

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de la Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En Vue d'Obtention du Diplôme Master en génie civil
Option : Structures

Thème :

Etude d'un bâtiment (R+10+ sous-sol) à usage d'habitation et commercial contreventé par un système mixte (Voiles – Portiques)

Présenté par :

Mr KHITOUM Farouk

Mr MOUZAIA Toufik

Encadré par :

M^{me}HAMOUCHE

Promotion 2019/2020

REMERCIEMENTS

- *TOUTE NOTRE PARFAITE GRATITUDE ET REMERCIEMENT À ALLAH LE PLUS PUISSANT QUI NOUS A DONNÉ LA FORCE, LE COURAGE ET LA VOLONTÉ POUR ÉLABORER CE TRAVAIL.*
- *AINSI NOUS REMERCIONS TOUS LES MEMBRES DE JURY D'AVOIR ACCEPTÉ D'EXAMINER NOTRE TRAVAIL.*
- *NOUS REMERCIONS NOTRE PROMOTRICE M^{EME} « HAMOUCHE » POUR SON SOUTIEN SA DISPONIBILITÉ, SES CONSEILS, SON IMPLICATION ET SES ENCOURAGEMENT TOUT AU LONGUE DE CE TRAVAIL.*
- *NOUS REMERCIONS ÉGALEMENT L'ENSEMBLE DES ENSEIGNANTS DU DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL.*
- *ENFIN, À TOUS CEUX QUI NOUS ONT AIDÉS DE PRÈS OU DE LOIN POUR LA RÉALISATION DE CE PROJET DE FIN D'ÉTUDE ET PARTICULIÈREMENT BAUCHE SOUAD ,SEMMAH A.RAHIM ET TERKI GAYÀ ,CHIKHOUN NADJIM ET MEKBEL HALIMQUI NOUS ONT BEAUCOUP AIDÉ POUR ÉLABORER CE TRAVAIL.*

I. Introduction	01
I.2. Présentation de l'ouvrage	01
I.3. Caractéristiques géométriques.....	01
I.4 - Caractéristiques structurales	01
I.5 Les éléments de l'ouvrage	01
I.6 Les règlements et normes utilisés	02
I.7 - Etats limites	02
I.7.1 – Définition.....	02
I.7.2 - Etat limite ultime (ELU)	02
I.7.3 - Etat limite de service (ELS).....	02
I.8 - Actions et sollicitations :.....	03
I.8.1 - Les actions :.....	03
I.8.1.1 - Définition :.....	03
I.8.1.2 - Valeurs caractéristique des actions :.....	03
I.8.2 Différentes combinaisons d'actions données par les règlements.....	03
I.9 - Caractéristique mécaniques des matériaux :.....	03
I.9.1 Le béton.....	03
I.9.2 : L'acier.....	06
I.10. CONCLUSION.....	08
II.1 Introduction.....	07
II.2 Eléments secondaires :.....	07
II.2.1 Planchers :.....	07
II.2.1-Planchers à corps creux.....	07
II.2.2.-Planchers à dalle pleine	11
II.2.3 Les escaliers.....	13
II.3 Eléments principaux.....	15
II.3.1 Les poutres.....	15
II.3.2 Les voiles.....	15
II.3.3 Les poteaux.....	16
II.3.3.1 Evaluation des charges et surcharges.....	17
II.3.7 L'acrotère :.....	20
II.4 Descente de charge :.....	21
II.5 Les vérifications nécessaires	26
II.6. Etude des éléments secondaires.....	28
II.6.1. Les planchers à corps creux:.....	28
II.6.1.2 Ferrailage des poutrelles	32
II.6.2.Planchers à dalle pleine.....	41
II.6.3.Etude de la poutre de chaînage.....	45
II.6.4. Etude des escaliers (escaliers de l'étage courant):.....	48
II.6.5. Etude de l'ascenseur.....	43
III.1. Introduction.....	57
III.2. Méthodes de calcul de la force sismique	57
III.3. Calcul de la force sismique V par la méthode.....	57
III.4.Calcul des forces sismiques par l'analyse modale spectrale.....	59
III.5.Modélisation et résultats.....	60

III.5.1	Disposition des voiles de contreventement.....	60
III.5.2	Mode de vibration et taux de participation des masses.....	61
III.5.3	Les modes de vibrations.....	62
III.5.4	Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :.....	63
III.5.4.1	Vérification de la résultante des forces sismiques :.....	63
III.5.4.2	Vérification de l'effort normal réduit.....	63
III.5.4.3	Justification de l'interaction (voiles-portiques).....	64
III.5.4.4	Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux.....	65
III.5.4.5	justification vis à vis de l'effet P-Delta.....	66
III.6	Conclusion.....	67
IV.1	Introduction	68
IV.2	Etude des poutre.....	68
IV.2.1	Recommandation du RPA99/Version 2003.....	68
IV.2.1.1	Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1).....	68
IV.2.1.2	Armatures transversales (Art 7.5.2.2)	68
IV.2.2	Sollicitation et ferrailage des poutres.....	68
IV.2.3	Les armatures transversales	69
IV.2.4	Vérifications nécessaires	70
IV.3	Etude des poteaux	71
IV.3.1	Recommandation du RPA99/Version2003.....	72
IV.3.1.1	Armatures longitudinales (Art 7.4.2.1)	72
IV.3.1.2	Armatures transversales (Art 7.4.2.2).....	72
IV.3.2	Les sollicitations maximales :.....	73
IV.3.3	Calcul du ferrailage.....	74
IV.3.3.1	Ferrailage longitudinal.....	75
IV.3.3.2	Ferrailage transversal.....	75
IV.3.4	Vérifications nécessaires :.....	75
IV.3.4.1	Vérification au flambement :	76
IV.3.4.2	Vérification des contraintes :.....	76
IV.3.5	Vérification des zones nodales.....	77
IV.4	Etude des voiles :	77
IV.4.1	Définition :	80
IV.4.2	Recommandation du RPA :	81
IV.4.3	Calcul de ferrailage :	86
V.1	Introduction	87
V.2	Choix de type des fondations	87
V.3	Etude des fondations	87
V.3.1	Vérification de la semelle isolée	87
V.3.2	Vérification de la filante	88
V.3.3.1	Pré dimensionnement de radier générale	99
V.5	Etude de voile périphérique.....	99

