm}$

❖ **Vérification à l'effort tranchant:**

a) - vérification des A_l à V_u de l'appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \left(18.69 \times 10^{-3} - \frac{11.15 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.22} \right) = -1.08\text{cm}$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u (n'a pas d'influence sur les A_l)

Au niveau de l'appui de rive on a $M_u=0$.

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 18.69 \times 10^{-3} = 0.472\text{cm}^2$$

$$A_l \geq 0.472\text{cm}^2$$

Or, $A_l = 1T12 + 1T10 + 2T12 = 4.18 \text{ cm}^2\text{C}$ 'est vérifiée.

b)- Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times dbh_0} = \frac{18.69 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65 - 0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.22 \times 0.65 \times 0.04} = 0.86\text{MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < 3.33 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifiée.}$$

❖ **Vérification des poutrelles à l'ELS :**

Il y a lieu de vérifier : - Etat limite de compression du béton.

- Etat limite d'ouverture des fissures.

- Etat limite de déformation.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

a)- En travée :

$$M_t^{\max} = 12.01\text{KN.m}$$

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.26 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04) = -9.02 \times 10^{-5}$$

L'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul de section en T

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$A' = 0$$

$$\frac{0.65}{2} y^2 + [15 \times 2.26 \times 10^{-4} + (0.65 - 0.1) \times 0.04] y - 15 \times 2.26 \times 10^{-4} \times 0.22 - (0.65 - 0.1) \times \frac{0.04^2}{2} = 0$$

$$0.325 y^2 + 0.02539 y - 3.058 \times 10^{-4} = 0$$

$$\Delta = 0.0010 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 0.032$$

$$y = \frac{-0.02657 \pm 0.037}{2 \times 0.325} \Rightarrow \begin{cases} y_1 = 0.01m \\ y_2 = -0.1m \end{cases}$$

$$y = -0.1m = -10cm$$

$$I = \frac{0.65}{3} \times (-0.1)^3 - (0.65 - 0.1) \times \frac{(-0.1 - 0.04)^3}{3} + 15 \times 2.26 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.1)^2 \Rightarrow I = 3.352 \times 10^{-4} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{12.01 \times 10^{-3}}{3.352 \times 10^{-4}} \times 0.1$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 3.58MPa \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \end{cases}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

La fissuration est préjudiciable, alors on ne vérifie que σ_{bc} (σ_{sc} est toujours vérifiée)

b)-En appuis intermédiaires :

$$M_{ser} = 8.10 \times 10^{-3} MN.m$$

Position de l'axe neutre :

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A \times (d - h_0)$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.92 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04) = 1.6 \times 10^{-6}$$

$H > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$\frac{0.65}{2} y^2 + 15 \times 1.92 \times 10^{-4} y - 15 \times 1.92 \times 10^{-4} \times 0.22 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0.029$$

$$y_1 = -0.05m$$

$$y_2 = 0.04m$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 0.217 \times (0.04)^3 + 15 \times 1.92 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04)^2$$

$$I = 1.072 \times 10^{-4} m^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.10 \times 10^{-3}}{1.072 \times 10^{-4}} \times 0.04 = 3.02 MPa$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{C'est vérifié.}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91 (Article B-6-3)**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

➤ **Etat limite de déformation :**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Evaluation de la flèche **BAEL 91 (Article B.6.5)** et le **CBA 93**.

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{24}{489} = 0.049 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{489}{500} = 0.99cm$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ij} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G+Q).

Evaluation des moments en travée :

$q_{jser} = 0.65 \times G$ la charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$ la charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$ la charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

Propriété de la section :

Position de l'axe neutre :

$$y = 10cm$$

Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d''\right)^2 = 41866.016cm^4$$

$$I = 10720cm^4$$

$$A_s = 2.26cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.26}{10 \times 22} = 0.011$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \quad \text{Déformation instantanée.}$$

C $\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i$ Déformation différée.

$E_V = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_V = 10818.86 \text{MPa}$$

$E_i = 3 \times E_V$Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$$E_i = 32456.58 \text{MPa}$$

Contraintes (σ_s) :

$$\sigma_{sj} = \frac{M_{jser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} ; \sigma_{sg} = \frac{M_{gser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} ; \sigma_{sp} = \frac{M_{pser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})}$$

Inerties fictives (I_f) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 4.2 = 2.73 \text{KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 7.08 = 4.602 \text{KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (7.08 + 1) = 5.252 \text{KN/m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{2.73 \times 4.89^2}{8} = 8.16 \text{KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{4.602 \times 4.89^2}{8} = 13.76 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{5.252 \times 4.89^2}{8} = 15.70 \text{ KN.m}$$

$$y = 10 \text{ cm}$$

$$I_0 = 41866.016 \text{ cm}^4$$

$$I = 10720 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.011$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65}) \times 0.011} = 3.87$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 3.87 = 1.548$$

$$\sigma_{sj} = \frac{8.16 \times 10^{-3}}{2.26 \times 10^{-4} \times (0.22 - \frac{0.1}{2})} = 212.39 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{13.76 \times 10^{-3}}{2.26 \times 10^{-4} \times (0.22 - \frac{0.1}{2})} = 358.15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15.70 \times 10^{-3}}{2.26 \times 10^{-4} \times (0.22 - \frac{0.1}{2})} = 408.64 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 212.39 + 2.1} = 0.679$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 358.15 + 2.1} = 0.794$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 408.64 + 2.1} = 0.816$$

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times 41866.016}{1 + 3.87 \times 0.679} = 12694.61 \text{ cm}^4$$

$$I_{ig} = \frac{1.1 \times 41866.016}{1 + 3.87 \times 0.794} = 11307.42 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip} = \frac{1.1 \times 41866.016}{1 + 3.87 \times 0.816} = 11075.88 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg} = \frac{1.1 \times 41866.016}{1 + 1.548 \times 0.794} = 20659.62 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{8.16 \times 10^{-3} \times 4.89^2}{10 \times 32456.58 \times 12694.61 \times 10^{-8}} = 0.006 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{13.76 \times 10^{-3} \times 4.89^2}{10 \times 32456.58 \times 11307.42 \times 10^{-8}} = 0.01 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{15.70 \times 10^{-3} \times 4.89^2}{10 \times 32456.58 \times 11075.88 \times 10^{-8}} = 0.011 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{15.70 \times 10^{-3} \times 4.89^2}{10 \times 10818.86 \times 20659.62 \times 10^{-8}} = 0.014 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.014 - 0.006 + 0.011 - 0.01 = 0.009 \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.9 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.99 \text{ cm} \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

Pour les autres types de poutrelles, leur ferrailage est donné dans le tableau suivant :

Tableau III.1.22 Ferrailage des poutrelles.

Planchers	Type	$M_t = 16.43 \text{ KN.m}$				$M_a^{int} = 11.15 \text{ KN.m}$				$M_a^{riv} = 3.22 \text{ KN.m}$			
		μ_{bu}	α	Z (M)	A Cm ²	μ_{bu}	α	Z (M)	A Cm ²	μ_{bu}	α	Z (M)	A Cm ²
Poutrelles de la terrasse inaccessible.	1	0.037	0.047	0.216	2.19	0.162	0.222	0.2	1.6	0.05	0.064	0.214	0.432
	2												
Poutrelles du Plancher d'étage courant	1	$M_t = 14.29 \text{ KN.m}$				$M_a^{int} = 10.28 \text{ KN.m}$				$M_a^{riv} = 2.84 \text{ KN.m}$			
	2	0.032	0.041	0.215	1.9	0.149	0.202	0.202	1.48	0.04	0.051	0.215	0.38
Poutrelles du plancher RDC+SOUS SOL	1	$M_t = 21.19 \text{ KN.m}$				$M_a^{int} = 17.70 \text{ KN.m}$				$M_a^{riv} = 4.37 \text{ KN.m}$			
	2	0.047	0.06	0.215	2.83	0.257	0.379	0.186	2.73	0.06	0.077	0.213	0.59
	3												

Poutrelles du le premier étage	1	$M_t = 16.25KN.m$				$M_a^{int} = 12.39KN.m$				$M_a^{riv} = 3.28KN.m$			
	2	0.036	0.046	0.216	2.16	0.180	0.250	0.198	1.79	0.047	0.06	0.214	0.44

Choix des barres et vérification au cisaillement :

Tableau III.1.23 Choix des barres de ferrailage.

Plancher	Type	En travée	En appuis intermédiaire	En appuis de rive	V_U KN	τ Mpa	$\bar{\tau}$ Mpa
Poutrelles de la terrasse Inaccessible.	1	2T12 = 2.26 cm ²	1T12+1T10=	1T8 = 0.5 cm ²	18.69	0.85	3.33
	2		1.92 cm ²				
Poutrelles du Plancher d'étage courant	1	1T12+1T10=	1T12+1T10=	1T8 = 0.5 cm ²	16.55	0.75	3.33
	2		1.92 cm ²	1.57 cm ²			
Poutrelles du plancher RDC + SOUS SOL	1	2T12+1T10	2T12+1T10	1T10=0.79 cm ²	25.60	1.16	3.33
	2						
	3		= 3.05cm ²	=3.05cm ²			
Poutrelles de le premier étage.	1	2T12 = 2.26 cm ²	1T12+1T10=	1T8 = 0.5 cm ²	19.14	0.87	3.33
	2		1.92 cm ²				

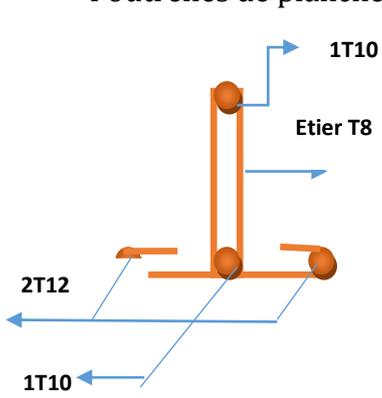
Choix des armatures transversales :

Pour tous les types de poutrelles on prend $A_t = 2 \times \phi 6 = 0.57$

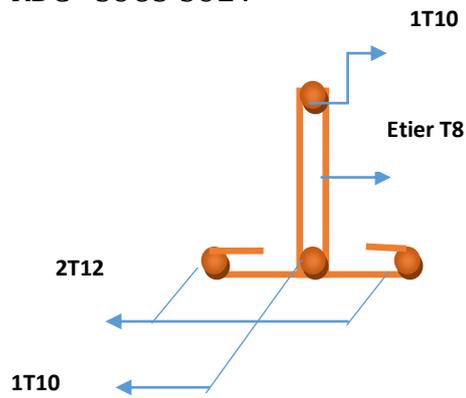
L'espacement $S_t = 15cm$ Pour toutes les poutrelles.

Ferrailage des poutrelles :

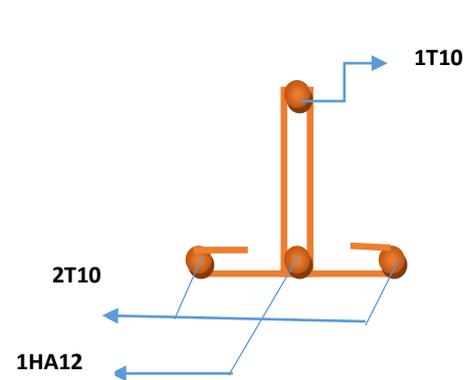
Poutrelles de plancher RDC +SOUS-SOL :



En travée

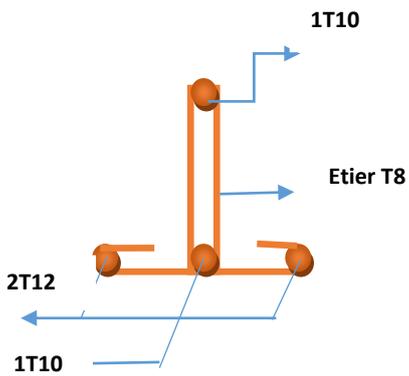


En appuis
Intermédiaire

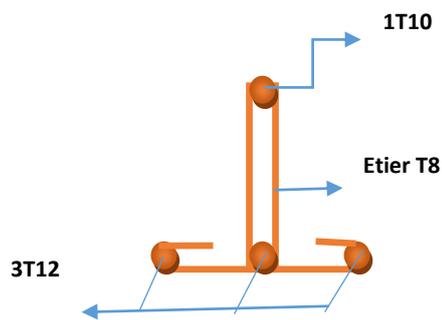


En appuis de
de rive

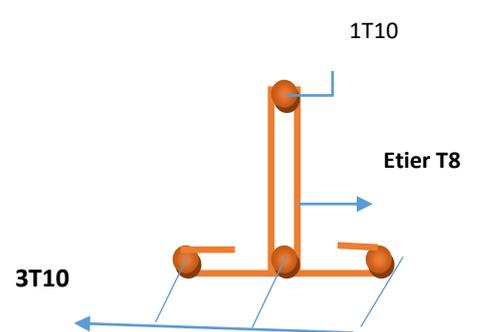
Poutrelles de plancher 1^{er} étages :



En travée
Intermédiaires

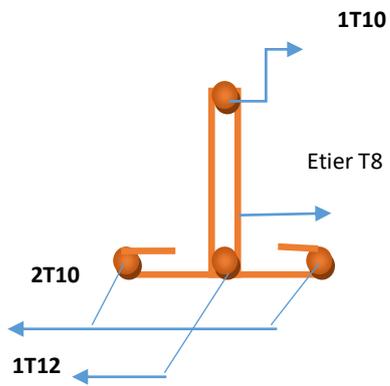


En appuis
de rive

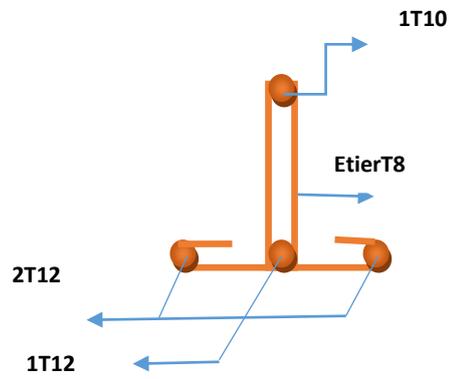


En appuis

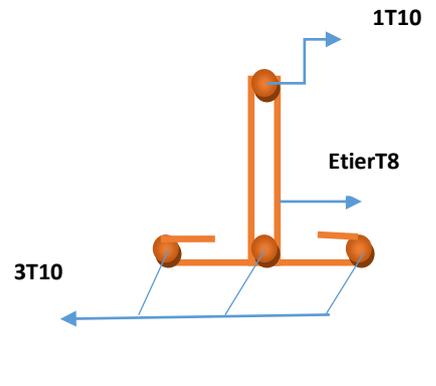
Poutrelles de plancher étages courants :



En travée

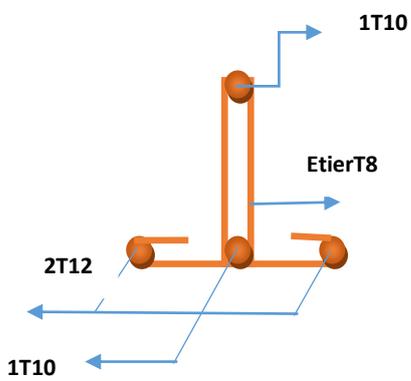


En appuis
Intermédiaires

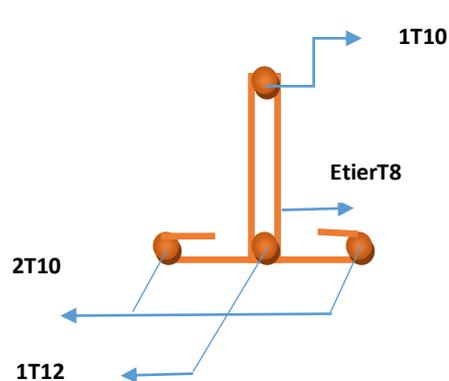


En appuis
de rives

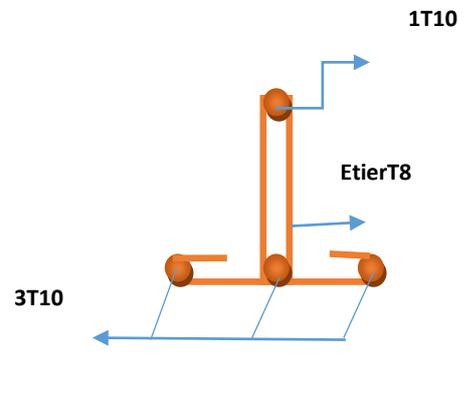
Poutrelles de la terrasse inaccessible :



En travée



En appuis
Intermédiaires



En appuis
de rive

Vérification à l'ELS :

a) Etat limite de compression de béton :

Tableau III.1.24 Vérification des états limites de compression du béton.

		En travée			En appui			$\bar{\sigma}$ Mpa
		M_t KN.m	I cm ⁴	σ Mpa	M_a KN.m	I cm ⁴	σ Mpa	
Terrasse Inaccessible	Poutrelles de type 1,2	12.01	33520	3.58	8.10	10720	3.02	15
Plancher d'étage courants	Poutrelles de type 1,2	10.37	10720	3.87	7.38	10720	2.75	15
Plancher RDC+SOUS SOL	Poutrelles de type 1,2,3	14.97	75480	1.98	12.32	75480	1.63	15
Plancher Premier étage	Poutrelles de type 1,2	11.70	33520	3.49	8.77	10720	3.27	15

b) Etat limite de déformation :

	type	q_{jser} KN/m	q_{gser} KN/m	q_{pser} KN/m	M_{jser} KN.m	M_{gser} KN.m	M_{pser} KN.m	I_0 Cm ⁴	ρ	λ_i	λ_v
Terrasse Inaccessible	1	2.73	4.60	5.25	8.16	13.76	15.70	41866.02	0.011	3.87	1.55
	2										
Plancher d'étage courants	1	2.73	3.61	4.59	8.16	10.80	13.72	38973.90	0.009	4.72	1.88
	2										
Plancher RDC+SOUS SOL	1	2.73	3.61	6.86	8.16	10.80	20.52	79455	0.014	3.04	1.216
	2										
	3										
Plancher Premier étage	1	2.73	3.61	5.24	8.16	10.80	15.66	41866.02	0.011	3.87	1.55
	2										

Tableau III.1.25 Vérification des états limites de déformation.

b) vérification de la flèche :

Tableau III.1.26 Vérification des états limites de déformation.

	Typ e	σ_{sj} Mpa	σ_{sg} Mpa	σ_{sp} Mpa	μ_j	μ_g	μ_p	$I_{f_{ij}}$ Cm ⁴	$I_{f_{ig}}$ Cm ⁴	$I_{f_{ip}}$ Cm ⁴
Terrasse Inaccessible	1									
	2	212.39	358.15	408.64	0.679	0.794	0.816	12694.61	11307.42	11075.88
Plancher d'étage courants	1									
	2	212.5	280.99	357.29	0.623	0.699	0.754	10879.49	9971.74	9403.91
Plancher RDC+SOUS+ SOL	1									
	2	157.38	208.29	395.76	0.663	0.733	0.849	28983.56	27073.06	24407.002
	3									
Premier étage	1									
	2	212.39	280.84	407.60	0.679	0.746	0.817	12694.61	11847.79	11065.58

Tableau III.1.27 Vérification des états limites de déformation.

	type	$I_{f_{vg}}$ Cm ⁴	f_{ji} mm	f_{gi} mm	f_{pi} mm	f_{gv} mm	Δf Mm	f_{adm} Mm
Terrasse Inaccessible	1							
	2	20659.62	6	10	11	14	9	9.99
Plancher d'étage courants	1							
	2	18481.30	7	9	10	15	9	9.99
Plancher RDC+SOUS SOL	1							
	2	46211.18	2	4	6	9	9	9.99
	3							
Premier étage	1							
	2	21372.03	6	9	10	13	8	9.99

III.2. Etude de l'escalier :

III.2.1. Définition : Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure on a un seul type d'escalier et il est fait en béton armé.

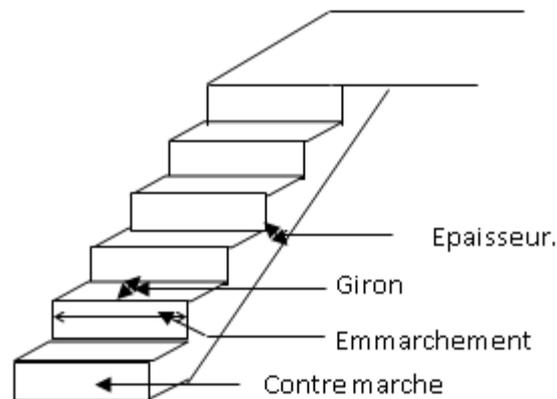


Fig III.2.1 Vue en plan et en perspective de l'escalier.

III.2.2. Etude de l'escalier :

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Deux palier d'épaisseur 17cm.
- ✓ Deux volées parallèles d'épaisseur 18cm.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm.

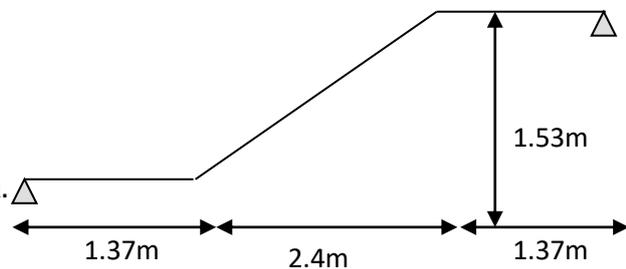


Fig III.2.2 Schéma statique

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

❖ Charges et surcharges :

$$\text{Palier : } G_{\text{palier}} = 5.77 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Volée : $G_{paillasse} = 9.57 \text{ KN} / \text{m}^2$

$Q_{escalier} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$

❖ **Moments et efforts tranchants :**

a) l'ELU :

$q_p = 1.35 \times 5.77 + 1.5 \times 2.5 = 11.53 \text{ KN} / \text{ml}$ $q_v = 1.35 \times 9.57 + 1.5 \times 2.5 = 16.67 \text{ KN} / \text{ml}$

Par la méthode RDM on trouve :

$R_A = 35.81 \text{ KN}$

$R_B = 35.81 \text{ KN}$

$M_0 = 50.24 \text{ KN.m}$

$M_t^{\text{max}} = 37.68 \text{ KN.m}$

$M_a = 25.12 \text{ KN.m}$

$V_{Elu} = 35.81 \text{ KN}$

b) l'ELS :

$q_v = 9.57 + 2.5 = 12.07 \text{ KN} / \text{m}$

$q_p = 5.77 + 2.50 = 8.27 \text{ KN} / \text{m}$

Après calcul on trouve :

$R_A = 25.81 \text{ KN}$

$R_B = 25.81 \text{ KN}$

$M_0 = 36.29 \text{ KN.m}$

$M_t^{\text{max}} = 30.85 \text{ KN.m}$

$M_a = 14.52 \text{ KN.m}$

$V_{ser} = 25.81 \text{ KN}$

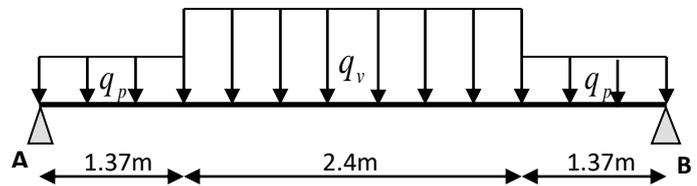
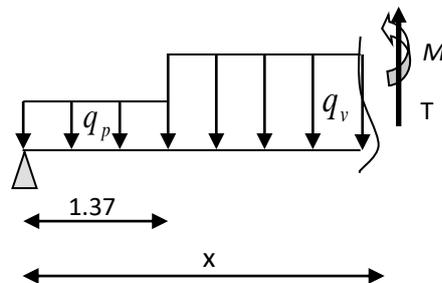


Fig III.2.3 Schéma statique avec chargement



III.2.3. Calcul du ferrillage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

En travée: $M_t = 37.68 \text{ KN.m}$

En appuis: $M_a = 25.12 \text{ KN.m}$

$b = 100 \text{ cm.}$
 $d = 18 \text{ cm.}$
 $h = 20 \text{ cm.}$

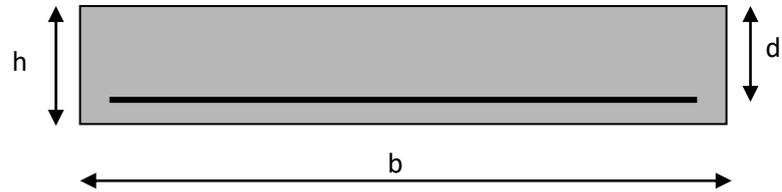


Fig III.2.4 Section à ferrailer

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.2.1 Résumé des résultats de ferrailage.

	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{CAL} (cm^2/ml)	$A_{Adobté}$ (cm^2/ml)
En travée	37.68	0.082	0.107	0.172	6.29	6T12=6.79
En appuis	25.12	0.054	0.07	0.175	4.13	4T12=3.144.52

III.2.4. Vérification à l'ELU et à l'ELS :

1.1.1. a) Vérification à l'ELU

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0,23.1.0,18.2,1/400 = 2.17 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

✓ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{35.81 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_c} = (35.81 \times 10^{-3} - \frac{37.68 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18}) \times \frac{1.15}{400} = -0.0005 m^2$$

✓ Calcul des armatures de répartition :

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.41 cm^2 / m$ on choisie : 4T8 = 2.01 cm²/m

On adopte 4T8 d'une section $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 cm^2 / m$ on choisit : 3T8 = 1.51 cm²/m

On adopte 3T8 d'une section $A_s = 1.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/3 = 33 \text{ cm}$$

b) Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

✓ Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$$

avec $\psi = 1.5$ pour les HA

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0,9.d.\sum U_i$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \phi$

$$\sum U_i = n.\phi.\pi = 6 \times 1.6 \times 3.14 = 30.14 \text{ cm.}$$

$$\tau_u = \frac{25.81 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 30.14 \times 10^{-2}} = 0.53 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{ser} < \tau_{ser}^- \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification de l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$50 \times y^2 + 101.85 \times y - 1833.3 = 0$$

Entravée $y = 5.12cm$

$$I = 21370cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{30.85 \times 10^{-3}}{21370 \times 10^{-8}} \times 0.0512 = 7.39MPa$$

$$\sigma_{bc} = 7.39 < \bar{\sigma} = 15MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$50 \times y^2 + 50.85 \times y - 915.3 = 0$$

En appui $y = 4.30cm$

$$I = 15376cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{14.52 \times 10^{-3}}{15376 \times 10^{-8}} \times 0.0430 = 4.07MPa$$

$$\sigma_{bc} = 4.07 < \bar{\sigma} = 15MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification de l'état limite de déformation :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \quad (3)$$

(1) : $0.039 < 0.0625$ condition non vérifiée.

(2) : $0.20 > 0.085$ condition vérifiée.

(3) : $0.037 < 0.006$ condition non vérifiée.

Les relations (1) et (3) ne sont pas vérifiées ; donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats sont comme suit :

La flèche est calculée comme dans les poutrelles.

$y = 5.12 \text{ cm}$, $I = 21370cm^4$, $I_0 = 339551.7cm^4$, $\rho = 0,0037$, $\lambda_i = 5.58$, $\lambda_v = 2.23$

$$E_i = 32456.59 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

Volée

$$q_{jser} = 3.22 \text{ KN/m} ; q_{gser} = 9.57 \text{ KN/m} ; q_{pser} = 12.07 \text{ KN/m}$$

Palier

$$q_{jser} = 3.22 \text{ KN/m} ; q_{gser} = 5.77 \text{ KN/m} ; q_{pser} = 8.27 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 9.04 \text{ KN.m} ; M_{gser} = 23.83 \text{ KN.m} ; M_{pser} = 30.85 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = 81.70 \text{ MPa} ; \sigma_{sg} = 215.43 \text{ MPa} ; \sigma_{sp} = 278.86 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 0.013 ; \mu_g = 0.313 ; \mu_p = 0.417$$

$$I_{f_{ij}} = 373837 \text{ cm}^4 ; I_{f_{ig}} = 136269 \text{ cm}^4 ; I_{f_{ip}} = 112480 \text{ cm}^4 ; I_{f_{vg}} = 220247 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = 0.00019 \text{ m} ; f_{gi} = 0.0014 \text{ m} ; f_{pi} = 0.0022 \text{ m} ; f_{gv} = 0.0026 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.00325 \text{ m}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{514}{500} = 1.028 \text{ cm} > 0.325 \text{ cm}$$

Condition vérifié

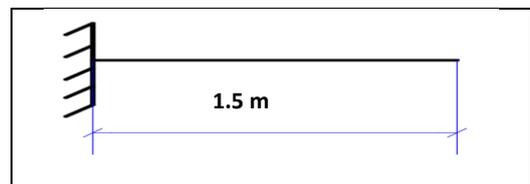
Première et troisième volées :

A) calcul des sollicitations

La charge permanente sur la volée

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 6.62 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 2,5 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$L = 1,5 \text{ m}$$



La charge qui revient sur la volée

Figure III.2.5 : volées 1,3 escalier RDC

$$ELU : q_v = 1,35G_v + 1,5Q_v = 12.69 \text{ kN/m}$$

$$ELS : q_v = G_v + Q_v = 9.12 \text{ kN/m}$$

Par la méthode RDM on trouve :

$$R_A = 19.03KN$$

$$M_u = 14.27KN.m$$

B) calcul de ferrailage

Tous les étapes de ferrailage son résumer sur les tableaux qui suit

Zone	Mu (kN/m)	μ_{bu}	α	Z	A cal (cm ²)	A min (cm ²)	A choisi (cm ²)
Volée 1 et 3	14.27	0,1007	0,133	0,0946	4.33	1,2075	4HA12= 4.52

Les armatures de répartitions :

$$Ar = \frac{A_l}{3} = \frac{4.52}{3} = 1,51 \text{ cm}^2 \quad \implies \text{On opte pour } Ar = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Zone	Mser (kN/m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (Mpa)	σ'_{bc} (Mpa)	CONDITION
Volée 1,3	10.26	4220.6	3.06	7.45	15	Condition vérifiée

Etatslimite de deformations:

$$1- \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0,08 > 0,062 \dots \dots \dots \text{C'est vérifier}$$

$$2- \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow 0,00452 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{C'est vérifier}$$

Les deux conditions sont vérifiéesr donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche

Schéma de ferrailage :

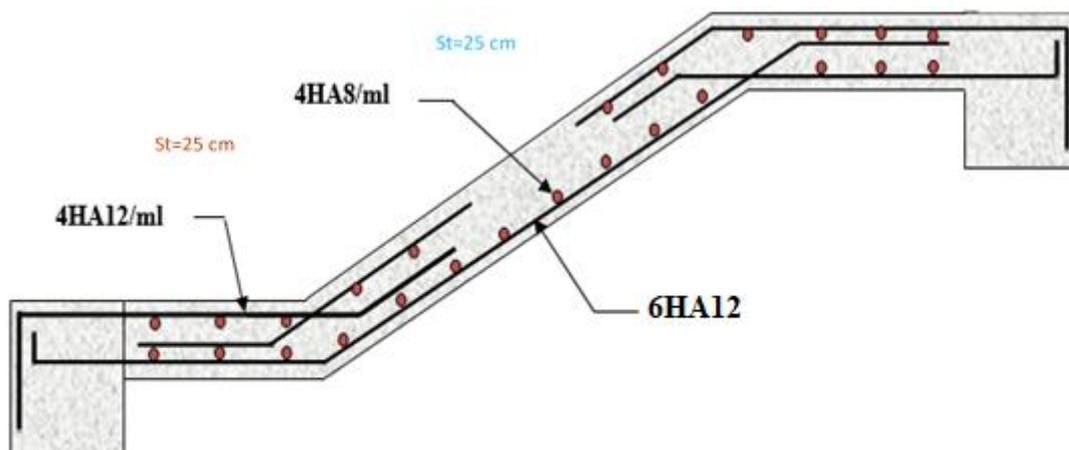


Fig.III.2.5 : Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier

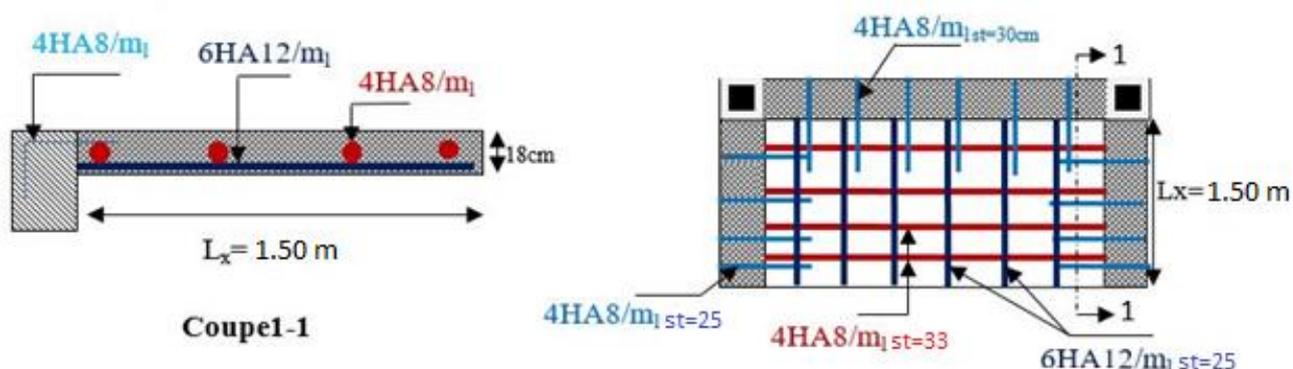


Fig.III.2.6 : Schéma de ferrailage de la partie 2 de l'escalier

III.2.5 Etude de la poutre brisée:

On a une poutre palière brisée son calcul se fait comme la poutre palière droite avec une légère différence

- **Dimensionnement :**

D'après la condition de flèche définie par le **BAEL91** :

$$L / 15 \leq h \leq L / 10$$

$$19.13 \leq h \leq 28.7 \text{ cm}$$

- **Exigence du RPA99/2003 :**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \end{cases} \text{ On prend : } \quad b = 30 \text{ cm} \quad ; \quad h = 30 \text{ cm}$$

- **les charges revenant sur la poutre brisée :**

La poutre palière est soumise à :

- ✓ **son poids propre :** $G_0 = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2.25 \text{ KN/ml}$.
 $G_1 = 25 \times 0,3 \times 0,3 / \cos (29.36) = 2.58 \text{ KN/ml}$.
- ✓ **Poids de mur :** $G_{0\text{mur}} = G_{\text{mur}} \times (h_{\text{étage}}/2 - h_{\text{poutre}}) = 2,76 \times (3,06/2 - 0.30) = 3.39 \text{ KN/ml}$.
- ✓ **Moment de torsion :** $M_{\text{tor}} = M_B \times l/2$: provoqué par la flexion de la paillasse.
- ✓ **Charge transmise des paillasses 1 et 3 :**
ELU : $R_{bu} = 19.03 \text{ KN/ml}$.
ELs : $R_{bs} = 13.68 \text{ KN/ml}$.
- ✓ **Charge transmise par la volée**
ELU : $R_{cu} = 35.81 \text{ KN/ml}$.
ELs : $R_{cs} = 25.81 \text{ KN/ml}$.

Calcul des sollicitations (calcul à la flexion) :

- **Calcul des charges :**
 ✓ **ELU :**

$$q_u = 1,35 (G_0 + G_{0\text{mur}}) + R_{bu} = 26.64 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1,35 (G_1 + G_{0\text{mur}}) + R_{cu} = 43.87 \text{ KN/ml}$$

- ✓ **ELs :**

$$q_s = (G_0 + G_{0\text{mur}}) + R_{bu} = 19.32 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (G_1 + G_{0\text{mur}}) + R_{cu} = 31.78 \text{ KN/ml}$$

Après avoir fait les calculs par la méthode RDM on trouve :

Calcul de la réaction d'appui de la poutre brisée

$$\text{ELU: } R_{AU} = 46.86 \text{ KN/ml} \quad ; \quad R_{BU} = 56.2 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELs: } R_{As} = 31.8 \text{ KN/ml} \quad ; \quad R_{Bs} = 40.72 \text{ KN/ml}$$

D'après le 2ème tronçon $1,5 \leq x \leq 2.87 \text{ m}$

$$\frac{dM_z}{dx} = 0 \text{ d'où : } x = 2 \text{ m}$$

$$\text{On trouve : } M_0^u (2) = 32.29 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_0^s (2,85) = 23.4 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments :**

ELU :

En travée : $M_t^u = 0,85 \times M_0^u = 27.45 \text{KN.m.}$

En appuis : $M_d^u = - 0,5 \times M_0^u = -16.15 \text{KN.m.}$

ELS :

En travée : $M_t^s = 0,85 \times M_0^s = 19.89 \text{KN.m.}$

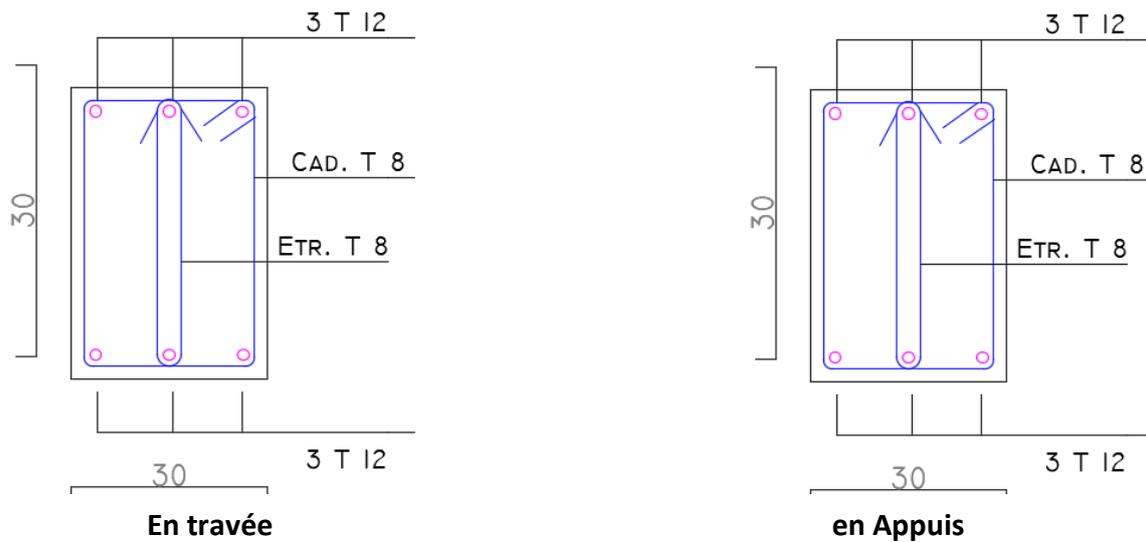
En appuis : $M_d^s = - 0,5 \times M_0^s = -11.7 \text{KN.m.}$

Le ferrailage de la poutre brisée :

Tableau III.2.4: calcul à l'ELU

zone	M_u (kN/m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A cal (cm ²)	A min (cm ²)	A choisi (cm ²)
En travée	27.45	0,082	0,107	0,27	2.92	1,01	3HA12 = 3.39
En appuis	16.15	0,048	0,062	0,27	1.72	1,01	3HA12 = 3.39

Ferrailage de la poutre brisée :



Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{56.2 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.67 \text{Mpa} < \tau_{uadm} = \min(0.2 f_{c28}/1.5; 5 \text{Mpa}) = 3.33$$

Mpa.....condition vérifiée

Armatures transversales :

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans} :

$$a) A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} = - 5 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max (0,45 ; -5 \text{ cm}^2)$$

Donc on prend : $A_{trans} = 0,45 \text{ cm}^2$

Calcul à la torsion :

Selon le BAEL91/99, la contrainte tangente de torsion est donnée par la formule suivante :

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e}$$

$\Omega = (b - e) \times (h - e)$: l'aire du contour tracé à mi-épaisseur des parois.

e : l'épaisseur de la paroi au point considéré.

$$e = \phi / 6 = 30 / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625 \text{ cm}^2$$

$$M_{tor \max} = \frac{M_{a \text{ tor}} \times L}{2} \text{ (au niveau des appuis de la poutre brisée)}$$

$$\text{Avec : } M_{a \text{ tor}} = (2M1 + M2) / 2 = 26.83 \text{ KN.M}$$

$M1$: le moment de torsion en appui provoqué sur la poutre brisée est transmis par la volée (1 ou 3).

$M2$: le moment de torsion en appui provoqué sur la poutre brisée est transmis par la volée (2).

$$M_{tor \max} = \frac{26.83 \times 2.87}{2} = 38.50 \text{ KN.m}$$

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{38.50 \times 10^{-3}}{2 \times 0,625 \times 0,05} = 6.16 \text{ MPa} > 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

Donc vu que la condition n'est pas vérifiée on redimensionne la section de la poutre brisée. après les calculs nous avons obtenus une section : $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

On recalcule e et Ω :

$$e = \phi / 6 = 40 / 6 = 6.67 \text{ cm}$$

$$\Omega = (40 - 6.67) \times (40 - 6.67) = 1110.89 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{38.50 \times 10^{-3}}{2 \times 0.111089 \times 0.0667} = 2.59 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Contrainte de cisaillement à la flexion simple après le redimensionnement est :

$$\tau_u = \sqrt{2.59^2 + 0,67^2} = 2,68 \text{ MPa.}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$\tau_u = 2,68 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$condition vérifiée.

Le ferrailage :

- **Armatures longitudinales :**

La section d'armatures longitudinales est donnée par :

$$A_l = \frac{M_{tor} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \quad \text{avec } \mu : \text{périmètre.}$$

$$\mu = 2 \times (b + h) = 160 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{38.5 \times 10^{-3} \times 1,6 \times 1,15}{2 \times 400 \times 0,111089} = 7.97 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales :**

On prend $St = 15 \text{ cm}$ en travée et $St = 10 \text{ cm}$ en appui.

$$A_l = \frac{M_{tor} \times St \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \begin{cases} A_{t.tor} = 0,75 \text{ cm}^2 \\ A_{a.tor} = 0,5 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,83 \text{ cm}^2 < A_{cal} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

Ferrailage finale de la poutre brisée :

- **En travée :**

$$A_l^f = 2.92 \text{ On choisit : } 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A_t^T = 7.97 \text{ On choisit : } 3HA20 = 9,42 \text{ cm}^2$$

- **En appuis :**

$$A_d^f = 1.72 \quad \text{On choisit : } 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a^T = 7.97 \quad \text{On choisit : } 3HA20 = 9,42 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales :**

$$A_{trans} = A_{trans}^f + A_{trans}^T / 2 = 0,45 + 0,75 = 1,2 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On choisit : } 4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELS :

Tableau III.2.5 : vérification a l'ELS					
Zone	$M_{ser} \text{ (KN.m)}$	$Y \text{ (cm)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\sigma_{bcadm} \text{ (MPa)}$
En travée	19.89	5.73	55461.23	2.05	18
En appui	11.7	4.74	38921.07	1.42	18

Vérification de la flèche :

1. $h/L = 0,139 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{Mt}{10 \times M0}\right) = 0,085 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$
2. $\frac{A}{b \times d} = \frac{9,69}{40 \times 38} = 0,0064 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Donc la flèche est vérifiée

III.3. Dalles pleines :

III.3.1. Introduction :

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimension , cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet, ya une seule dalle pleine d'épaisseur 15 cm.

III.3.2. Calcul des différents types de dalles :

Dans notre cas on a une seule dalle pleine (*dalle sur 4 appui*)

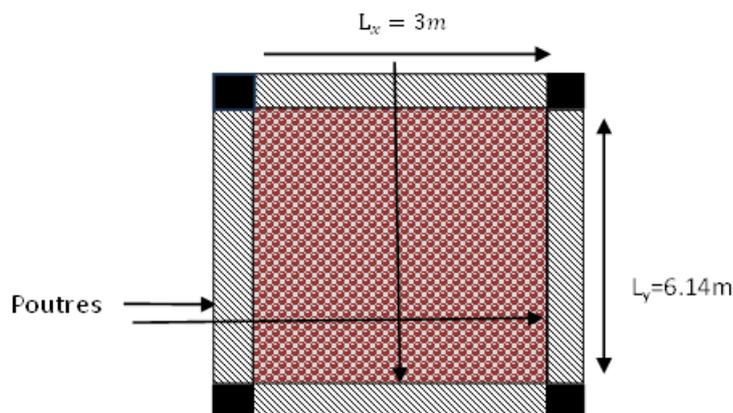


Fig : III .3.1 Schéma de la dalle

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.48 > 0.4$$

donc la dalle travaille selon les deux sens

$e = 15\text{cm}$

Calcul de chargement :

$$G = 4.86\text{KN/m}^2$$

$$Q = 3.5\text{KN/m}^2$$

Chargement sur la dalle :

ELU : $qu=1.35G+1.5Q=11.811\text{KN/ml}$

ELS : $qs= G + Q =7.98 \text{ KN/ml}$

Calcul de M_x et M_y :

$$M_{0U}^X = U_x * q * L_x^2 = 0.0994 * 11.811 * 3^2 = 10.56 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0U}^Y = U_y * M_{0U}^X = 0.2500 * 10.56 = 2.64 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0ser}^X = U_x * q * l_x^2 = 0.1026 * 9.98 * 3^2 = 7.71 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0ser}^Y = U_y * M_{0ser}^X = 0.3491 * 7.71 = 2.69 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments comptés en l'encastrement:

Entravée:

$$\begin{cases} M_U^X = 0.85 * M_{0U}^X = 9.98 \text{ KN/ml} & M_{ser}^X = 0.85 M_{0ser}^X = 6.56 \text{ KN.m} \\ M_U^Y = 0.85 * M_{0U}^Y = 2.24 \text{ KN/ml} & M_{ser}^Y = 0.85 * M_{0ser}^Y = 2.29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appuis:

$$\begin{cases} M_U^X = -0.3 * M_{0U}^X = -3.57 \text{ KN/ml} & M_{ser}^X = -0.3 * M_{0ser}^X = -2.31 \text{ KN.m} \\ M_U^Y = -0.3 * M_{0U}^Y = -0.79 \text{ KN/ml} & M_{ser}^Y = -0.3 * M_{0ser}^Y = -0.81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

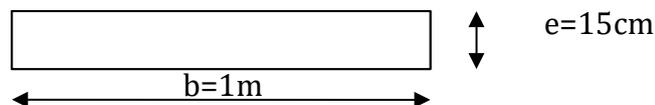


Fig.III.3.2 section de la dalle pleine a ferrailé

Tab.III.6 Calcul du ferrailage de la dalle .

	sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	z	Acal(cm^2)	Amin(cm^2)	Aadop(cm^2)	St(cm)
Travée	//lx	9.98	0.044	0.056	0.117	2.20	1.23	4HA12 =4.52	25
	//ly	2.24	0.011	0.014	0.119	0.54	1.12	4HA10 =3.14	25
Appui	//lx	3.57	0.015	0.019	0.119	0.76	1.23	4HA8 =2.01	25
	//ly	0.79	0.004	0.005	0.119	0.19	1.12	4HA8 =2.01	25

Avec $A_{xmin} = 0.0008 * \frac{(3-\rho)}{2} * b * e = 1.23\text{cm}^2$ $A_{ymin} = 0.0008 * b * e = 1.12\text{cm}^2$

Vérifications diverses:

Chapitre III Etude des éléments secondaire

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{vu}{b * d} = \frac{29.14 * 10^3}{1 * 0.14} = 0.231 MPA \leq \tau_{adm} = 0.05 * f_{c28} = 125 MPA$$

$$V_U^X = \frac{q * l_x}{3} = \frac{11.81 * 3}{3} = 11.81 KN \quad V_U^Y = \frac{p * l_x}{2} = \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 29.14 KN$$

Vérification des espacements:

$St = 20 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ vérifiée (sens principale)

$St = 20 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ vérifiée (sens secondaire)

Vérification des A_l vis-à-vis de l'effort tranchant:

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s * V}{F_e}$$

on a : $A_l = 4.52 \text{ cm}^2$ et $V_{max} = 29.14 \text{ KN}$ d'où $4.52 \geq 1.09 \text{ cm}^2$

b A L'ELS :

-vérification des contraintes:

Comme notre dalle est située à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} = 2.88 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$Y = \frac{b * y^2}{2} + 15(A_s + A_s') * y - 15 * (d * A_s + d' * A_s') = 0$$

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * [A_s * (d - y)^2 + A_s' * (y - d')^2]$$

Vérification des contraintes

Tab.III.12: Vérification des contraintes.

	Sens	Mser (KN.m)	I*10 ⁻⁴ (m ⁴)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	//lx	6.56	9.76	0.042	2.88	15	77.62	201.6	Vérifie
	//ly	2.29	5.65	0.032	1.302		53.34		Vérifie
Appui	//lx	2.23	6.84	0.035	1.203	15	42.83	201.6	Vérifie
	//ly	0.81	5.65	0.032	0.459		18.82		Vérifie

B) Vérification de la flèche :

$$1) e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20 * M_{0X}} \right) * L_X \right] \rightarrow e = 15 \text{ cm} \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}; \frac{9.98}{20 * 10.56} \right) * 3 \right]$$

$e = 15 \geq \max[0.112, 0.141]$ **Condition vérifiée**

$$A_{tx} \leq \frac{2 \cdot b \cdot d_x}{f_e} A_{tx} \cdot 1.52 \leq \frac{2 \cdot 1 \cdot 0.12}{400} = 6 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

D'après les résultats obtenus ,la dalle ne risque pas de se fléchir

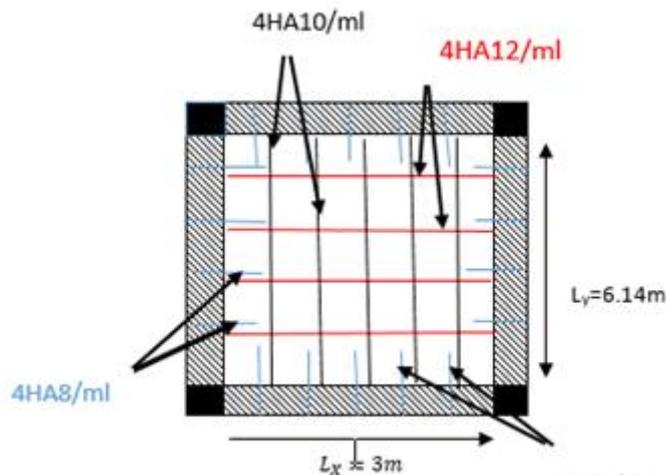


Fig.III.3.3Schéma de ferrailage de dalle sur quatre appuis

III.4. Etude de l'Acrotère :

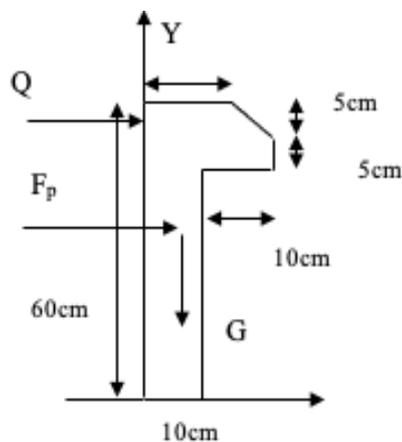


Figure III.4.1.schéma statique de l'acrotère

III.4.1Méthode de calcul :

L'acrotère est assimilé à une console encastree dans la poutre du plancher terrasse. Cette derniere est sollicitée en plus de la force sismique (Fp) par deux efforts importants :

- Effort vertical du à son poids propre.

-Effort horizontal dû à la main courante créant un moment fléchissant à l'encastrement.

Le calcul se fera au niveau de la section dangereuse, celle de l'encastrement. Il se fera à la flexion composée pour un mètre linéaire de l'argeur.

III.4.2 Evaluation des charges et Surcharges :

Poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = (0.6 \times 0.1) + [(0.1 \times 0.02) / 2 + (0.08 \times 0.1)] \times 25 = 172.5 \text{ kg/ml}$$

Revêtement en enduit de ciment

$$G_2 = 0.02 \times 2000 [0.6 + 0.2 \times 0.08 + 0.1 + 0.5] = 59.2 \text{ kg/ml}$$

$$G = G_1 + G_2 = 172.5 + 59.2 = 231.7 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 231.7 \text{ Kg/ml}$$

Surcharge d'exploitation :

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

III.4.3 Calcul de l'effort sismique :

L'acrotère est soumis à une charge horizontale F_P donnée par RPA/version 2003 :

$$F_P = 4 A C_P W_P$$

RPA99 (article 6.2.3)

$A = 0.15$: coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) page 26, pour la zone et groupe d'usage appropriés : zone II_a et groupe d'usage 2.

$C_P = 0.8$: facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 (tableau (6.1) page 43 (RPA99/V2003))

W_P : poids de l'élément considéré $W_P = G_1 + G_2 = 2,317 \text{ KN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.317$$

$$F_p = 1.112 \text{ KN/ml}$$

Calcul des Sollicitations :

Tableau III 1: calcul des sollicitations.

	ELU	ELS
N_u	$N_u=1.35G=3.128\text{KN/ml}$	$N_{ser}=G=2.317\text{KN/ml}$
M_u	$M_u=1.5Q*h=0.9\text{KN.ml}$	$M_{ser}=Q*h=0.6\text{KN.ml}$
V	$V=1.5Q=1.5\text{KN/ml}$	$V_{ser}=Q=1\text{KN/ml}$

Calcul de la section d'armatures :

III.4.4 Ferrailage de l'acrotère (E.L.U) :

$b = 100\text{cm}$

$C = 2\text{cm}$

$d = 8\text{cm}$

$h = 10\text{cm}$

L'élément est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable (FN).

Calcul de l'excentricité :

Elle est définie par la relation selon les documents basés sur les règles BAEL91 :

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

e_1 : excentricité (dite du premier ordre), de la résultante des contraintes normales

$$e_1 = M_u / N_u = 0.9 / 2.317 = 0.388\text{m}$$

$$e_1 = .388\text{m}$$

e_2 : excentricité due aux effets de second ordre, liés à la déformation de la structure

$$e_2 = 3 * L_f^2 / 10000h * (2 + \alpha\varphi) \quad \text{(BAEL91 article A.4.3.5)}$$

$$L_f = 2l_0 = 2 + 0.06 = 1.2\text{m}$$

$\varphi=2$: Le rapport de déformation finale dû au fluage de la déformation instantanée.

$h = 10\text{cm}$: La hauteur totale de la section dans la direction du flambement

$$\alpha = MG / (MG + MQ) = 0$$

$$\text{Donc : } e_2 = 3 \cdot 1.2^2 / (10000 \cdot 0.1) \cdot 2$$

$$e_2 = 0.0086\text{m}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométrique initiales (après exécution).

$$e_a = \max [2\text{cm} ; l / 250], e_a = 0.02\text{m}$$

$$e = 0.388 + 0.02 + 0.0086 = 0.42\text{m}$$

Centre de pression :

$$\text{On a : } h / 6 = 0.1 / 6 = 0.016\text{m}$$

Donc le centre de pression est à l'extérieur de l'intervalle $[- h / 6 ; h / 6]$, la section donc est partiellement comprimée et son ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{UF}

Sollicitations majorées :

$$M_u = M_u + e N_u = 2,317 \times 0,42 + 0,9 = 1,873\text{kN.m}$$

Calcul de Ferrailage :

Moment fictif :

$$M_{uf} = M_u + N_u (d - h / 2) = 1.257\text{kN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.024 < \mu_l, \text{ pivot A (A}'=0)$$

La section fictive d'aciers tendus :

$$A_f = (0.8 \times b \times d \times \sigma_b) / \sigma_s$$

$$\alpha = 0.03$$

$$A_f = 0.8 \times 0.030 \times 100 \times 14.17 / 348 = 0.78\text{cm}^2.$$

La section réelle d'acier tendu :

$$A_s = A_f - (N_u / \sigma_s)$$

$$A_s = 0.78 - (2.317 / (348 \times 103))$$

$$A_s = 0.78\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

$$A_{\min} = 0.966\text{cm}^2$$

On prend : $A = \max (A_{\min} ; A)$

Donc : $A = 0,966 \text{ cm}^2$

Soit : $A = 4\text{HA}8 / \text{ml} = 2,01\text{cm}^2$

L'espacement :

D'après B.A.E.L 91

$$St = b / 4 = 100 / 4 = 25\text{cm}$$

$$St_{\max} \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = 30 \text{ Cm}$$

$St < St_{\max}$vérifiée

$$St = h/6 = 60/3 = 20\text{cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 2,01/4 = 0,502 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_r = 3\text{HA}6$

$$\text{Avec } A_s = 0.48\text{cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant :

D'après : BAEL91 page108

$$\tau_u = V_u / d^* b = 1.5 \times 10 / 100 \times 8 = 0.018\text{MPa}$$

$$\tau_u = (F_{c28} / 10 ; 3\text{MPa}) = \min (2.5\text{MPa} ; 3\text{MPa})$$

Donc : $\tau_u = 0.018\text{MPa} < \tau_u = 2.5\text{MPa}$vérifiée

Vérification à l'ELS :

La fissuration est préjudiciable.

La section est partiellement comprimée donc il faut vérifier :

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

$$\sigma_s = 15 \cdot N_{ser} \cdot (d - y_{ser}) / \mu_t \leq \sigma_s = \min(2/3 f_e; 150 \cdot n) = 240 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre :

$$C = d - e_1$$

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) = 0.6 / 2.317 + (0.08 - 0.1/2) = 0.289 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{« c » à l'extérieur de la section} \Rightarrow c = 0.08 - 0.279 \Rightarrow c = -0.21 \text{ m}$$

$$c = ; y_{ser} = y_c + c y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

$$p = -3c^2 + 90 A_s x (c - d') / b$$

$$p = -3 (-21)^2 + 90 \cdot 2.01 \times (8 - 21) / 100$$

$$p = -1346.52 \text{ KN}$$

$$q = -2 \times c^3 + 90 A_s x (d - c)^2 / b$$

$$q = -3 (-21)^3 + 90 \times 2.01 \times (8 + 21)^2 / 100$$

$$q = 20043.34 \text{ KN}$$

En remplaçant « q » et « p » dans l'équation (*), sa résolution donne : $y_c = -42.62 \Rightarrow y_{ser} = -21.62$

$$\mu_t = (b \cdot y^2) / 2 - 15 \cdot A \cdot (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.0014 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.36 \text{ MPa} < \sigma_{adm}$$

III.4.5 Schéma de ferrailage de l'acrotère :

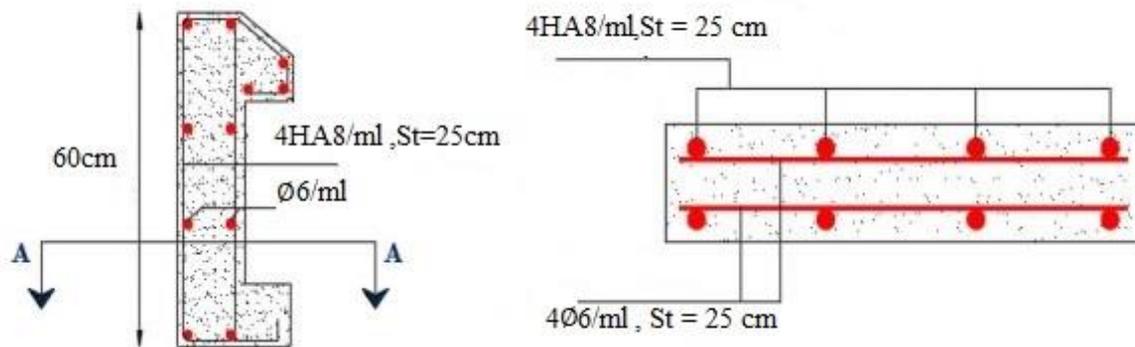


Fig III.4.2: Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.4.6 conclusion :

Dans ce chapitre il a été question de choisir une meilleure disposition des poutrelles dans les planchers en corps creux ce choix s'est fait en respectant le critère de la petite portée et celui de la continuité, cette étude a donné naissance à plusieurs types de poutrelles. Aussi nous avons opté pour un calcul d'une dalle sur quatre appuis.

Dans cette partie aussi on fait étude à un type d'escaliers à trois volées. Nous nous sommes ensuite intéressés à l'étude de l'acrotère.

IV.1. Introduction :

L'Object d'étude dans ce chapitre est l'étude de comportement de la structure, causée par des actions dynamiques, qui engendre des déplacements en fonction du temps. Afin de déterminer un modèle qui répond aux exigences de la parasismique.

La structure étudiée sera réalisée dans la ville de BOUMERDES, qui est une zone de sismicité moyenne zonesismique III selon la classification RPA99version2003, donc elle est exposée à des séismes. La structure étudiée est d'une hauteur de 26.37m destinée à usage multiple habitations et commerce donc il est important de prévoir son comportement sous chargement dynamique

IV.2. Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

Par la méthode statique équivalente ;

Par la méthode d'analyse modale spectrale ;

Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.1. Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions d'après l'article (4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Calcul de la force sismique totale :

RPA99 (Article 4.2.3)

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontale et orthogonale selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

A : Coefficient d'accélération de la zone.

RPA99 (Tableau 4.1)

Le coefficient A représenté l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

Groupe d'usage : groupe 2

Zone sismique : zone III $\Rightarrow A = 0.25$

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. *RPA99* (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R= 5$

Q : Facteur de qualité.

Le facteur de qualité Q exprime le niveau de confiance de la valeur de l'accélération de dommage A_d que l'on a pris dans le calcul, car pour une structure donnée la déformation Δ_d liée à A est aléatoire pour un événement sismique donné, et ce facteur Q est essentiellement fonction des qualités de la structure qui sont :

La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.

La régularité en plan et en élévation.

La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_I^6 Pq \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

" Critère q "	Pq	
	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	0	
2- Redondance en plan	0	
3- Régularité en plan	0	
4- Régularité en élévation	0	
5- Contrôle de qualité des matériaux	0.05	Non
6- Contrôles de la qualité de l'exécution	0.05	Non

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités Pq .

Donc $Q = 1.1$

W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau suivant :

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés.	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises.	0.30
3	Entrepôts, hangars, ...	0.40
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés.	0.50
5	Autres locaux non visés ci-dessus	1.00
		0.60

Tableau IV.2 Valeurs du coefficient de pondération β .

Concernant notre projet on a des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération $\beta = 0.20$. $W=38497.4214$ KN

D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y en avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. RPA 99 (Tableau 4.7)

Selon la valeur de P_{ie}^* **moyenne** donné par les essais pressiométrique $P_{ie}^* > 5 \text{ MPA}$ le sol en catégorie **S1** (site rocheux), du **RPA 99 (Tableau 3-2)** de classification des sites on, donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.3s \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0.7$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau donnant les valeurs de $\zeta(\%)$:

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	acier	Béton armé / maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau IV.3 Les valeurs de $\zeta(\%)$

On prend : $\zeta = \frac{7 + 10}{2} = 8.5\%$

Donc $\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} = 0.81 > 0.7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4}$$

RPA99 (Formule 4-6)

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 27.54m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage il est donnée par le tableau suivant :

Cas N°	Système de contreventement	C_T
01	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0.075
02	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
03	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	
04	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0.050
		0.050

Tableau IV.4 Les valeurs du coefficient C_T

$$C_T = 0.050$$

$$T = 0.050 \times (27.54)^{3/4} = 0.601 \text{ s}$$

On peut également utiliser la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

RPA99 (Formule 4-7)

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 31.65\text{m}, \quad L_y = 15.90\text{m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.441\text{s} \\ T_y = 0.622\text{s} \end{cases}$$

$$T_x = \min (T_x; T) = 0.441\text{s} > T_2 = 0.3\text{s}$$

$$T_y = \min (T_y; T) = 0.601\text{s} > T_2 = 0.3\text{s}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.3 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.3}{0.441} \right)^{2/3} = 1.566 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.3}{0.601} \right)^{2/3} = 1.274 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_s = 1.3 \times 0.441 = 0.573s \\ T_s = 1.3 \times 0.601 = 0.781s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.25 \times 1.566 \times 1}{5} \times 38497.4214 = 3014.35 KN$$

$$V_{st,y} = \frac{0.25 \times 1.274 \times 1}{5} \times 38497.4214 = 2452.29 KN$$

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Dans notre étude le spectre de reponse est donné par le logiciel(*spectre*).

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.872	0.002	0.7046	0.002	0.7046
Modal	2	0.819	0.7163	0.0006	0.7183	0.7052
Modal	3	0.723	0.0087	0.0286	0.727	0.7339
Modal	4	0.278	0.0002	0.1233	0.7272	0.8572
Modal	5	0.252	0.1327	0.0001	0.8599	0.8573
Modal	6	0.216	0.002	0.0014	0.8619	0.8587
Modal	7	0.142	4.47E-05	0.0566	0.8619	0.9152
Modal	8	0.125	0.0578	3.44E-05	0.9197	0.9153
Modal	9	0.103	2.00E-04	0.0001	0.9199	0.9154
Modal	10	0.085	3.65E-05	0.0327	0.92	0.948
Modal	11	0.075	3.24E-02	3.85E-05	0.9524	0.9481
Modal	12	0.061	1.30E-06	1.40E-05	0.9524	0.9481

Tableau IV.5 Résumé des résultats

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise un logiciel d'analyse qui est l'ETABS.

IV.4. Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel destiné à la conception et à l'analyse des structures de la catégorie bâtiment. Il permet de modéliser facilement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. C'est un **logiciel** performant utilisé dans le domaine de **modélisation des structures de bâtiment** en génie civil est **ETABS**(**E**xtended **T**here **D**imensions **A**nalyses of **B**uilding **S**ystems). Ce logiciel permet ferrailer les éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI..Etc.). Grâce à ses diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle additionnelle.

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

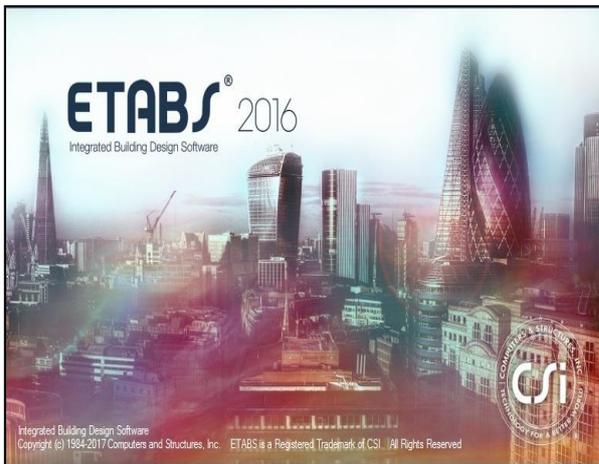


Fig : IV.4.1 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

1) Première disposition :

Nous avons proposé cette disposition de voiles illustrée par la figure Fig IV.4.3 car elle nous donne un meilleur comportement de la structure

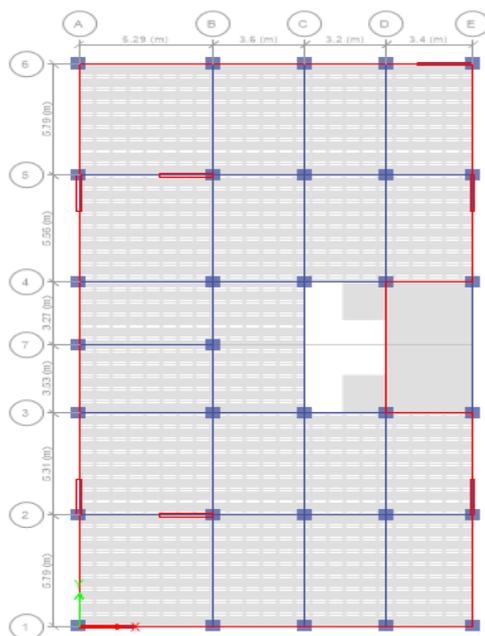


Fig IV. 2 Disposition des voiles

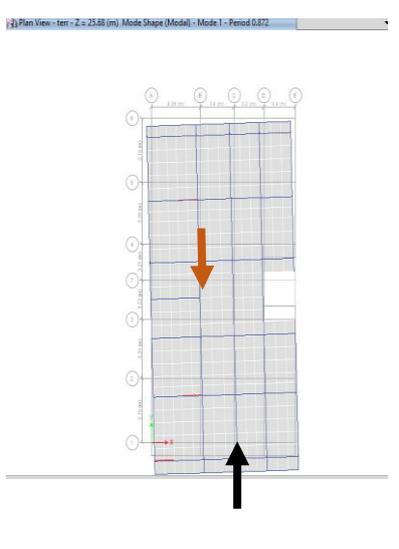
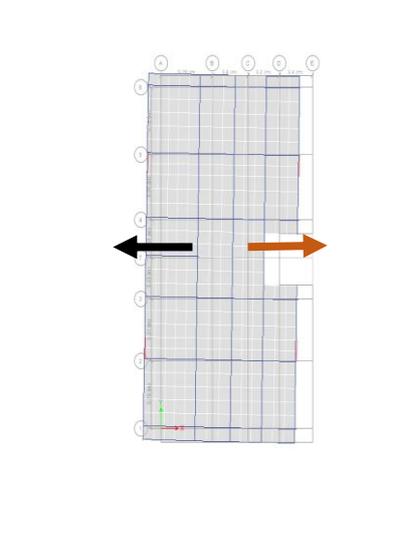
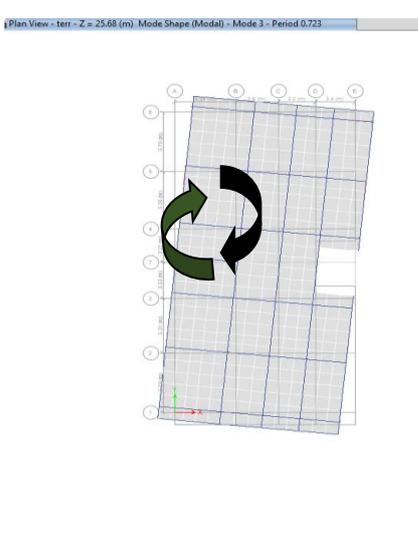
		
<p>1^{er} mode : translation dans le sens x $T1=0,872s$</p>	<p>2^{ème} mode : translation dans le sensy $T2=0,819s$</p>	<p>3^{ème} mode : Rotation autour l'axe z $T3=0,723s$</p>

Tableau IV.06 les mode de translation

Analyse des résultats :

On remarque que la période fondamentale de vibration est supérieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA 99/ version2003 majorée de 30%, et on remarque aussi que les deux modes de vibration sont des modes de translation le premier selon x x, et le deuxième selon yy. Telle que montrée par les figures précédentes.

Justification de l'interaction voiles-portiques :

Sous charges verticales :

Niveaux	charge reprise en (KN)		Poucentages repris (%)		observation
	portiques	voiles	portiques %	voiles %	
S/Sol	-37398.0939	-6384.0598	85.4186	14.5814	vérifiée
RDC	-32600.2358	-5874.3775	84.7318	15.2682	vérifiée
Etage 1	-27913.8983	-5561.7913	83.3856	16.6144	Vérifiée
Etage 2	-23701.2956	-4901.9545	82.8622	17.1378	Vérifiée
Etage 3	-19353.0526	-4373.3841	81.5675	18.4325	Vérifiée
Etage 4	-15372.4795	-3593.7339	81.0519	18.9481	Vérifiée
Etage 5	-11311.9265	-2889.7675	79.6520	20.3480	Vérifiée
Etage 6	-7559.4097	-1983.9741	79.2110	20.7890	Vérifiée
Etage 7	-3882.86	-1059.9707	78.5554	21.4446	Vérifiée

Tableau IV.07 Résumé des résultats

Sous charges horizontales :

Sens xx						
Niveaux	Charges reprises en (KN)		Total	Poucentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles		Portiques	Voiles	
S/Sol	895.8314	1316.2456	2212.077	40.50	59.50	Vérifiée
RDC	1007.5406	1052.6625	2060.2031	48.90	51.10	Vérifiée
Etage 1	981.4383	903.7062	1885.1445	52.06	47.94	Vérifiée
Etage 2	1065.6381	667.118	1732.7561	61.50	38.50	Vérifiée
Etage 3	871.0612	669.4799	1540.5411	56.54	43.46	Vérifiée
Etage 4	894.6708	469.9771	1364.6479	65.56	34.44	Vérifiée
Etage 5	649.1698	490.3443	1139.5141	56.97	43.03	Vérifiée
Etage 6	616.5436	282.1985	898.7421	68.60	31.40	Vérifiée
Etage 7	516.1804	239.9019	756.0823	68.27	31.73	Vérifiée

Tableau IV.08 Résumé des résultats

Sens yy						
Niveaux	Charges reprises en (KN)		Total	Poucentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles		Portiques	Voiles	
S/Sol	1326.6379	1308.3313	2634.9692	50.35	49.65	Vérifiée
RDC	1398.6819	981.0933	2379.7752	58.77	41.23	Vérifiée
Etage 1	1330.4924	822.29	2152.7824	61.80	38.20	Vérifiée
Etage 2	1386.9307	573.5463	1960.477	70.74	29.26	Vérifiée

Etage 3	1152.7381	592.7786	1745.5167	66.04	33.96	Vérifiée
Etage 4	1129.9701	416.3787	1546.3488	73.07	26.93	Vérifiée
Etage 5	844.9642	458.3798	1303.344	64.83	35.17	Vérifiée
Etage 6	776.037	228.4113	1004.4483	77.26	22.74	Vérifiée
Etage 7	526.3425	314.9996	841.3421	62.56	37.44	Vérifiée

Tableau IV.9 Résumé des résultats

On remarque que le taux des charges verticales reprises par les voiles dépasse la limite des 20 % exigée par le RPA 99/ version2003 .

Pour alléger les voiles dont le but d’éviter le risque au flambement, les poteaux doivent reprendre plus de 80 % de l’effort vertical d’étage et pour cela on doit augmenter leur section.

L’examen de la part de l’effort tranchant total repris par les voiles est celui repris par les portiques à chaque niveau dans les deux sens, montre que le taux d’effort tranchant repris par les voiles reste dans tous les niveaux inférieur à 75 % et les portiques reprennent plus de 25 %.

Bien que ces résultats ne servent en principe que pour la classification du système de contreventement, leur examen conforte la conclusion dégagée à partir de la répartition des charges horizontales entre les voiles et les portiques, qui nous permet d’adopter un système de contreventement mixte avec justification de l’interaction.

Pour avoir un bon comportement de la structure et vérifier les conditions de l’interaction et pour faire baisser la période fondamentale de vibration ; plusieurs autres dispositions ont été testées dans le but d’aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant à la fois une bonne répartition des charges entre les portiques et les voiles et les conditions architecturales de la structure.

Enfin on a retenu la disposition des voiles, ce qui nous amène à de nouvelles sections des poteaux et des voiles.

IV.5. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

IV.5.1. Vérification de la résultante des forces sismiques :

En se référant à l’article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

$$V_{dynamique} = \frac{A \times Q \times D \times \alpha}{R} \times W$$

α : Facteur de participation du mode pour avoir un pourcentage de participation supérieur à 90 % dans les deux sens de vibration (voir tableau IV.12).

Sens xx

Vst : Force sismique à la base, déterminée par la MSE

Vdyn : Force sismique à la base, déterminée par comb des valeurs modales

Vst =	2842.26462	Kn	→	0,8 Vst =	2273.8117	} Vérfiée
Vdyn =	2273.9044	Kn				

Sens yy

Vst : Force sismique à la base, déterminée par la MSE

Vdyn : Force sismique à la base, déterminée par comb des valeurs modales

Vst =	3426.65548	Kn	→	0,8 Vy =	2741.32438	} Vérfiée
Vdyn =	2741.4245	Kn				

IV.5.3.Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ RPA99 (Article 5.10)

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Sens x-x

Niveau	δ_k (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	hk (m)	$\Delta k / hk$ (%)	Observation
RDC	0.001393	0.006965	0	0.0069650	3.06	0.0022761	Vérifiée
Etage 1	0.004494	0.02247	0.006965	0.0155050	3.06	0.0050670	Vérifiée
Etage 2	0.008417	0.042085	0.02247	0.0196150	3.06	0.0064101	Vérifiée
Etage 3	0.012627	0.063135	0.042085	0.0210500	3.06	0.0068791	Vérifiée
Etage 4	0.016852	0.08426	0.063135	0.0211250	3.06	0.0069036	Vérifiée
Etage 5	0.020809	0.104045	0.08426	0.0197850	3.06	0.0064657	Vérifiée
Etage 6	0.024428	0.12214	0.104045	0.0180950	3.06	0.0059134	Vérifiée
Etage 7	0.027582	0.13791	0.12214	0.0157700	3.06	0.0051536	Vérifiée
Terrasse	0.030383	0.151915	0.13791	0.0140050	3.06	0.0045768	Vérifiée

Sens y-y							
Niveau	δ_k (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	hk (m)	$\Delta k / hk$ (%)	Observation
RDC	0.001433	0.007165	0	0.0071650	3.06	0.0023415	Vérifiée
Etage 1	0.004491	0.022455	0.007165	0.0152900	3.06	0.0049967	Vérifiée
Etage 2	0.008353	0.041765	0.022455	0.0193100	3.06	0.0063105	Vérifiée
Etage 3	0.012448	0.06224	0.041765	0.0204750	3.06	0.0066912	Vérifiée
Etage 4	0.016507	0.082535	0.06224	0.0202950	3.06	0.0066324	Vérifiée
Etage 5	0.020276	0.10138	0.082535	0.0188450	3.06	0.0061585	Vérifiée
Etage 6	0.0237	0.1185	0.10138	0.0171200	3.06	0.0055948	Vérifiée
Etage 7	0.026683	0.133415	0.1185	0.0149150	3.06	0.0048742	Vérifiée
Terrasse	0.029372	0.14686	0.133415	0.0134450	3.06	0.0043938	Vérifiée

Tableau IV.10 Résumé des résultats de déplacement

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k \max} = 0.21 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.06 \text{ cm}$$

IV.5.3. Justification vis-à-vis de l'effet "P- Δ" :

Vk : Effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δk : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1"

Pk : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées, au dessus du niveau "k"

Sens x-x						
Niveau	Δk (m)	Pk (Kn)	Vk (Kn)	hk (m)	θ	Observation
RDC	0.006965	38497.421	2273.9044	3.06	0.038535	Vérifiée
Etage 1	0.015505	34046.48	2200.6704	3.06	0.078391	Vérifiée
Etage 2	0.019615	29629.665	2065.1634	3.06	0.091969	Vérifiée
Etage 3	0.021050	25339.475	1908.4669	3.06	0.091336	Vérifiée
Etage 4	0.021125	21049.285	1716.5378	3.06	0.084656	Vérifiée
Etage 5	0.019785	16873.48	1511.3371	3.06	0.072187	Vérifiée
Etage 6	0.018095	12697.674	1274.3553	3.06	0.058921	Vérifiée
Etage 7	0.015770	8624.0125	986.5209	3.06	0.045052	Vérifiée
Etage 8	0.014005	4550.3511	636.2712	3.06	0.032731	Vérifiée

Tableau IV.11 Résumé des résultats sens x-x

Sens y-y						
Niveau	Δk (m)	Pk (Kn)	Vk (Kn)	hk (m)	θ	Observation
RDC	0.007165	38497.421	2741.4245	3.06	0.032881	Vérifiée
Etage 1	0.015290	34046.48	2660.4157	3.06	0.063945	Vérifiée
Etage 2	0.019310	29629.665	2497.2542	3.06	0.074873	Vérifiée
Etage 3	0.020475	25339.475	2302.1246	3.06	0.073650	Vérifiée
Etage 4	0.020295	21049.285	2066.4827	3.06	0.067557	Vérifiée
Etage 5	0.018845	16873.48	1818.7617	3.06	0.057135	Vérifiée
Etage 6	0.017120	12697.674	1538.6322	3.06	0.046171	Vérifiée
Etage 7	0.014915	8624.0125	1191.6546	3.06	0.035274	Vérifiée
Etage 8	0.013445	4550.3511	766.9865	3.06	0.026067	Vérifiée

Tableau IV. 12 Résumé des résultats sens y-y

IV.6.Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux

V. Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles.

Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

VI.1. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens, leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible, les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations suivants :

$$\begin{array}{l}
 1.35G+1.5Q \\
 1) \ G+Q \\
 2) \ G+Q+E \\
 3) \ G+Q-E \\
 4) \ 0.8G+E \\
 5) \ 0.8G-E
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \\ 1) \ G+Q \\ 2) \ G+Q+E \\ 3) \ G+Q-E \\ 4) \ 0.8G+E \\ 5) \ 0.8G-E \end{array}} \right\} \text{RPA99 (Article 5.2)}$$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$$\begin{array}{l}
 N_{max} \longrightarrow M_{\text{correspondant}} \\
 N_{min} \longrightarrow M_{\text{correspondant}} \\
 M_{max} \longrightarrow N_{\text{correspondant}}
 \end{array}$$

VI.1.1. Les recommandations du RPA 99/2003 :

❖ Les armatures longitudinales: RPA99 (Article 7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal est de: 0.9 % (Zone III).
- Le pourcentage maximal est de : 4 % en zones courantes.
6 % en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : $50 \times \phi$ (zone III).

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (zone III).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

Le tableau suivant résume le ferrailage des poteaux :

Tableau V.1 Armatures longitudinales et maximales selon le RPA dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
Sous-sol	60×60	32.4	144	216
RDC	60×55	29.7	132	198
1,2 ^{ème} étage	50×55	24.75	110	165
3,4 ^{ème} étage	45×50	20.25	90	135
5,6 ^{ème} étage	40×45	16.20	72	108
7 ^{ème} étage	40×35	13.57	56	84

❖ **Les armatures transversales :**

RPA99 (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Où : V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

$$-t \leq \min(10 \times \phi_l, 15cm) \text{ (zone nodale).}$$

$$-t \leq 15 \times \phi_l \text{ (zone courante). (}\phi_l \text{ Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau).}$$

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

$$- \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 .$$

$$- \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; (\lambda_g \text{ élanement géométrique).}$$

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

- 0.3% si $\lambda_g \geq 5$

- 0.8% si $\lambda_g < 3$

- Interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ .

VI.1.2. Sections des armatures longitudinales dans les poteaux :

Le ferrailage calculé est tiré à partir du fichier « Start Design/check of structur » du logiciel ETABS.

Tableau V.2: armatures longitudinales.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²) RPA	A _{Calc} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
Sous-sol	60×60	32.4	26.19	8T20+4T16=33.17
RDC	60×55	29.7	16.78	8T20+4T14=30.29
1,2 ^{ème} étage	50×55	24.75	10.44	4T20+8T12=24.89
3,4 ^{ème} étage	45×50	20.25	5.69	4T16+8T14=20.36
5,6 ^{ème} étage	40×45	16.20	6.44	8T14+4T12=16.84
7 ^{ème} étage	40×35	13.57	5.44	4T16+4T14=14.2

Du tableau ci-dessus on remarque que le ferrailage adopté est celui recommandé par le RPA 99/03 car le ferrailage donné par le ETABS est inférieur à A_{min} de RPA.

VI.3. Sections des armatures transversales dans les poteaux:

Tableau V.3 Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Sous-sol	RDC	1,2 ^{ème} étage	3,4 ^{ème} étage	5,6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage
Section (cm)	60×60	60×55	55×50	50×45	45×40	40×35
ϕ_l^{\max} (cm)	2.0	2.0	2.0	1.6	1.4	1.2
ϕ_l^{\min} (cm)	1.6	1.6	1.4	1.4	1.2	1.2
l_f (cm)	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2

λ_g	3.57	3.57	3.89	4.28	4.76	5.36
V_u (KN)	166.37	181.7	152.5	135.23	98.75	50.5
l_r (cm)	32	32	32	32	32	32
t zone nodale (cm)	8	8	8	8	8	8
t zone courante (cm)	12	12	12	12	12	12
A^t (cm)	23.46	2.19	1.18	0.84		
A^t_{\min} (cm) Zone nodale	2.60	2.84	2.6	2.53	2.06	0.79
A^t_{\min} (cm) Zone courante	5.20	5.68	5.20	5.07	4.11	1.58
$A^t_{adoptée}$ (cm)	6.16	6.16	6.16	6.16	4.52	2.52
Les barres	4T14	4T14	4T14	4T14	4T12	4T12

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. ($\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max}$). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

VI.1.4. Vérifications :

a) vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement ; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du sous-sol avec une longueur de $l_0 = 6.12\text{m}$ et un effort normal égal à : 2738.112KN

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

B_r :Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 4.28m \quad (\text{Longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.173m \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$\text{D'où : } \lambda = \frac{4.28}{0.173} = 24.74 \Rightarrow \alpha = 0.773$$

$$B_r = 0.3249 \quad (\text{Section réduite}).$$

Donc :

$$N_u = 0.773 \times \left(\frac{0.3249 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 33.17 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 5542.72 \text{ KN}$$

On a $N_{\max} = 2738.112 \text{ KN} < N_u$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

Vérification au flambement des poteaux des différents étages :

Tableau V.4 Justification de l'effort normal ultime.

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (m)	l_f (m)	i	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_u (KN)	N_{\max} (KN)
Sous sol	60×60	3.06	2.142	0.173	12.381	0.829	33.17	3249	6564.02	2738.112
RDC	55×60	3.06	2.142	0.173	12.381	0.829	30.29	2964	5944.27	2330.799
1 ^{er} étage	50×55	3.06	2.142	0.159	13.471	0.825	24.89	2444	4448.12	1925.395
2 ^{ème} étage	50×55	3.06	2.142	0.159	13.471	0.825	24.89	2444	4448.12	1568.770
3 ^{ème} étage	45×50	3.06	2.142	0.144	14.875	0.820	20.36	1974	3605.07	1244.808
4 ^{ème} étage	45×50	3.06	2.142	0.144	14.875	0.820	20.36	1974	3605.07	944.471
5 ^{ème} étage	40×45	3.06	2.142	0.129	16.605	0.813	16.84	1554	2815.83	663.311

6 ^{ème} étage	40×45	3.06	2.142	0.129	16.605	0.813	16.84	1554	2815.83	425.776
7 ^{ème} étage	35×40	3.06	2.142	0.115	18.626	0.804	14.2	1184	2142.33	231.941

Du tableau ci-dessus on constate que $N_{max} < N_U$.

b) Vérification des contraintes :

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

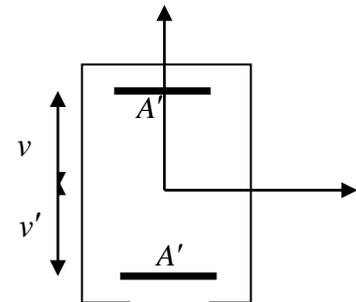


Fig VI.1 Section d'un poteau

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

Et $v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$

Nous allons résumer tous les résultats dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	Section (cm ²)	D (cm)	A (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (cm ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Sous sol	60×60	54	33.17	59.63	0.37	0,04245	1824.52	3.76	4.51	15
RDC	60×55	54	30.29	59.63	0.37	0,03890	1571.95	15.20	4.41	15
1 ^{er} étage	55×50	49.5	24.89	54.64	0.36	0,02721	1341.54	13.40	4.56	15

2 ^{ème} étage	55 × 50	49.5	24.89	54.64	0.36	0,02721	1341.54	13.40	4.56	15
3 ^{ème} étage	50 × 45	45	20.36	49.62	0.38	0,01836	910.77	12.55	3.88	15
4 ^{ème} étage	50 × 45	45	20.36	49.62	0.38	0,01836	910.77	12.55	3.88	15
5 ^{ème} étage	45 × 40	40.5	16.84	44.63	0.37	0,01187	542.86	14.97	3.21	15
6 ^{ème} étage	45 × 40	40.5	16.84	44.63	0.37	0,01187	542.86	14.97	3.21	15
7 ^{ème} étage	40 × 35	36	14.2	39.62	0.38	0,00727	1202.15	18.10	2.25	15

Du tableau ci- dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

c) Vérification aux sollicitations tangentielles

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ Telle que :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

RPA 99(Article 7.4.3.2)

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Tableau VI.6 Vérification des contraintes tangentielles.

Niveau	Section (cm ²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}_{adm}$ (MPa)
Sous sol	60 × 60	2.142	3.57	0.04	54	166.37	0.5134	1
RDC	60 × 55	2.142	3.57	0.04	54	181.7	0.6117	1
1 ^{er} étage	55 × 50	2.142	3.89	0.04	49.5	152.5	0.6161	1
2 ^{ème} étage	55 × 50	2.142	3.89	0.04	49.5	152.5	0.6161	1
3 ^{ème} étage	50 × 45	2.142	4.28	0.04	45	135.23	0.6678	1
4 ^{ème} étage	50 × 45	2.142	4.28	0.04	45	135.23	0.6678	1
5 ^{ème} étage	45 × 40	2.142	4.76	0.04	40.5	98.75	0.6095	1
6 ^{ème} étage	45 × 40	2.142	4.76	0.04	40.5	98.75	0.6095	1
7 ^{ème} étage	40 × 35	2.142	5.36	0.075	36	50.5	0.4007	1.875

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

d) Vérification des zones nodales :

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03**(Article 7.6.2) dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Ce pendant, cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

- Détermination du moment résistant dans les poteaux :

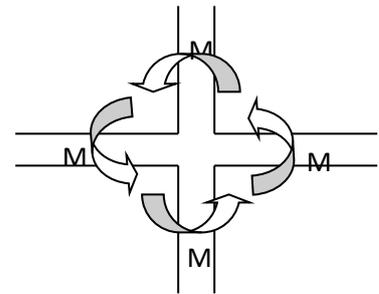


Fig VI.2 Zonenodale

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

- 1) des dimensions de la section du béton.
- 2) de la quantité d'acier dans la section du béton.
- 3) de la contrainte limite élastique des aciers.

Telle que : $M_r = Z \times A_s \times \frac{f_s}{\gamma_s}$ et $Z = 0.85 \times h$

Tableau VI.7 : Les moments résistants dans les poteaux.

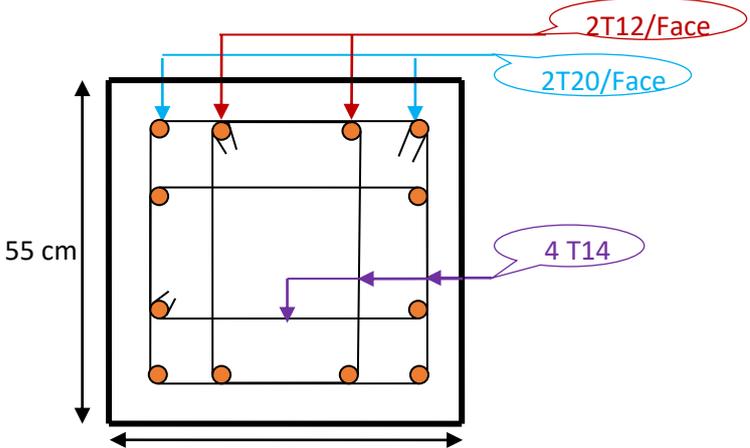
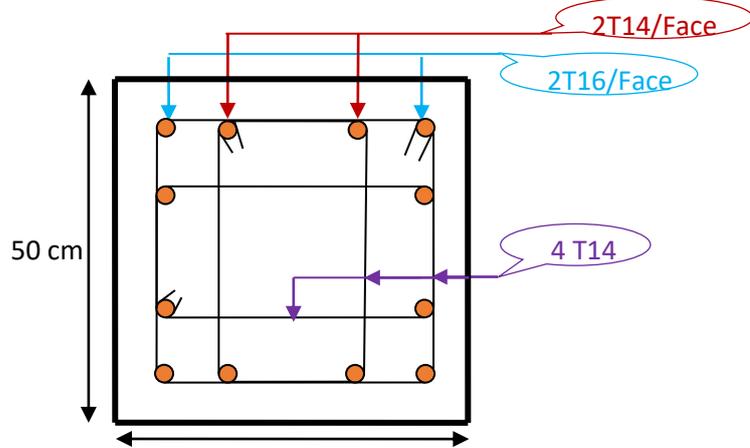
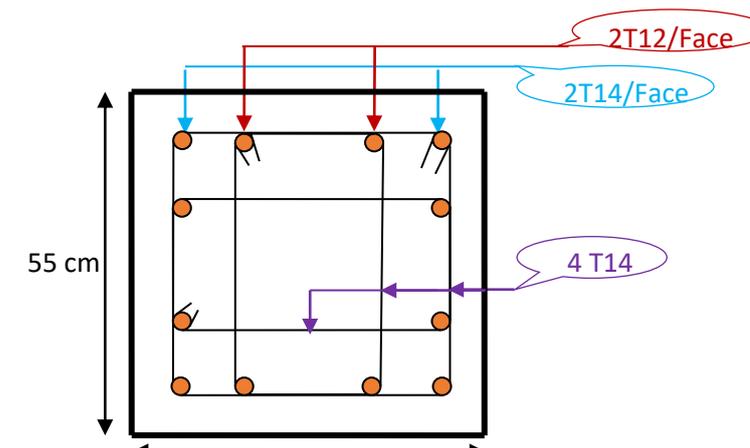
Niveau	Section (cm)	plan	Z (m)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
Sous-sol	60×60	1-2	0.51	33.17	588.7
		1-3	0.51		588.7
RDC	60×55	1-2	0.51	30.29	548.59
		1-3	0.4675		502.87
1,2 ^{ème} étage	55×50	1-2	0.4675	24.89	404.9
		1-3	0.425		368.12
		1-2	0.425	20.36	315.03

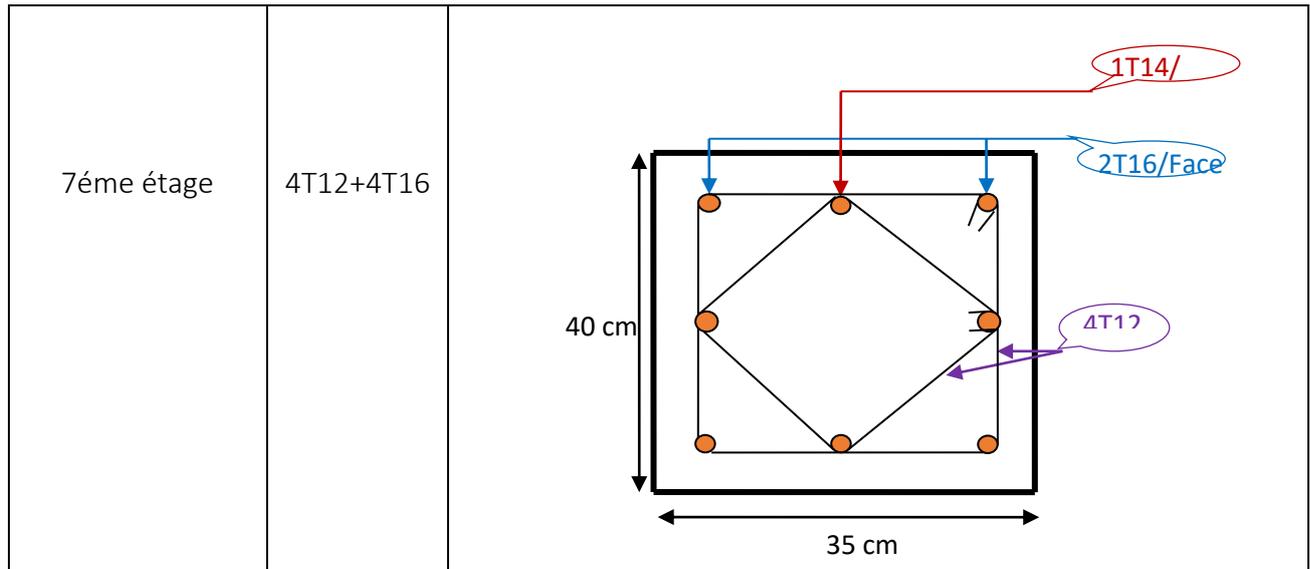
3,4 ^{ème} étage	50×45	1-3	0.3825		283.52
4,5 ^{ème} étage	45×40	1-2	0.3825	16.84	224.16
		1-3	0.34		199.25
7 ^{ème} Étage	40×35	1-2	0.34	14.20	160.56
		1-3	0.2975		140.49

E) Ferrailage des poteaux :

Tableau VI.8 : les schémas de ferrailage dans les différents poteaux.

Niveau	Ferrailage	Schéma de ferrailage des poteaux
Sous-sol	8T20+4T16	
RDC	8T20+8T14	

<p>1^{er}+2^{ème} Étage</p>	<p>4T20+8T12</p>	
<p>3^{ème} +4^{ème} étage</p>	<p>4T16+8T14</p>	
<p>5^{ème}+6^{ème} étages</p>	<p>8T14+4T12</p>	



VI.2. Etude des poutres :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/03 qui sont :

- $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- $G + Q$
- $G + Q + E$
- $0.8 \times G + E$
- $0.8 \times G - E$

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, et leur longueurs d'arrêt. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres secondaires assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'aciers donné par le RPA 99 en zone IIa.

VI.2.1. Recommandation du RPA99 :

a) Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5%, $A_l^{min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante. 1

- 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

b) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- L'espacement maximal entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S_t = \min(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t)$: dans la zone nodale et travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.
- La valeur du diamètre ϕ_t est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.2. Ferrailage des poutres :

a) Les armatures longitudinales :

Le ferrailage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel ETABS2016, on a pris le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau.

Tableau VI.9 les moments fléchissant sous les différentes combinaisons.

Poutres	Moment statique (KN.m)				V _{max} (KN)
	ELU		ELS		/
	Travée	Appui	Travée	Appui	/
Principale	91.234	131.383	66.755	107.614	141.039
Secondaire	19.927	61.960	14.599	20.386	49.262
PPAV	17.721	167.162	12.909	27.482	109.359
PSAV	17.322	172.769	12.568	26.263	263.269

Calcul du ferrailage :

Armature longitudinale :

Ferrailage des poutres principales et secondaires et la poutre porteuse :

Tableau V.10 : Ferrailage des poutres principales et secondaires et la poutre porteuse .

	M _u (KN.m)	A _{cal} (Cm ²)	A _{min} /BAEL (cm ²)	A _{min} /RPA (cm ²)	A ^{adop} (Cm ²)
--	-----------------------	-------------------------------------	---	--	--------------------------------------

pp	Travée	91.234	7.75	1.34	6	3T16+2T14=9.11
	Appui	131.383	9.81			3T16+3T14=10.65
PS	Travée	19.927	1.83	1.15	5.25	3T14+3T12=8.01
	Appui	61.960	5.13			3T14+3T12=8.01
PPAV	Travée	17.721	1.39	1.34	6	3T16=6.03
	Appui	167.162	12.92			3T20+2T16=13.44
PSAV	Travée	17.322	1.58	1.15	5.25	3T16=6.03
	Appui	172.760	16.59			4T20+2T16=16.59

Les armatures transversales :

Calcul de Φ_t : Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et

secondaires est donné par : $\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$

$$\begin{cases} Pp = \phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.2\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1.2cm \\ Ps = \phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1.2\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1cm \end{cases}$$

Soit $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4AH8 = 2.01cm^2$ (1 cadre + 1 étrier) de T8 pour toutes les poutres

- Calcul des espacements des armatures transversales : $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$

$$\begin{cases} \text{En zone nodal : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{min}\right) \Rightarrow \begin{cases} Pp \Leftrightarrow S_t = 10cm \\ Ps \Leftrightarrow S_t = 10cm \end{cases} \\ \text{En zone courante : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{2}; 12\phi_{min}\right) \Rightarrow \begin{cases} Pp \Leftrightarrow S_t = 15cm \\ Ps \Leftrightarrow S_t = 15cm \end{cases} \end{cases}$$

- Vérification des sections d'armatures transversales minimale :

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times h = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35cm^2 < A_t^{adoptée} = 2.01cm^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Vérification des armatures selon le RPA 99 :

Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

$$\begin{cases} \text{En zone courante : } A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 cm^2 > A_{adopté} \\ \text{En zone de recouvrement : } A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 cm^2 > A_{adopté} \end{cases}$$

Les longueurs de recouvrement :

$L_r > 40 \times \phi$ en zone III $L_r > 40$

$\phi=4mm$	$L_r > 40 \times 20 = 64cm$	on adopte $L_r = 5cm$
$\phi=4mm$	$L_r > 40 \times 16 = 64cm$	on adopte $L_r = 5cm$
$\phi=14mm$	$L_r > 40 \times 14 = 56cm$	on adopte $L_r = 0cm$
$\phi=12mm$	$L_r > 40 \times 12 = 48cm$	on adopte $L_r = 0cm$

Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité

$$A^{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} Pp: A^{min} = 1.34cm^2 \leq A^{cal} \\ Ps: A^{min} = 1.15cm^2 \leq A^{cal} \end{cases} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{étage courant: } \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.133 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 MPa \\ Ssol: \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.173 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 4.34 MPa \end{array} \right.$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

TableauV.11 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	$V^{max}(kn)$	$\tau_{bu}(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	Observation
Principale	141.039	1.27	3.33	Vérifié
Secondaire	49.262	0.51	3.33	Vérifié
PPAV	109.359	0.98	3.33	Vérifié
PSAV	263.269	2.74	3.33	Vérifié

NB :

PPAV : poutre principales associée voiles

PSAV : poutre secondaires associée voiles

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Appuis derives: } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1) \\ \text{Appuis intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots(2) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91 (ArtH. IV. 2)}$$

Poutres	$V^{max}(kn)$	$M_a(kn.m)$	$A_l(cm^2)$	$A_l^{riv}(cm^2)$	$A_l^{int}(cm^2)$	Observation
Principale	141.039	131.383	9.11	4.05	-7.28	Vérifié
Secondaire	49.262	61.960	8.01	1.42	-4.77	Vérifié
PPAS	109.359	167.162	6.03	3.14	-11.28	Vérifié
PSAV	263.269	172.760	6.03	7.56	-9.67	Vérifié

TableauV.12 : verification des armatures longitudinales au cisaillement.

Vérification à l'ELS :

État limite de compression du béton :

Poutres	Localisation	Mu(KN.m)	As(cm ²)	Y(Cm)	I(Cm ⁴)	Contraintes		Contraintes		Obs
						σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	
PP	Travée	91.234	9.11	16.57	1296.4	8.53	15	157.79	201.63	Vérifié
	Appui	131.383	10.56	18.61	1600.7	12.51		185.39		Vérifié
PS	Travée	19.927	8.01	12.49	6521.8	2.79	15	91.44	201.63	Vérifié
	Appui	61.960	8.01	12.49	6521.8	3.91		65.47		Vérifié
PPAV	Travée	17.721	6.03	14.54	1020.1	1.84	15	42.62	201.63	Vérifié
	Appui	167.162	13.44	16.57	1296.4	3.51		64.96		Vérifié
PSAV	Travée	17.322	6.03	13.27	7293.7	2.29	15	48.38	201.63	Vérifié
	Appui	172.769	16.59	16.19	1046.4	4.06		59.51		Vérifié

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

TableauVI.13 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

état limite de déformation (évaluation de la flèche) :

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si :

$$Q=1KN/ml ; G=7.08KN/ml ; G_0=0.6*25=15KN/ml ;$$

$$G_1=(2.655+1.2)*7.08=27.29 KN/ml ; Q_1=(2.556+1.2)*1 =3.855KN/ml$$

$$M_0 = \frac{(G_0 + G_1 + Q_1) \times l^2}{8} = 193.37KN.m$$

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

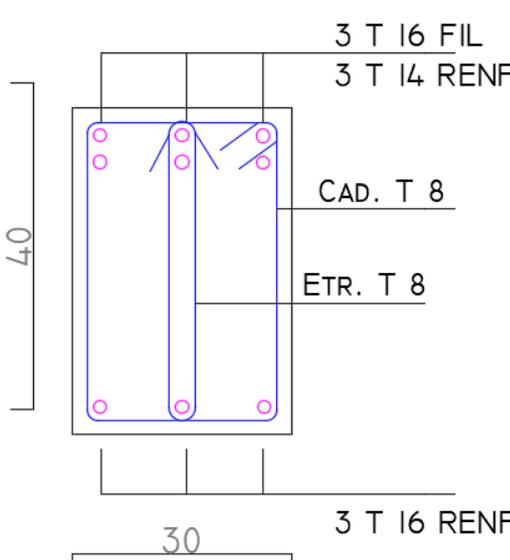
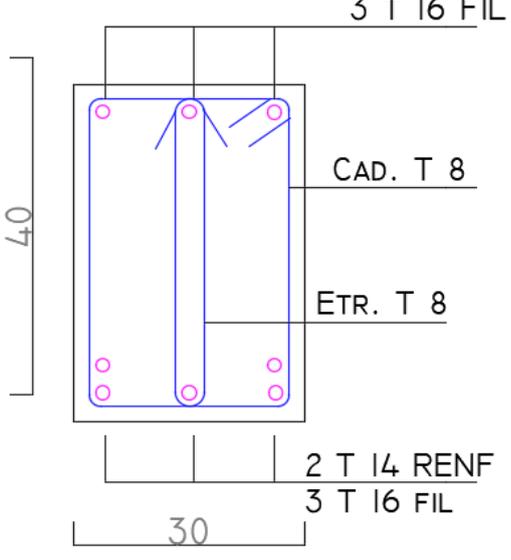
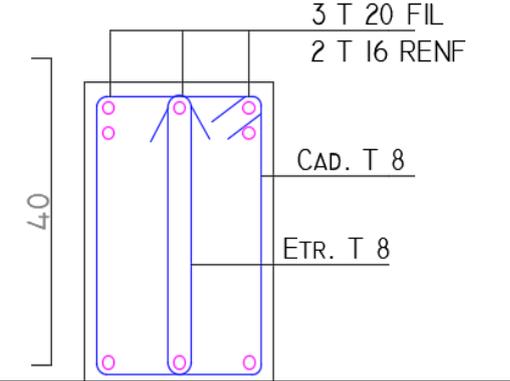
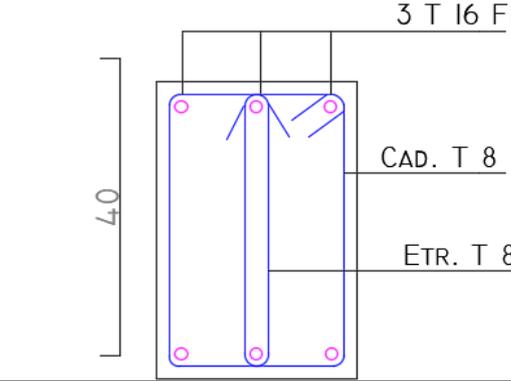
Poutres	h(cm)	b(cm)	L(cm)	As(cm ²)	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	Obs
Principale	40	30	5.79	9.11	0.069>0.062	0.069>0.034	0.0094<0.01	Vérifié
Secondaire	35	30	5.29	8.01	0.066>0.062	0.066>0.015	0.0089<0.01	Vérifié
PPAV	40	30	3.71	6.03	0.108>0.062	0.108>0.0067	0.0052<0.01	Vérifié
PSAV	35	30	1.25	6.03	0.280>0.062	0.108>0.0059	0.0032<0.01	Vérifié

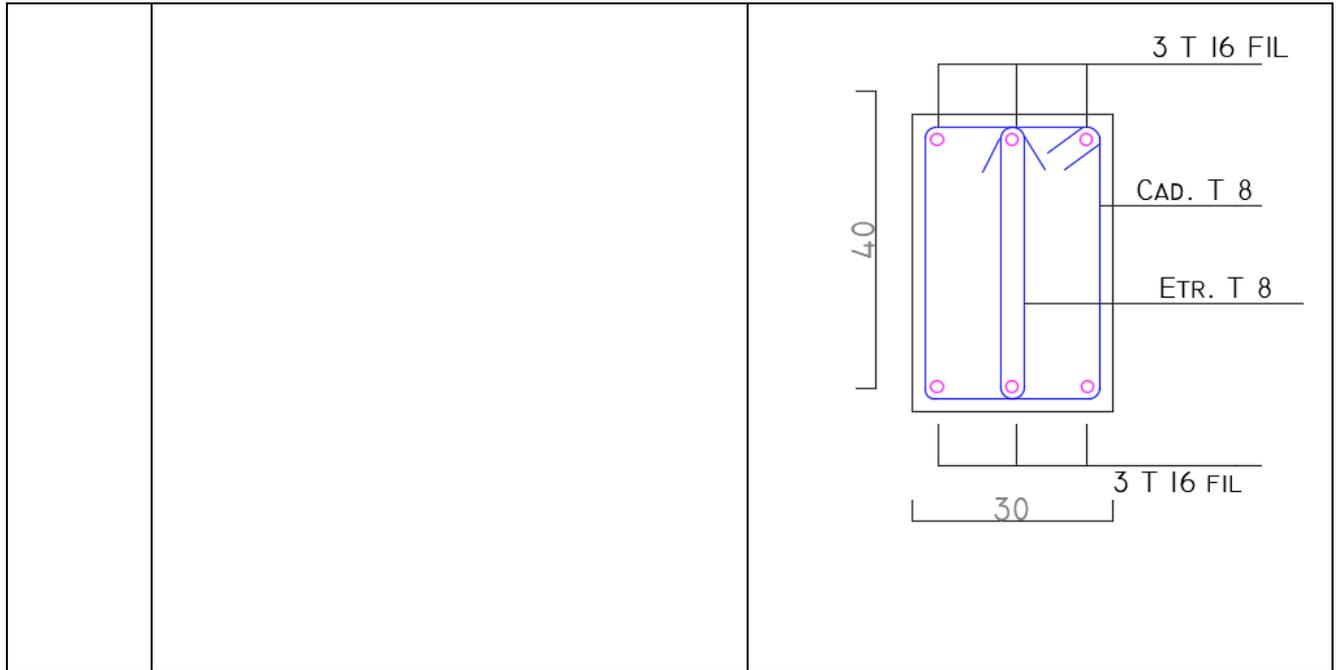
Remarque : Les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Ferraillage des poutres :

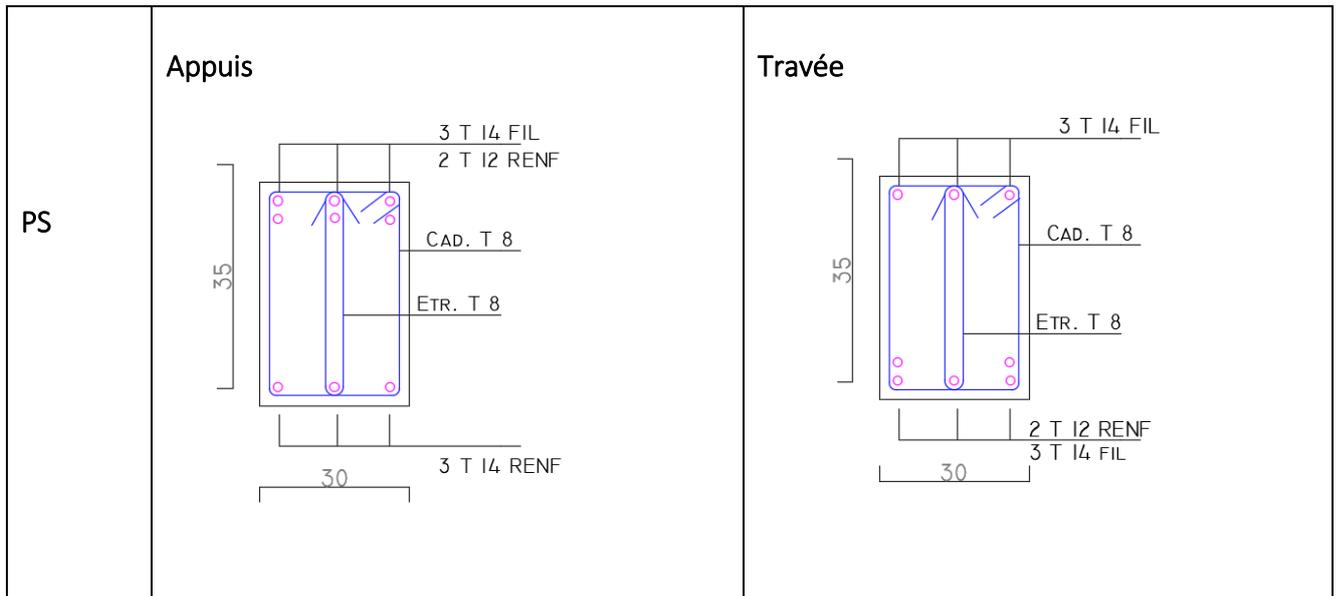
Poutre principale :

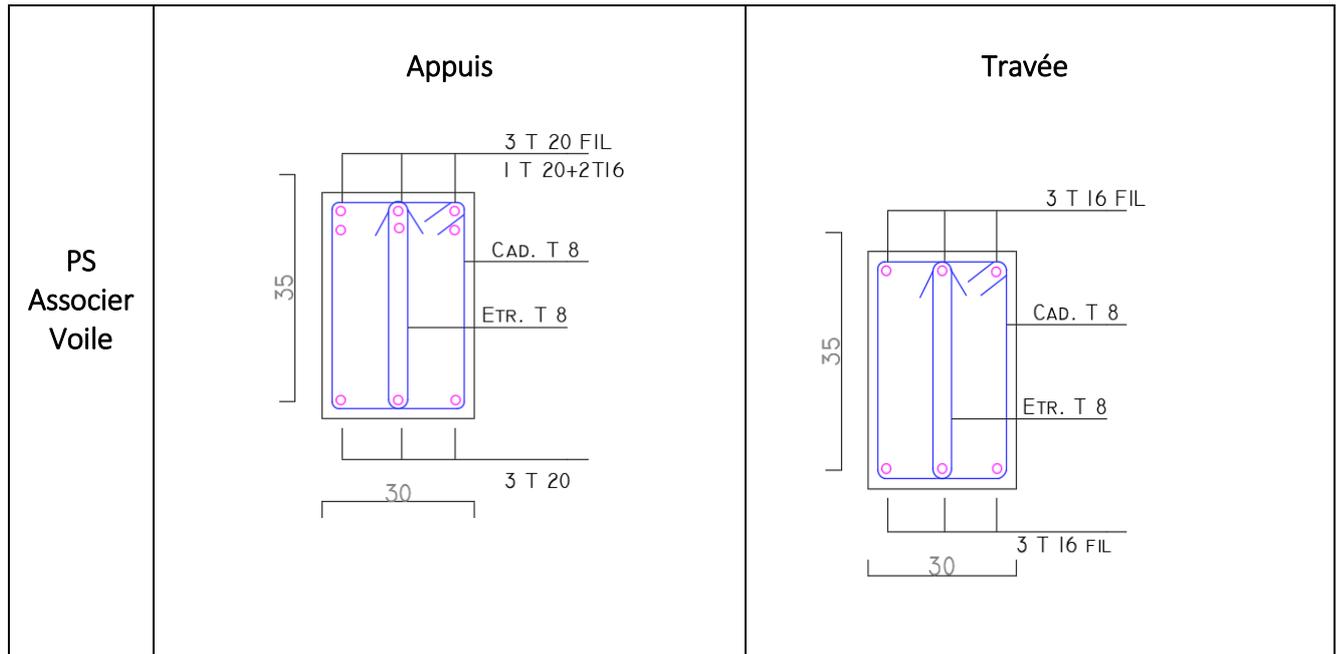
Tableau VI.15 : les schémas de Ferraillage des poutres principales et secondaires.

pp	<p>Appuis</p>  <p>3 T 16 FIL 3 T 14 RENF CAD. T 8 ETR. T 8 3 T 16 RENF 40 30</p>	<p>Travée</p>  <p>3 T 16 FIL CAD. T 8 ETR. T 8 2 T 14 RENF 3 T 16 FIL 40 30</p>
PP Associer Voile	<p>Appuis</p>  <p>3 T 20 FIL 2 T 16 RENF CAD. T 8 ETR. T 8 3 T 16 RENF 40 30</p>	<p>Travée</p>  <p>3 T 16 FIL CAD. T 8 ETR. T 8 3 T 16 FIL 40 30</p>



Poutre secondaire





VI.3 Etude des voiles :

VI.3.1 Introduction :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone III.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- ✓ Rupture par flexion ;
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant ;
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton ;

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

$$1). 1.35G + 1.5Q ;$$

$$2). G + Q \pm E ;$$

$$3). 0.8G \pm E.$$

VI.3.1 Recommandation du RPA 99/03 :

a) Les armatures verticales :

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

➤ $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$

L_t : longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile

- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux ($S_t < e$)
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de $\frac{1}{2}$ sur $\frac{l}{10}$ de la longueur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Les armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent respecter les recommandations suivantes :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$
- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - ✓ $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extrême de voile.
 - ✓ $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.
 - ✓ $\phi \leq \frac{1}{10} \times e$
- On doit vérifier pour les armatures verticales et horizontales les conditions suivantes :
 - ✓ l'espacement $S_t = \min(1.5 \times a; 30cm)$ avec a : épaisseur du voile.
 - ✓ les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .

c) Les armatures transversales :

Destinées essentiellement à empêcher les barres verticales de flamber, elles sont disposées en nombre de 4 épingles par m^2 .

VI.3.2 Ferrailage des voiles :

● Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section $(b \times h)$.

● Armatures horizontales :

Les résultats du ferrailage sont représentés dans le tableau ci-dessous avec :

- $A_v^{\min} = 0.15\% \times B \times L$: section d'armatures verticales minimale dans le voile.
- A_v^{cal} : section d'armatures calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : section d'armatures adoptée pour une seule face du voile.
- S_t : espacement.
- $A_h^{\min} = 0.15\% \times B \times h$: section d'armatures horizontales minimale dans le voile.
- $A_h^{calc} = \frac{A_v^{adp}}{4}$: section d'armatures calculée
- A_h^{adop} : section d'armatures adoptée pour 1m linéaire.
- N^{bre} : nombre de barres adoptée pour 1m linéaire.
 - Selon le sens X-X :

a) Voiles V_x :

L=245cm , B=15cm

TableauV.16 Résumé des résultats.

Niveau	Sous-sol, RDC	2,3,4 ^{ème}	5,6,7 ^{ème}
	1 ^{er} étage	Etage	Etage
$M (KN.m)$	1295.63	382.75	52.26
$N (KN)$	2162.60	1063.30	752.1
$V(KN)$	408.22	212.25	185.42
$\tau (MPa)$	1.73	0.89	0.78
$A_v^{cal} / face (cm^2)$	0.70	44.04	23.46
$A_v^{\min} (cm^2)$	7.35	7.35	7.35
$A_v^{adop} / face (cm^2)$	9.05	44.23	24.63
N^{barre}	8T12	22T16	16T14
$S_t (cm)$	10	10	10
$A_h^{cal} / face (cm^2)$	1.62	0.84	0.74
$A_h^{\min} (cm^2)$	5.51	5.51	5.51
$A_h^{adop} / face (cm^2)$	6.28	6.28	6.28
N^{barre}	8T10	8T10	8T10
$S_t (cm)$	10	10	10

- Selon le sens Y-Y

a) Voiles V_y :

$L=215\text{cm}$, $B=15\text{cm}$

TableauV.17 Résumé des résultats.

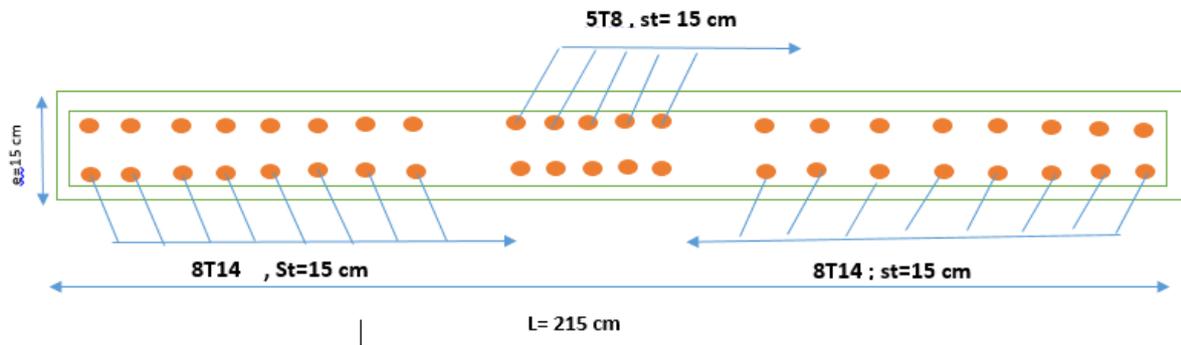
Niveau	Sous-sol, RDC1 ^{er} étage	2,3,4 ^{ème} Etage	5,6,7 ^{ème} étage
$M (KN.m)$	1243.99	20.05	189.90
$N (KN)$	1886.05	763.77	521.67
$V(KN)$	396.43	182.2	135.52
$\tau (MPa)$	1.37	0.88	0.65
$A_v^{cal} / \text{face} (cm^2)$	0.56	22.76	0.198
$A_v^{min} (cm^2)$	6.45	6.45	6.45
$A_v^{adp} / \text{face} (cm^2)$	6.79	24.63	6.79
N^{barre}	6T12	16T14	6T12
$S_t (cm)$	15	15	15
$A_h^{cal} / \text{face} (cm^2)$	1.79	0.82	0.61
$A_h^{min} (cm^2)$	4.84	4.84	4.84
$A_h^{adp} / \text{face} (cm^2)$	5.03	5.03	5.0 3
N^{barre}	10T8	10T8	10T8
$S_t (cm)$	15	15	15

VI.3.2 Ferrailage des voiles :

- **Armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section $(b \times h)$.

Un exemple de ferrailage :



FigVI.3 schéma de ferrailage de voile v_y

Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et transmission des sollicitations, donc ils doivent être correctement dimensionnés et bien armés ; d'ailleurs nous avons constaté que les sections minimales exigées par le RPA99/2003 sont importantes car elles favorisent la sécurité avant l'économie.

VI.1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.2.1. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le *DTR-BC2-331 et le fascicule 62_titre 5* les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- * $G + Q \pm E$
- * $0.8 \times G \pm E$
- * $1.35G + 1.5Q$
- * $G + Q$

VI.2.2. Vérification des semelles isolées :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle calculé selon la combinaison $G + Q$, obtenue par le logiciel ETABS.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

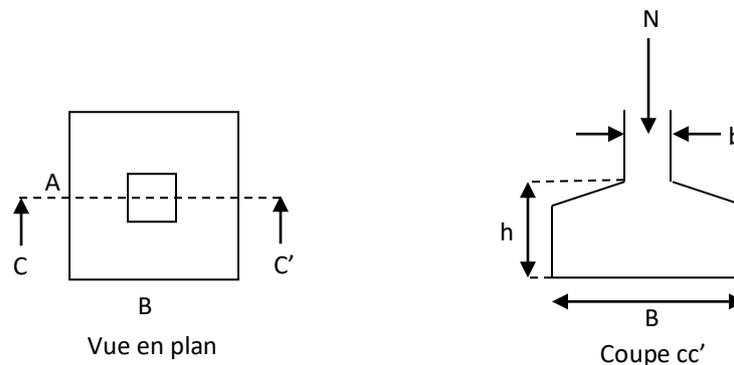


Fig VI.1 Vue d'une semelle isolée

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

(*) On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$ on remplace la

valeur de A dans (*) et on trouve la valeur de B : $B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.60}{0.60} \times \frac{1.824}{0.2}} = 3.01m$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, car la plus petite distance entre axes des poteaux dans le sens xx' est de 3.10 m, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

VI.2.3. Vérification des semelles filantes :

Nous allons faire le calcul de la semelle sous voiles comme suit :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

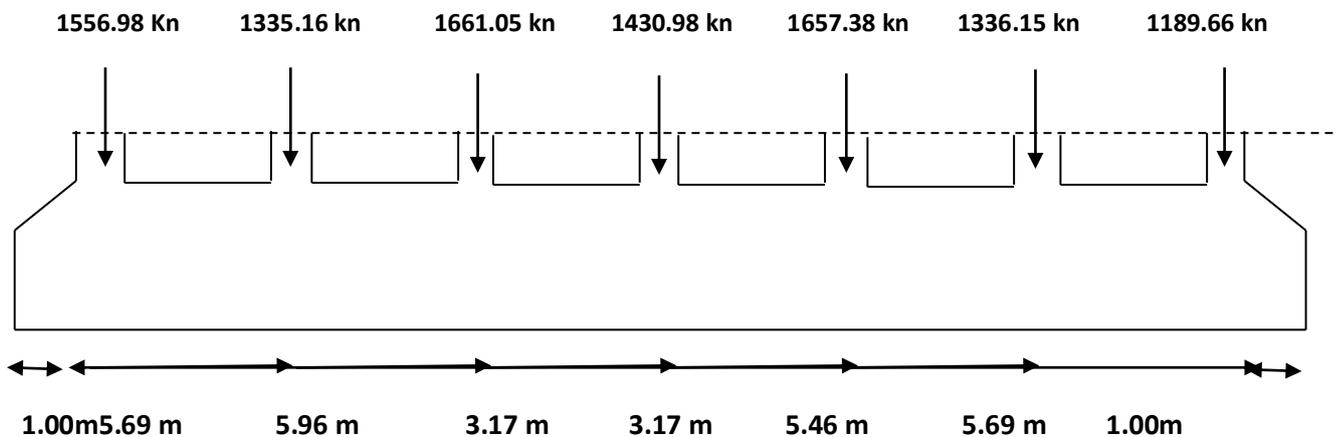


Fig VI.2.Semelle filante

Portique N°1 (le plus sollicité) :

$$B_1 \geq \frac{1.2N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{1.2 \times 10167.36}{0.20 \times 29.65} = 2.06m.$$

Portique N°2 (adjacent) :

$$B_2 \geq \frac{1.2N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{1.2 \times 8845.4}{0.20 \times 29.65} = 1.79m.$$

Remarque :

L'entre axe des deux portiques précédent est inferieur a la plus petit portes l=3.10m, donc le choix de semelles filantes est convient pour cette structure.

$$S \geq \frac{1.15Ni}{\sigma_{sol}} = \frac{14030.96}{200} = 70.15m.$$

$$S=L \times B \quad \text{avec} \quad L=29.65m ; \quad S : \text{surface de la semelle} ; \quad B \geq \frac{70.15}{29.65} = 2.36m$$

soit $\rightarrow B=2.40 m$

VI.2.4.Calculs de la hauteur totale de la Semelle (h_t):

la hauteur total de la semelle (h_t) est determinée par l'équation suivante: $h_t = d + c$

Avec : c : enrobage des armatures; $e = 5cm$

d : hauteur utile doit vérifier la condition suivant:

$$d \geq \text{Max} \begin{cases} \frac{B - a}{4} = 0.2m \\ \frac{B - b}{4} = 0.2m \end{cases}$$

$(a \times b) = (60 \times 60) = 0.36m$; $d = 0.36m \rightarrow h_t = 0.36 + 0.05 = 0.41m$

On opte $h_t = 0.5m$

a. 3) Verification a faire

✓ Poids propre de la semelle :

$G^s = \gamma_b \times B \times L \times h = 25 \times 2.4 \times 29.65 \times 0.5 = 889.5 m$

$N_t = N^{F2} + G^s = 10167.36 + (20 \times 26.34 \times 0.5) + 889.5 = 11320.26 \text{ KN}$

$\sigma = \frac{11320.26 \times 10^{-2}}{2 \times 29.65} = 1.91 < \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \Rightarrow$ La dimension de B est suffisante.

Vérification au poinçonnement :

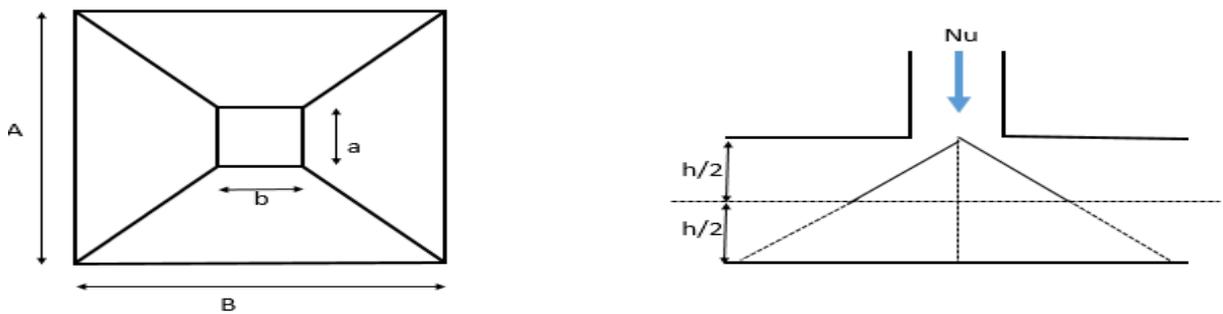


Fig.VI.3 : zone de contact Poteau-semelle

Il faut vérifier que : $N_d \leq 0.0045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ BAEL99(article A.5.2.41).

Avec: N_d : l'effort normale de calcul.

U_c : le périmètre du contour au niveau du feuiller moyen.

$a = 0.60 \text{ m} ; \quad b = 0.60m$

$U_c = 2 \times (A + B) \text{ avec } \begin{cases} A = a + h_t = 0.60 + 0.5 = 1.1m \\ B = b + h_t = 0.60 + 0.5 = 1.1m \end{cases} \rightarrow U_c = 4.4m$

$N_d = 1.66 \text{ MN} > 0.045 \times 4.4 \times 0.5 \times \frac{25}{1.5} = 1.65 \text{ (MN)} \dots \text{condition vérifiée}$

b) Vérification de la stabilité au renversement (ELS):

Selon (Article 10.1.5) RPA99V2003. on doit vérifier que : $\frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$\left\{ \text{sensy} - y: e = \frac{22.12}{10430.76} = 0.0021 < \frac{1.4}{4} = 0.35 \text{ m} \rightarrow \text{Pas de risque au renversement} \right.$

c) Vérification de la contrainte dans le sol :

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens transversal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \overline{\sigma}_{sol}, \text{ donc : } \overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars ; } \sigma = \frac{N}{S_{sf}} \mp \frac{M_{X+Y_G}}{I_x};$$

$$I_x = 5213.19 \text{ m}^4; \quad I_y = 34.15 \text{ m}^4; \quad CDG = 14.83 \text{ m}$$

Remarque : L'effort normale N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS, ou bien, on peut prendre N à l'état accidentel mais en majorant la contrainte admissible du sol par le coefficient 3/2.

Sans Y-Y : $N = 10430.76 \text{ KN} \quad ; M_y = 22.12 \text{ KN.m} \quad ; I_{yG} = 34.15 \text{ m}^4.$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{se}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{10430.76}{71.16} + \frac{22.12}{34.15} \times 1.2 = \mathbf{0.147 \text{ MPa}} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{sf}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{10430.76}{71.16} - \frac{22.12}{34.15} \times 1.2 = \mathbf{0.145 \text{ MPa}} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.147 + 0.145}{4} = \mathbf{0.147 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_{sol} = \mathbf{0.2 \text{ MPa}}$$

⇒ **Donc la contrainte est vérifiée selon le sans yy.**

Le ferrailage :

Aciers principaux ($A_{//L}$) : $A_{//L} = \frac{N_u(B-b)}{8 \times d \times f_{st}}$

Avec : N_u : Effort ultime sollicitant la semelle.

$\overline{\sigma}_{st}$: contrainte d'acier ; $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

D'après (**ETABS version 2016**), on a $N_u(\text{elu}) = \mathbf{2541 \text{ KN}}$

Aciers de répartition ($A_{\perp L}$) $A_{\perp L} = \frac{A_{//L}}{3}$

Application numérique :

$B = 2.4 \text{ m} ; N_u = 2284.12 \text{ KN} ; b = 0.60 \text{ m} ; b_0 = 0.65 \text{ m} ; d = 0.7 \text{ m} ;$

$A_{//L} = \frac{2284.12 \times 10^{-3} \times (2.4 - 0.65)}{8 \times 0.7 \times 348} = \mathbf{20.51 \text{ cm}^2/\text{ml}}$

On prend comme choix : $\mathbf{21.55 \text{ cm}^2} = 14\text{HA}14$ Avec un espacement de **15 cm**.

$A_{\perp L} = \frac{21.55}{3} = \mathbf{7.18 \text{ cm}^2/\text{ml}}$

On adopte : $\mathbf{9.05 \text{ cm}^2} = 8\text{HA}12$ Avec un espacement de **13 cm**.

VI.3.Étude des poutres de rigidité

VI.3.1.Définition :

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

La poutre de rigidité est généralement noyée dans la semelle

VI.3.2Dimensionnement :

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

L : étant la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle

$$L=5.69 \text{ m} \Rightarrow \frac{569}{9} \leq h \leq \frac{539}{6} \Rightarrow 0.59(\text{m}) \leq h \leq 0.89(\text{m})$$

Soit : h =85(cm) d= 70 (cm)

On a un poteau de dimension :

b=50cm donc $b_0 = b + 5 = 65(\text{cm})$

Hauteur totale de la semelle filante (h_t):

$$h_t \geq \frac{B-b}{4} + 0.05 = \frac{2.4-0.65}{4} + 0.05 = 0.487 \text{ m}$$

⇒ On prend $h_t = 0.5\text{m}$

- **hauteur de glacis h_1 :**

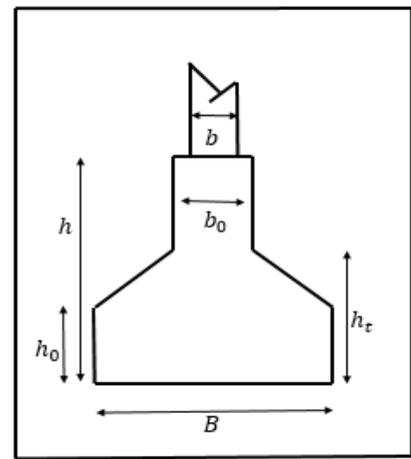
$$1. \begin{cases} h_1 \geq 15 \text{ cm} \\ h_1 \geq 6\phi_1 + 6 = 12\text{cm} \end{cases}$$

⇒ On prend : $h_1=30\text{cm}$

Calcul des charges agissants sur la poutre de rigidité :

Nu : l'effort normal tirée du logiciel ETABS 2016

$$Q_u = \frac{\sum N_U}{L} ; \text{ Avec: } N_U = 14240.13 \text{ KN}$$



FigVI.4.:coup transversale d'une semelle filante

$$L=29.65 \text{ m} ; \Rightarrow Q_u = \frac{14240.13}{29.65} = 480.27 \text{ KN/ml}; Q_s = \frac{\sum N_s}{L} ; \quad \text{avec } N_s = 10430.76 \text{ KN}$$

$$L=29.65 \text{ m}; \Rightarrow Q_s = \frac{10430.76}{29.65} = 351.79 \text{ KN/ml} .$$

VI.3.3.Calcul des sollicitations des poutres de rigidité

Les résultats sont obtenus après modélisation sur **ETABS**

Les résultats des moments maximales et efforts tranchant maximale sont

$$M_a = 115.37 \text{ KN.m} \quad M_t = 78.87 \text{ KN.m} \quad V_u = 131.76 \text{ KN}$$

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée soumise à la réaction du sol et appuyée sur les poteaux. Pour le calcul des sollicitations (moment fléchissant et effort tranchant), on applique la méthode Caquot.

Calcul du ferrailage fille (B)

Le ferrailage se fera pour une section rectangulaire (b*h) à la flexion simple.

Ferrailage de la partie inférieure (appui) :

$$\text{On a: } f_{c28} = 250 \text{ bar} \quad , f_e = 4000 \text{ bar} \quad , f_{bu} = 142 \text{ bar (ELU)} \quad , f_{st} = 3480 \text{ bar}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{st}} = \frac{115.37 \times 10^4}{65 \times 70^2 \times 142} = 0.026 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \quad \rightarrow A' = 0 \quad \alpha = 0.033 \quad z = 69.08 \text{ cm} ; A_u \geq \frac{M_{max}}{z \times f_{st}} = \frac{115.37 \times 10^4}{69.08 \times 3480} = 4.80 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour un ferrailage : } A_{inf} = 4HA16(\text{fil}) = 6.16 \text{ cm}^2 \text{ (appui)}$$

Ferrailage de la partie supérieure(travée) :

$$\text{On a: } f_{c28} = 250 \text{ bar} \quad , f_e = 4000 \text{ bar} \quad , f_{bu} = 142 \text{ bar (ELU)} \quad , f_{st} = 3480 \text{ bar}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{st}} = \frac{78.87 \times 10^4}{65 \times 70^2 \times 142} = 0.017 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \quad \rightarrow A' \neq 0 \quad \alpha = 0.021 \quad z = 69.41 \text{ cm} ; A_u \geq \frac{M_{max}}{z \times f_{st}} = \frac{78.87 \times 10^4}{69.41 \times 3480} = 3.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour un ferrailage : } A_{inf} = 4HA12(\text{fil}) = 4.52 \text{ cm}^2 \text{ (travée)}$$

Ferrailage vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{131.76 \times 10^2}{65 \times 70} = 2.90 \text{ bar} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 25 \text{ bar}; f_{t28} = 21 \text{ bar}$$

Ferrailage transversal

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{tmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min \left(1.6; \frac{85}{35}; \frac{65}{10} \right) = 10mm$$

Calcul de $A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.70 \times 2.1}{400} = 5.49cm^2$

Les armatures de peau

En vertu des prescriptions du CBA-93 ; On prend : **2HA12=2.26 cm²**

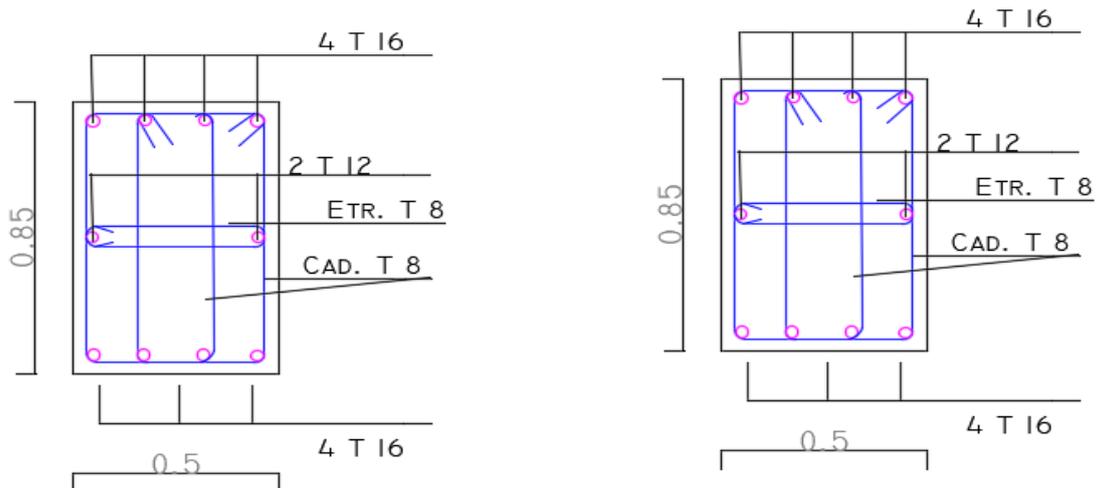
L'espacement

BAEL91: $S_t \leq \min(0.9d; 30cm)$

RPAv2003 : $\begin{cases} S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t \right) \leq 19.2 \text{ on opte } S_t = 15cm \text{ (en zone nodale)} \\ S_t \leq \min \left(\frac{h}{2} \right) \leq \text{ on opte } S_t = 15cm \text{ (en dehors de la zone nodale)} \end{cases}$

Tab.VI.1 : Ferrailage de la poutre de rigidité.

Entre axe	$M_t(kn.m)$	$M_a(kn.m)$	$A_t^{cal}(cm^2)$	$A_a^{cal}(cm^2)$	$A_t^{adopté}(cm^2)$	$A_a^{adopté}(cm^2)$
AB	78.87	115.37	3.27	4.80	4HA12=4.52	4HA16fil=6.16



En appuis En travée

Vérification des contraintes

Tab.VI.2 : vérification des contraintes.

Semelle		$M_{ser}(kn.m)$	$\sigma_b(MPa)$	$\bar{\sigma}_b(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	Observation
Fille (B)	Sup	259.54	2.13	15	188.56	201.63	vérifier
	inf	532.29	5.47	15	167.30	201.63	vérifier

VI.4. Étude de la longrine :

VI.4.1 Pré dimensionnements des longrines :

Le RPA 99/2003, exige les conditions suivantes

Les points d'appuis doivent être solidarités, par un réseau bidirectionnel de longrines, pour s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines en site S2 sont :

- ❖ $(25 \times 30)cm^2$ Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction, sous l'action d'une force égale a $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 KN$; Avec
- ❖ N : force égale a la valeur maximale des charges verticales de gravité apportée par les points d'appuis solidarités.
- ❖ α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.
- ❖ Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min $(20cm ; 15\phi_l)$.

Vérification

Nous avons $N_s=1661 KN$, $N_u=2284 KN$ d'après le RPA on a : $\alpha= 12$ en **zone III**, **Site S2**

$$F = \frac{2284}{12} = 190.33 KN \text{ D'ou: } F > 20KN$$

Ferrailage

a) Armature longitudinale

$$A_u = \frac{N_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{0.2284 \times 1.15}{400} = 6.57 cm^2$$

Dans notre projet on choisit une section de $(30 \times 40)cm^2$ pour toutes les longrines

b) Calcul de A_{min}

$$\rightarrow A_{min} = 0.6\% \times 30 \times 40 = 7.2 \text{ cm}^2$$

Tant que $A_{min}=7.2 \text{ cm}^2 > A_{cal}=4.87 \text{ cm}^2$, alors on ferraille avec A_{min} ; choix :
6HA14=9.24cm²

c) Armature transversale

$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15\phi) \rightarrow$ on choisit un (cadre + épingle) $\phi 8$, pour un espacement de 15cm ;

• Vérification

Condition de non fragilité : $B=1200 \text{ cm}^2 \leq \frac{A \times f_e}{f_{t28}} = \frac{8.42 \times 400}{2.1} = 1603.8 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ vérifiée

d) Schéma de ferrailage :

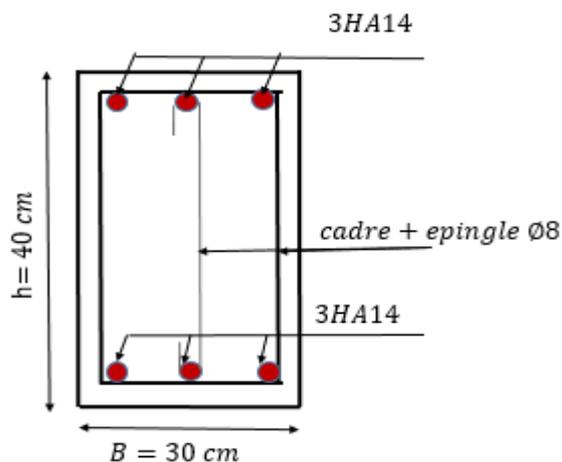


Fig.VI.5: schéma de ferrailage de la longrine

VI.5.Voile périphérique

VI.5.1.Introduction

Selon le **RPA99v2003(Art.10.12)**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit

- t contenir deux nappes d'armatures avec un pourcentage minimal de 0.1%
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière important

VI.5.2.Dimensionnement des voiles :

Le panneau le plus sollicité du voile périphérique : $\left\{ \begin{array}{l} \text{la hauteur } h = 2.66m \\ \text{la longueur } L = 5.69m \\ \text{l'épaisseur } = 15cm \end{array} \right.$

Caractéristiques du sol

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Le poids spécifique : } \gamma_h = 20 \text{ kn/m}^3 \\ \text{L'angle de frottement : } \varphi = 20^\circ \\ \text{La cohésion: } c = 0.22bar \end{array} \right.$

Remarque : pour le cas le plus défavorable on prend C=0

Évaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique et soumis à :

- **La poussée des terres :** $G = h \times (\gamma \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 \times c \times tg(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$
 $\Rightarrow G = 2.66 \times (20 \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2}) - 2 \times 0 \times tg(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2})) = 30.005 \text{ KN/m}^2$

- **Charge d'exploitation :**
 \Rightarrow On a : $q = 10 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q = q \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \Rightarrow Q = 4.9 \text{ KN/m}^2$

VI.5.3.Ferraillage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A L'ELU : $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = 1.5Q + 1.35G = 47.86 \text{ kn/m}^2 \\ \sigma_{max} = 1.5Q = 7.35 \text{ kn/m}^2 \end{array} \right.$

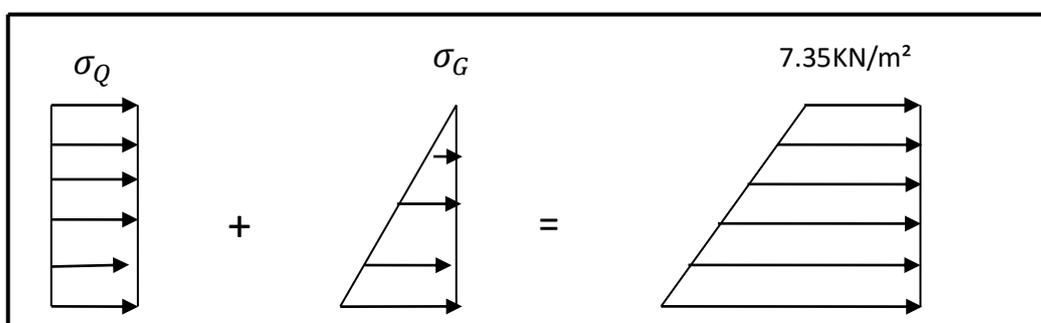


Fig.VI.6 : Répartition des contraintes sur le voile.

$$\text{A L'ELU : } \begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 37.73 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} \times 1\text{ml} = 37.73 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.66\text{m}; \quad L_y = 5.69\text{m} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad e = 15\text{cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.5 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u \Rightarrow \rho = 0.50 \rightarrow \text{ELU : } \begin{cases} \mu_x = 0.0966 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 34.13 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 8.53 \text{KNm}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} \text{Sens x - x'} : M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = 29.01 \text{ KN.m} \\ \text{Sens y - y'} : M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = 7.25 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui : } \begin{cases} \text{Sens x - x'} : M_{ax} = -0.5 \times M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = -17.07 \text{KN.m} \\ \text{Sens y - y'} : M_{ay} = -0.5 \times M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = -4.265 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec $A_{min} = 0.1\% b \times h$ condition exigée par le **RPA**.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant

	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_a^{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$	St(cm)
Travée	x-x	29.01	0.204	0.288	0.088	9.47	1.5	10HA12	15

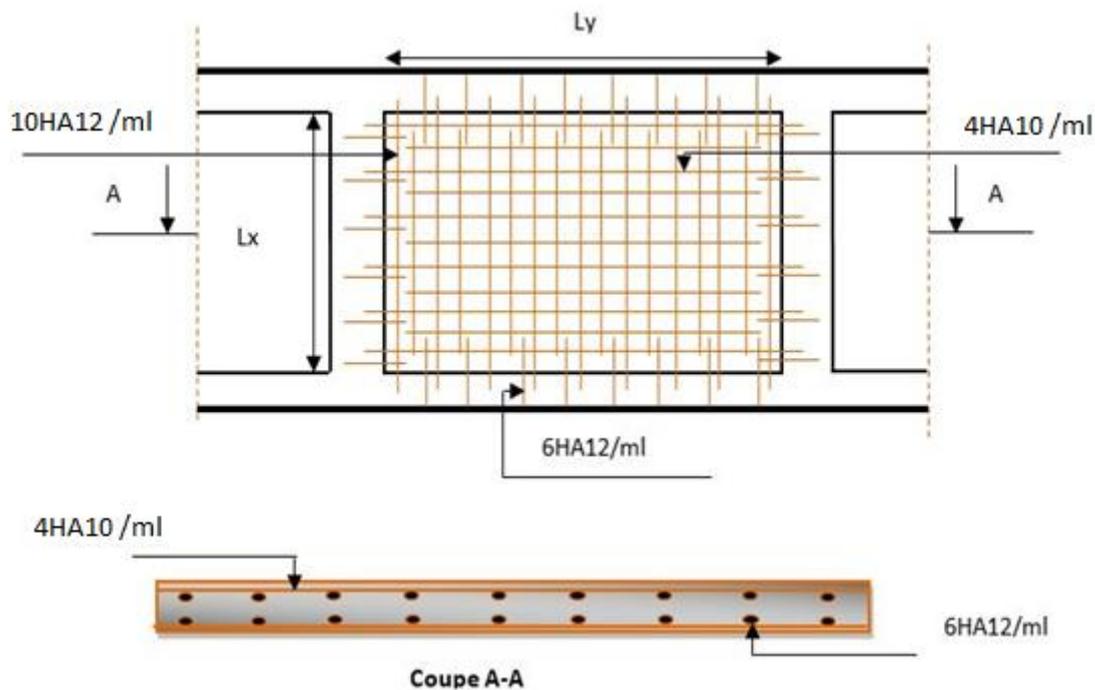
								=11.31	
	y-y	7.25	0.051	0.065	0.097	2.14	1.5	4HA10 = 3.14	15
Appui		17.07	0.12	0.160	0.094	5.22	1.5	6HA12= 6.79	15

Tab.VI.3 : Section des armatures du voile périphérique.

Espacement des armatures

Armatures // L_x : $S_t \leq \min(2h_r, 25 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $S_t \leq \min(2h_r, 25 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$



FigVI.7 : :Ferrailage de voile périphérique

• Vérification à l'effort tranchant

$$V_u = V_{u^x} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{37.73 \times 2.66}{2} \times \frac{5.69^4}{5.69^4 + 2.66^4} = 53.27 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \quad ; \quad \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{53.27 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.533 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.533MPa \leq \bar{\tau}_u = 1,25MPa \Rightarrow$ Donc pas de risque de cisaillement.

A L'ELS :
$$\begin{cases} \sigma_{max} = Q + G = 34.91 \text{ kn/m}^2 \\ \sigma_{min} = Q = 4.9 \text{ kn/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} \times \sigma_{min}}{4} = 27.40 \text{ KN/m}^2 \Leftrightarrow q_s = \sigma_{moy} = 27.40 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.50 \rightarrow \text{ELS} : \begin{cases} \mu_x = 0.1000 \\ \mu_y = 0.3671 \end{cases}$$

Sens x-x' :
$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 25.66 \text{ KN.m}$$

Sens y-y' :
$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 9.42 \text{ KN.m}$$

- **En travée**

Sens x-x' :
$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 21.81 \text{ KN.m}$$

Sens y-y' :
$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 8.007 \text{ KN.m}$$

- **En appui :**

Sens x-x' :
$$M_a^x = -0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = -12.83 \text{ KNm}$$

Sens y-y' :
$$M_a^y = -0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = -4.71 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

Tab.VI.4: Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travée	21.81	5.81	65163	1.94	15	159.67	201.63
	Appui	-12.83	3.06	9481.59	4.14	15	151.03	201.63
Y-Y	Travée	8.007	4.5	30218	1.19	15	85.52	201.63
	Appui	-4.71	4.5	30218	0.70	15	53.22	201.63

VI.6.Conclusion

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Nous sommes ensuite passé à un calcul des semelles filantes là où on s'est basée sur une largeur de semelle de 1.4m, Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Ce Voile sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que de les approfondir d'avantage concernant le domaine du bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel ETABS, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales n'est satisfaite qu'après le redimensionnement des éléments structuraux .
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que tous les poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA99, qui valorise la sécurité avant l'économie.
- Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- La longueur de cette structure est supérieure à 30m , nous l'avons donc séparé avec un joint de dilatation , en prenant la température en considération dans la modélisation de cette structure .
- Pour l'infrastructure, il s'est avéré que les semelles filantes est le type de fondation le plus adéquat pour cette structure, vue son poids et vu la qualité du sol qui présente une bonne capacité portante.

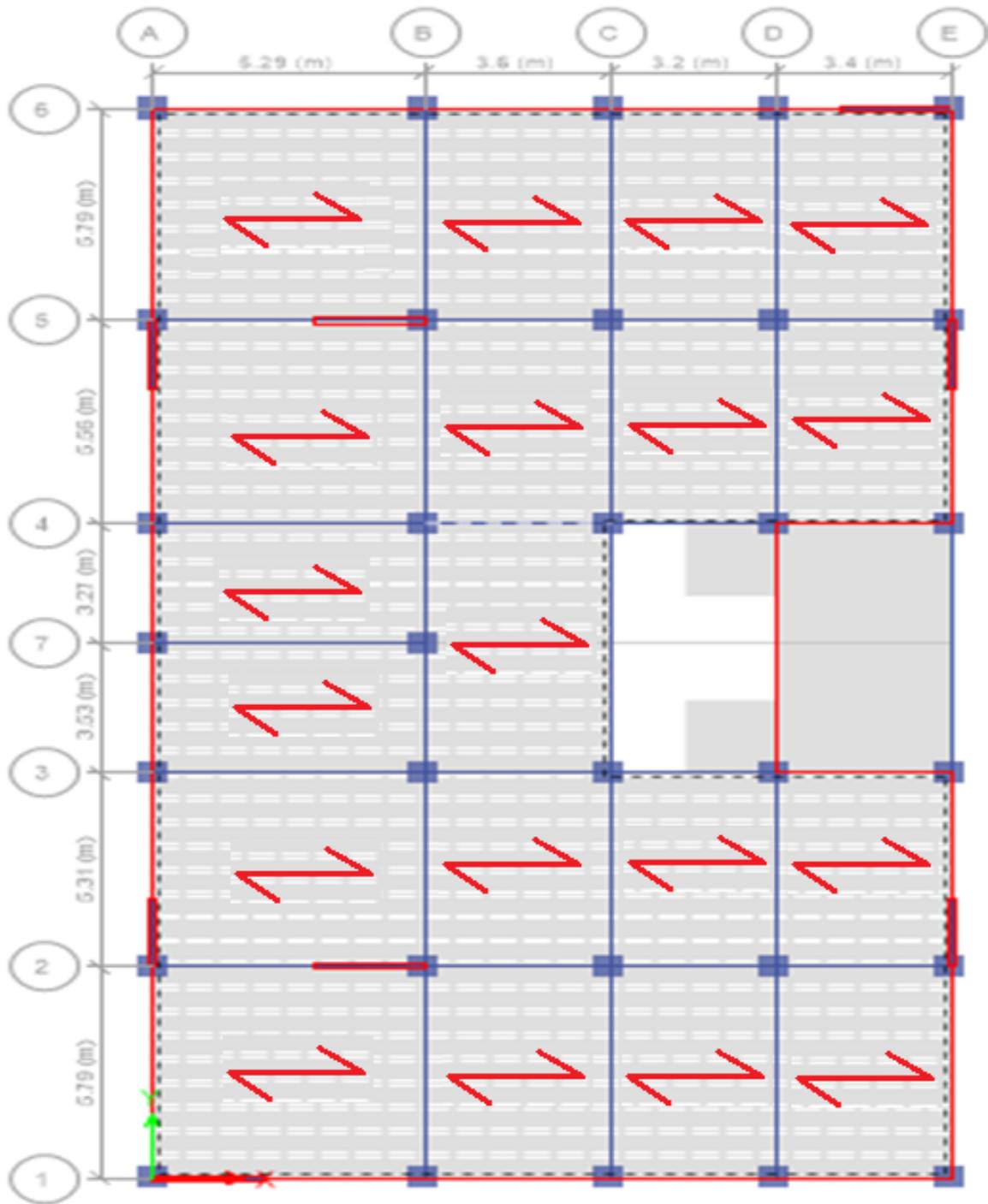
Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Enfin, notre souhait le plus chère est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

ANNEXES

ANNEX 1 :

La disposition des poutrelles



ANEXE 2

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES

ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

ANNEX 3

Valeurs de $MI (M2)$ pour $\rho = 1$

U/lx	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
V/ly	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

NOTA : Pour avoir les valeurs de $M2$; il suffit de permuter U et V

ANNEXE 4

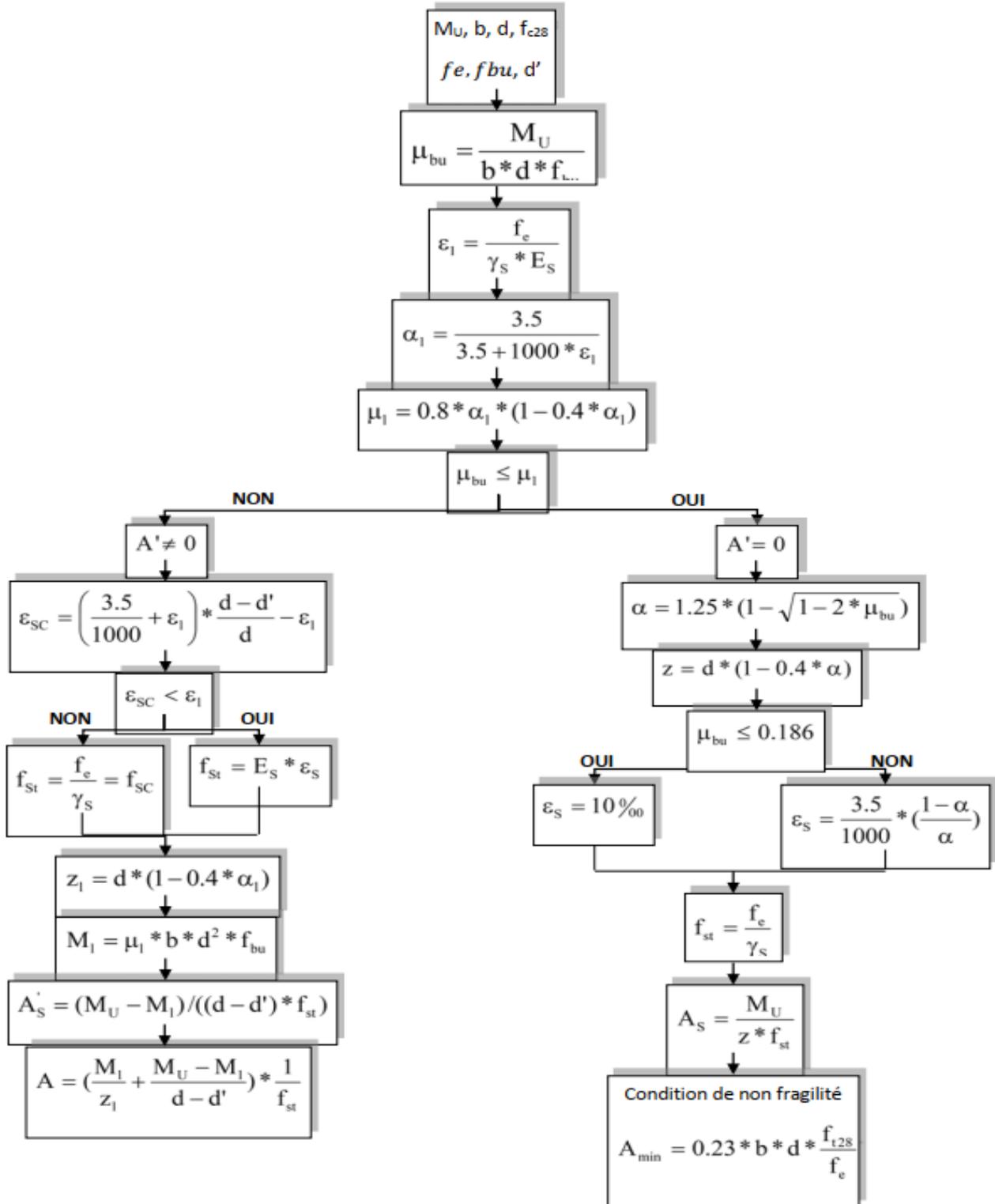
SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

ANNEXE 5

Flexion simple : Section rectangulaire Calcul à 'ELU



Conclusion et recommandations :

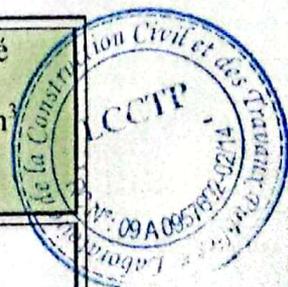
Le site objet de notre étude est destiné pour recevoir la construction d'une habitation en R+7 + entre sol avec un sous-sol à BOUDOUAU wilaya de Bomerdes.

D'après les résultats des essais in situ et au laboratoire, ainsi que les observations visuelles sur site, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

1. Les sondages pénitrométriques et pressionsmétrique et les essais au laboratoire nous ont permis de déterminer la résistance du sol, son homogénéité ainsi que sa capacité portante ;
2. L'analyse des pétrographes a enregistré des résistances de pointe très forts a des faibles profondeurs par rapport à la cote de terrain actuel (plate-forme) et attendre le refus dans la couche des schistes beige, altérés à friable sains ;
3. La résistance du sol à la pénétration dynamique est homogène horizontalement tant verticalement sur toute la surface de terrain ;
4. Au vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ et au laboratoire, Nous opte pour le cas le plus défavorable donné par les essais au laboratoire ; Danc nous vous recommandons des fondations superficielles, ancrées à partir de **1,20 m** de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel actuel (plate-forme) et de prendre une contrainte admissible **Qadm = 2.00 bars** ;
5. Paramètres mécaniques à prendre dans le calcul des fondations et la modélisation des talus et le calcul des fondations sont comme suite ;

Cohésion 'C'' bars	Coefficient de compressibilité Cg (%)	Angle de frottement φ°	Densité γ_h t/m ³	Densité γ_d t/m ³
0.22	1.73	20	1.99	1.81

6. Le site est situé sur un terrain plat, d'où il y'a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluviales et de surélever la construction par rapport à la cote du terrain actuel (plat forme) ;



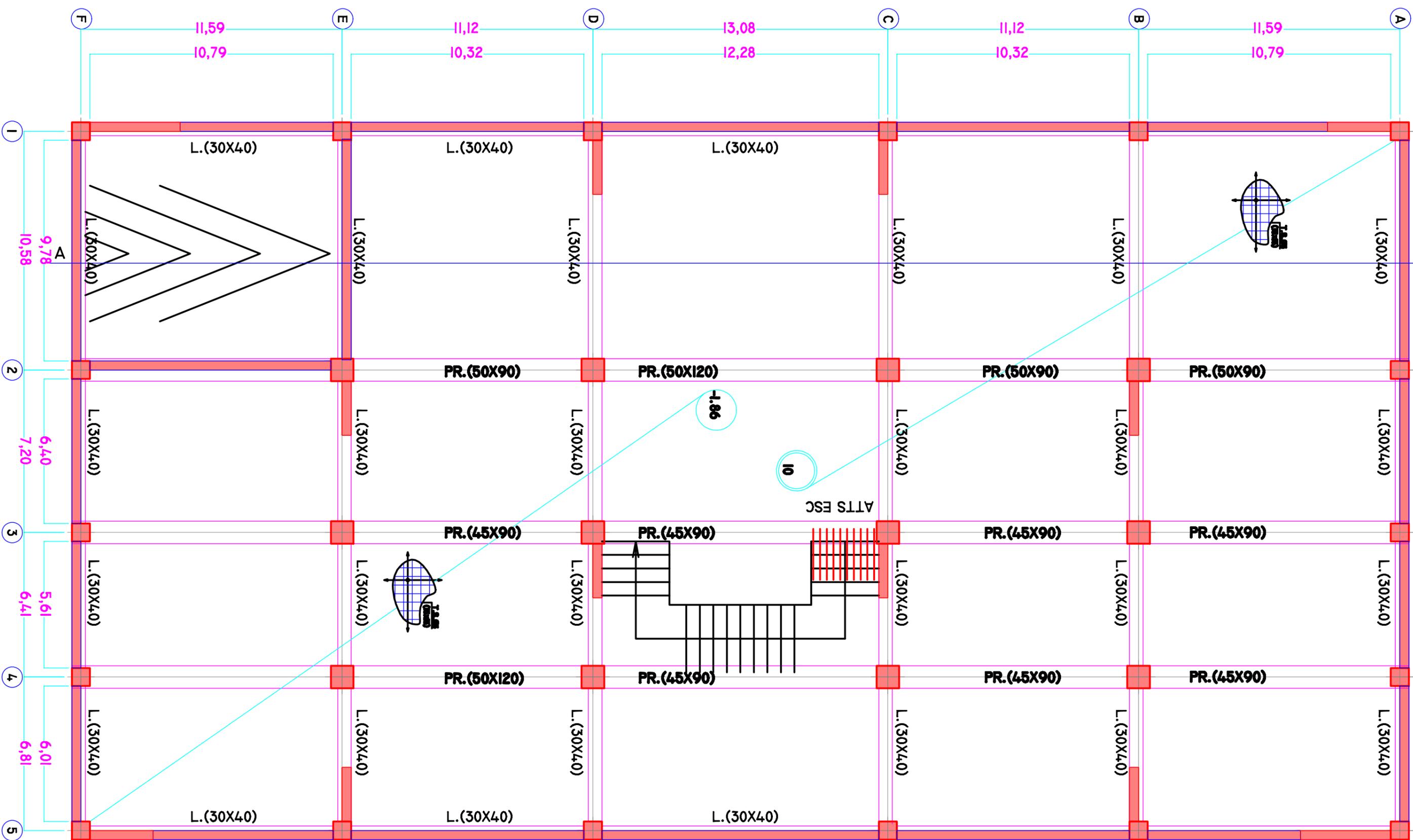
7. Le sous-sol du terrain retenu et composé d'une formation cohérent représentée par schiste beige, à calcaire altérés sains à passage des roches au-dessus d'autre formation constitué par des schistes beige, altérés à friable sains au-dessus d'une couche en béton l'égerment armer;
8. Les refus enregistrés dans les essais pénitrométriques sont très surfaciques, d'où la présence de sol consistant constitué par des schistes beige, altérés à friable sains ;
9. Au vu de la nature de sol rencontré les tassements pour semelle isolée sont admissibles ;
10. Les fouilles des fondations devront être effectuées pendant des conditions climatiques favorables, celles-ci seront immédiatement bétonnées ;
11. Aucune présence d'eau n'est signalée, selon l'intervention de notre laboratoire aux profondeurs d'investigations indiquées par le sondage carotté et à la tarière ainsi que ;
12. Le sol en catégorie **SI (site rocheux)** selon la valeur de p_{le}^* Moyenne donné par les essais préssiométrique. $p_{le}^* > 5 \text{ Mpa}$ le sol en catégorie **S₁** ;
13. D'après les résultats des analyses chimiques, le sol est faiblement agressif vis-à-vis au béton de fondation le sol en classe **A₁** ;
14. Selon les recommandations du CGS (règlement parasismique algérienne RPA 99/version 2003), la région de la wilaya de Bomerdes est classée en zone de sismicité moyenne **III**. D'où, Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul de structure ;

LE REDACTEUR DU RAPPORT

DJILALI.A
Chef de Service

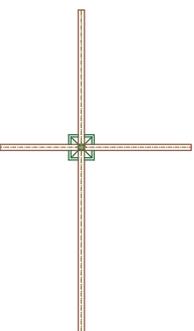
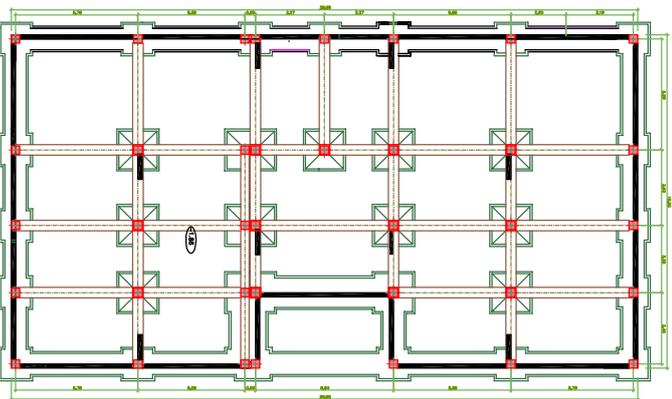
LE DIRECTEUR

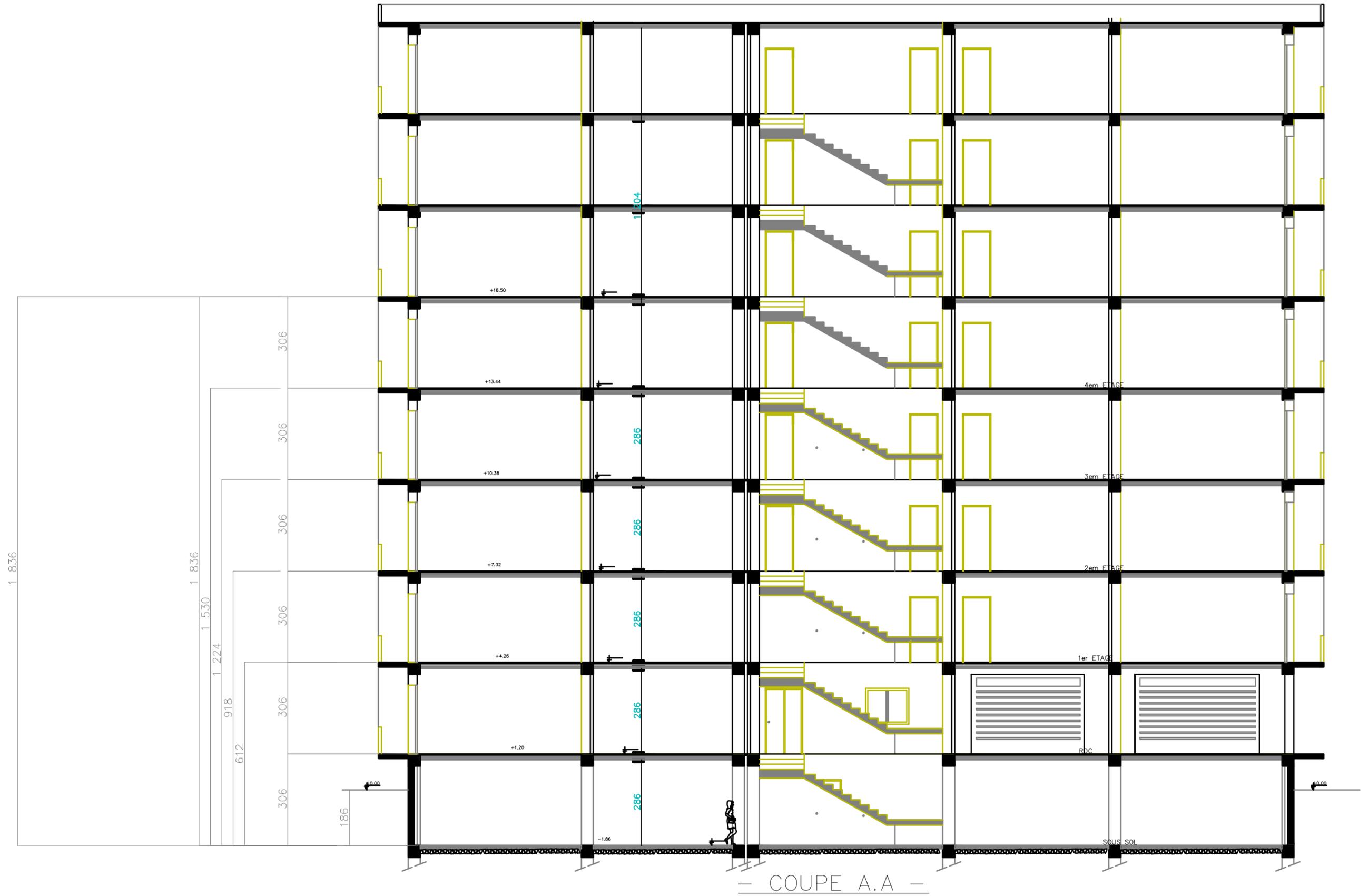
BELHATRI H
LCCLP
Laboratoire National de la Construction Civil et des Travaux
Région Algérie
N° 09A0957632-021A

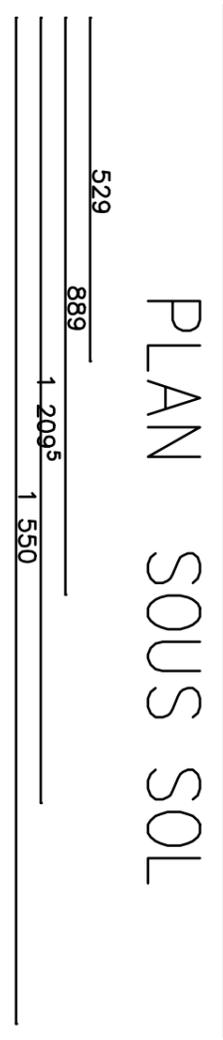
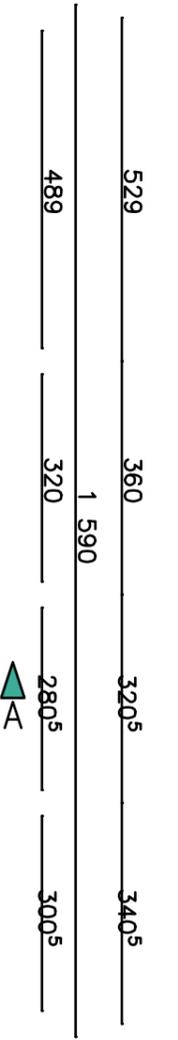
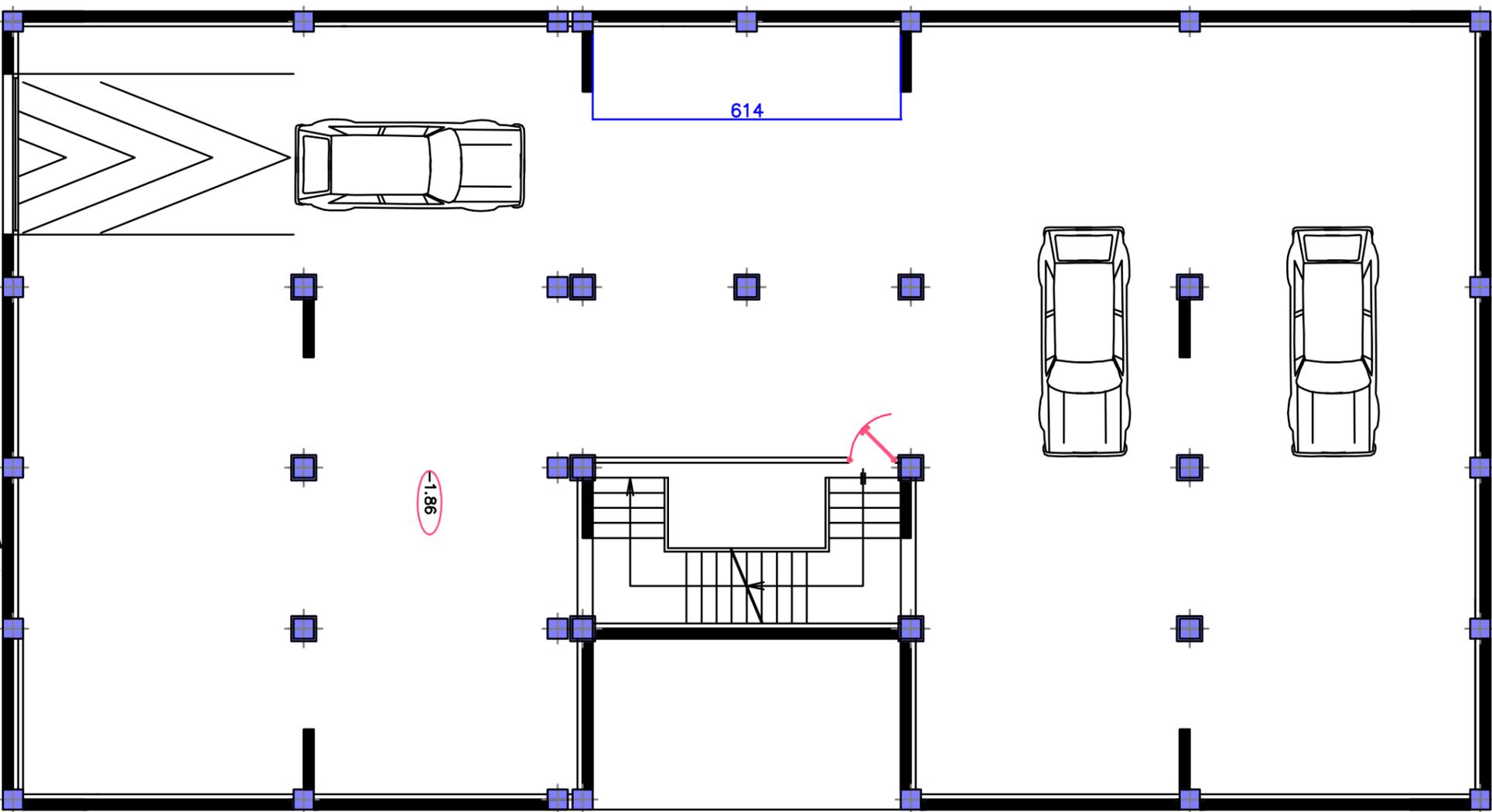
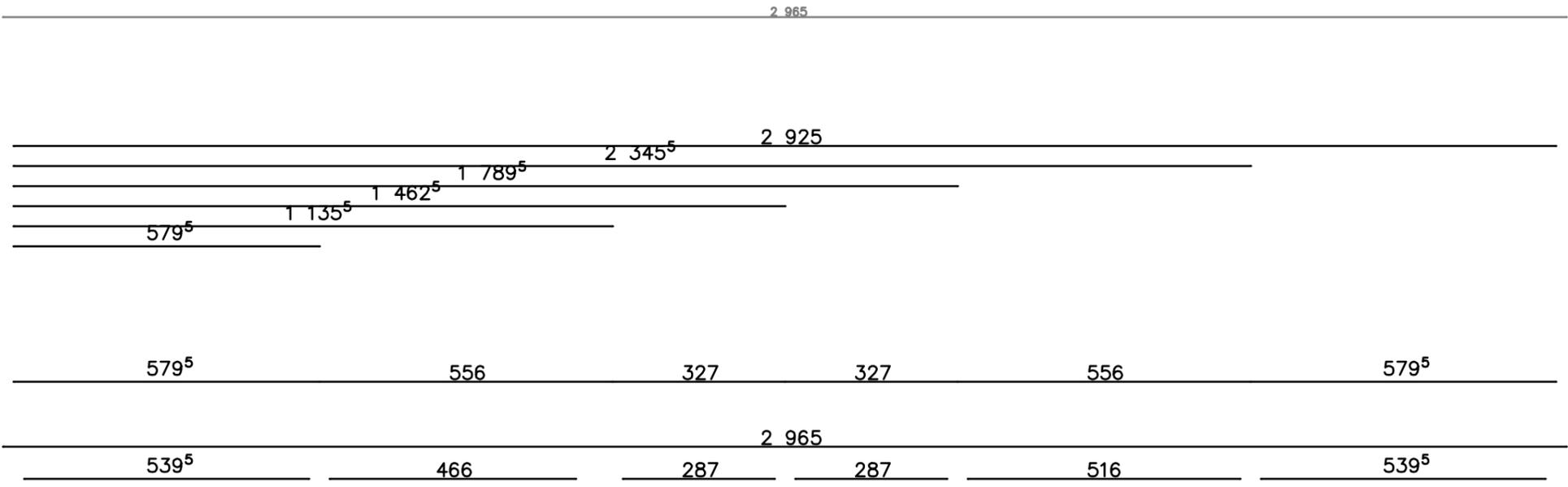


- PLAN DE COFFRAGE DALLAGE NIV -1.86

PLAN DE FONDATION ECHELLE 1/50







PLAN SOUS SOL

-1.86

d'acces
Sous sol

A

A

614

2 965

2 925

2 345

1 789

1 462

1 135

579

579

556

327

327

556

579

2 965

539

466

287

287

516

539

529

360

1 590

320

320

340

300

529

889

1 209

1 550

104

489

320

104

320

360

1 590

280

320

5

300

340

300

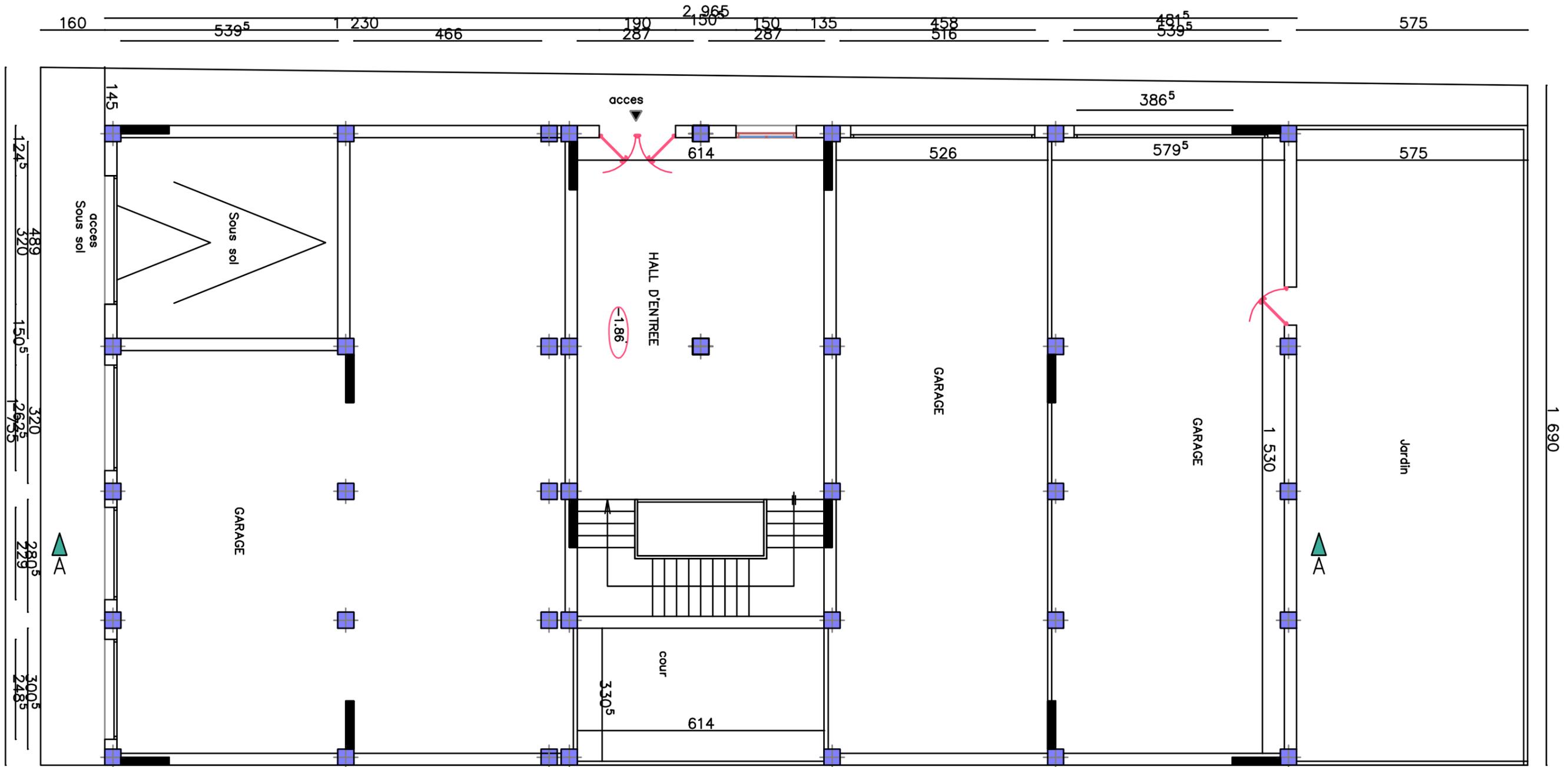
529

889

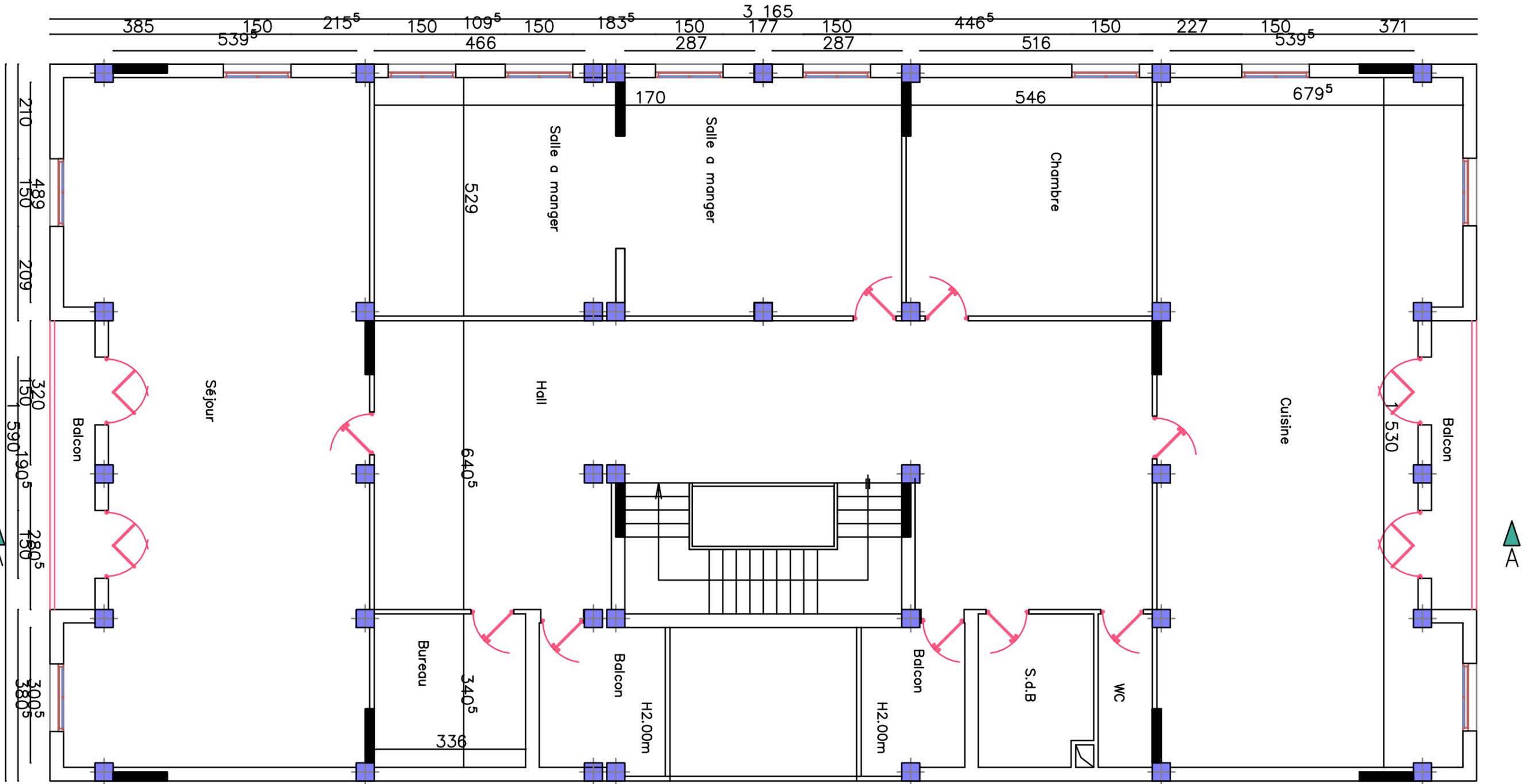
1 209

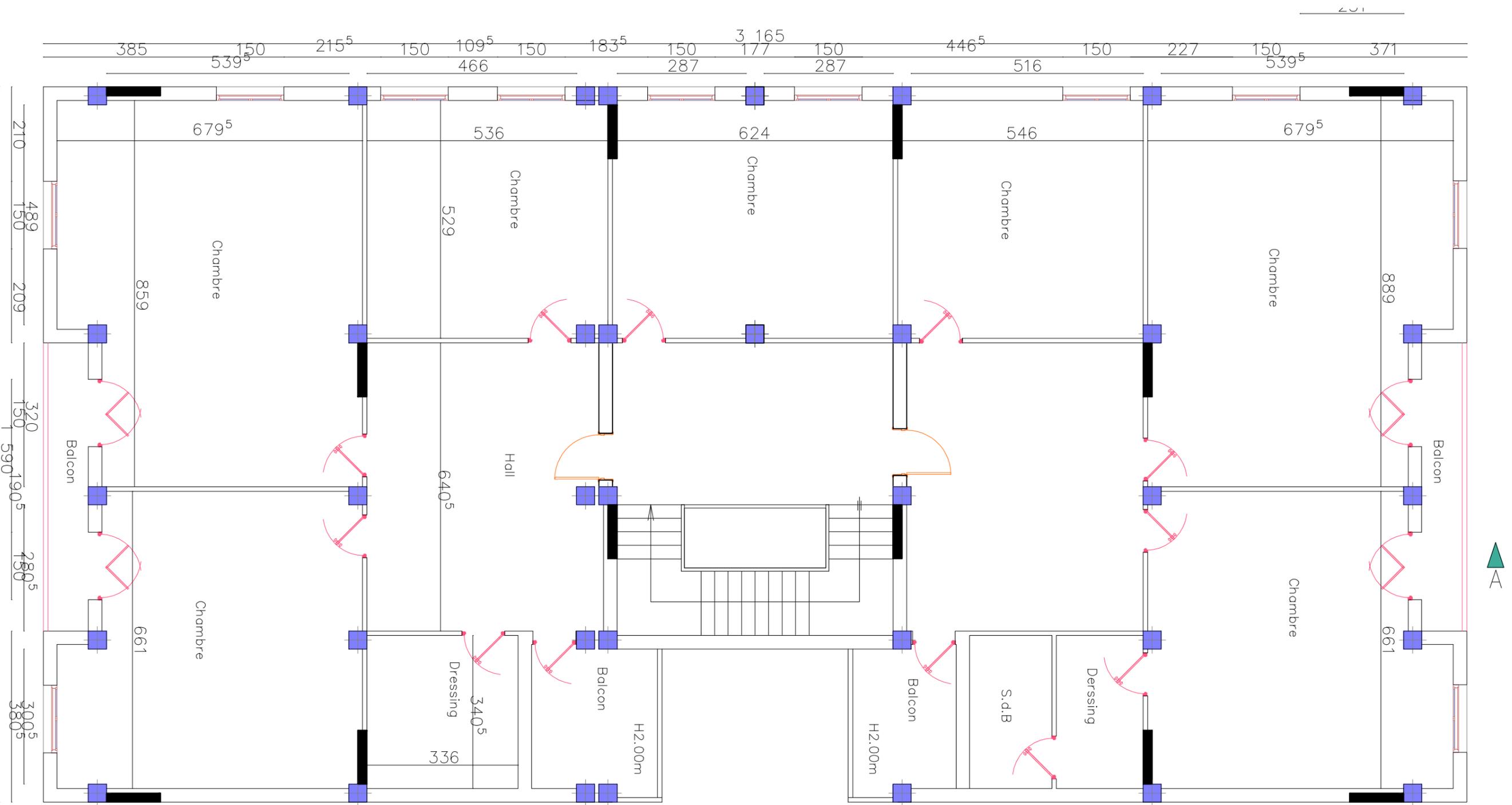
1 550

PLAN R.D.C



PLAN 1er ETAGE



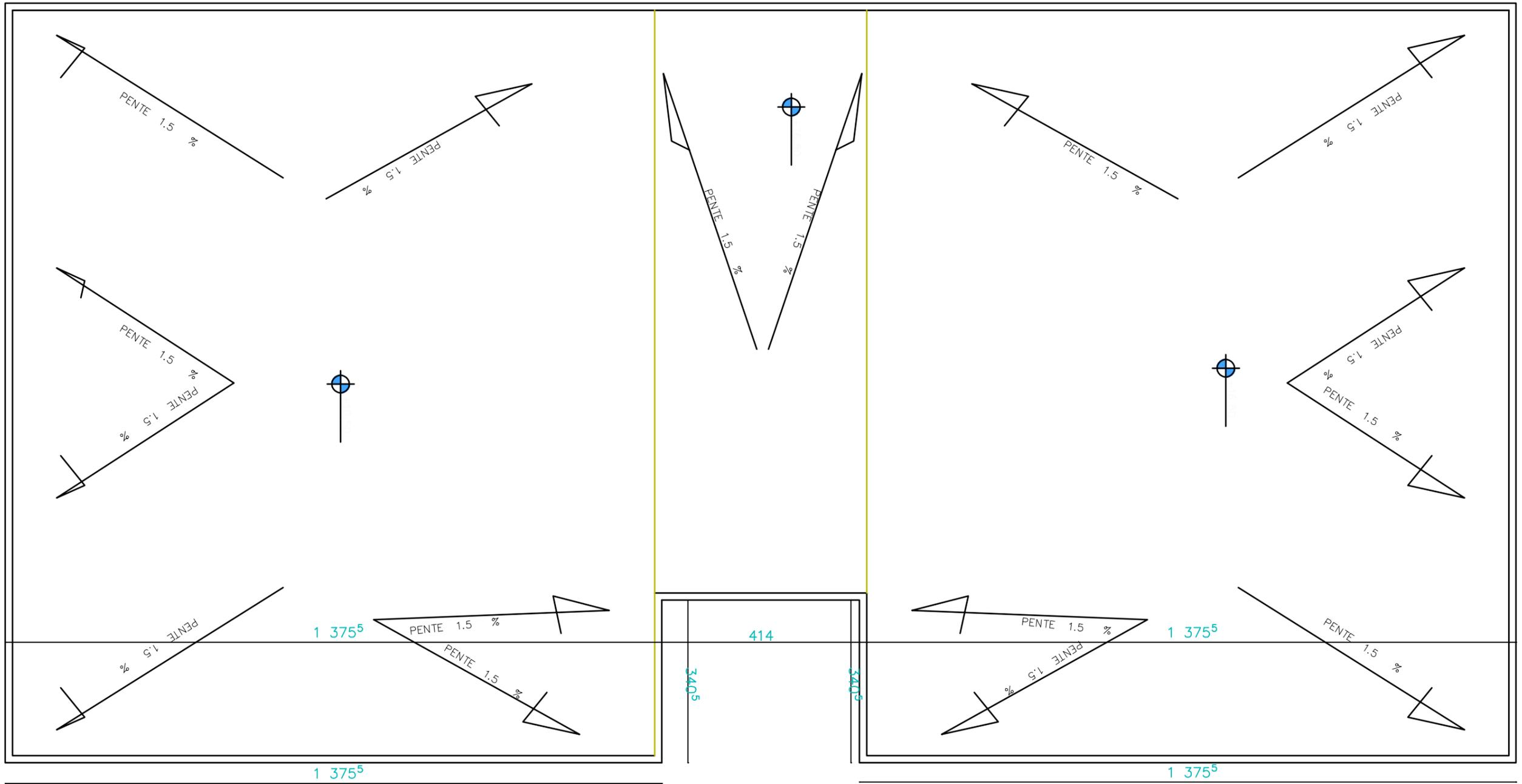


PLAN 7ème, 3ème, 4ème, 5ème, 6ème et 7ème ETAGE

— PLAN DE TOITURE —



1 590



1 590