Liste des figures

Figure II.1. <i>Plancher à corps creux</i>	4
Figure II.2. <i>dimension de la poutrelle</i>	7
Figure II.3 : <i>disposition des poutrelles RDC</i>	7
Figure II.4: <i>dépositions des poutrelles de l'étage 1er</i>	9
Figure II.5: <i>dépositions des poutrelles le reste des étages</i>	10
Figure II.9 <i>escalier trois volée</i>	11
Figure II.10 <i>escalier trois volée</i>	13
Figure II.11 <i>schéma statique</i>	14
Figure II.12. <i>schéma statique</i>	15
Figure II.14. <i>Schéma d'un voile</i>	16
Figure II. 15 <i>Schéma statique de l'acrotère</i>	21
Figure II. 16 <i>Diagramme des moments dans une poutrelle (type1)</i>	31
Figure II. 17 <i>Diagramme des efforts tranchants (type1)</i>	31
Figure II. 18 : <i>schéma de ferrailage de la dalle de compression</i>	40
Figure II. 19 : <i>schéma de ferrailage de dalle pleine</i>	45
Figure II. 23 : <i>schéma statique de la volée 1</i>	48
Figure II. 24 : <i>Schéma de ferrailage d'escalier</i>	41
Figure II .25. <i>l'acrotère</i>	54
Figure.II.26. <i>les sollicitation de l'acrotère</i>	54
Figure III.1 <i>Vu en 3D de la structure modélisée avec le logiciel ETABS2016</i>	60
Figure III.2 <i>Plans de disposition des voiles</i>	61
Figure III.3. <i>Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe X-X)</i>	63
Figure III.4. <i>Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y)</i>	63
Figure III.5 <i>Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z)</i>	63
Figure IV.1. <i>Zone nodale</i>	72
Figure IV.2. <i>Section d'un poteau</i>	76
Figure III.1 <i>Vu en 3D de la structure</i>	77
Figure IV.4. <i>Schémas des contraintes</i>	83
Figure. V.1 : <i>semelles isolée</i>	87
Figure .V. .3 <i>Présentation de la zone d'impact de la charge concentré</i>	90
Figure V.4 <i>Diagramme des contraintes</i>	100

Listes des tableaux

Tableau 1 : la résistance caractéristique de l'acier a étant sa limite élastique F_e	05
Tableau II.1. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.....	15
Tableaux II.2. : Évaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible à corps creux.....	17
Tableau II.3. : Évaluation des charges dans le plancher étage courant à corps creux.....	17
Tableau II.4. : Évaluation des charges dans le plancher étage courant à dalle pleine.....	18
Tableau II.5. Évaluation des charges sur la volée.....	18
Tableau II.6. Évaluation des charges sur les paliers.....	19
Tableau II.7. : Évaluation des charges des les murs extérieurs.....	20
Tableau II. 8 <i>Evaluation des charges de l'acrotère</i>	20
Tableau II. 9 : <i>descente de charge pour le poteau (C5)</i>	23
Tableau II. 10 : <i>efforts normaux dans les deux poteaux (C5)et (C4)</i>	25
Tableau II.11 Vérification à la compression simple de poteaux de tous les nivea.....	23
Tableau II.12 Vérification au flambement des poteaux de tous les niveaux.....	25
Tableau II.13 <i>les types des poutrelles</i>	28
Tableau.II. 14. <i>Charges sur les poutrelles</i>	29
Tableau II.15. Sollicitations maximales dans les différents étages.....	32
Tableau II.16. <i>vérification de la flèche</i>	39
Tableau II.17.les sollicitation a L'ELS	42
Tableau II.18 : Moments et ferrailages correspondant	46
Tableau II.19 : Vérification des contraintes	47
Tableau. II.20: calcul de ferrailage de l'escalier	49
Tableau. II.21 : vérification des contraintes	49
Tableau. II.22 : calcul de ferrailage de la volée 2 a L'ELU	49
Tableau. II.23: calcul des contraintes a L'ELS	50
Tableau. II.24 : les sollicitations à l'ELU	53
Tableau. II.25 : ferrailage de la dalle de l'ascenseur	53
Tableau. II.26 : vérification des contraintes de béton	53
Tableau. II.27 : Combinaisons d'action de l'acrotère	55
Tableau. II. 28 : Résultats de ferrailage à la flexion composé d'acrotère	55
Tableau III.1. <i>Valeurs des pénalités</i>	59
Tableau III.2. <i>Période et taux de participation massique de la structure</i>	61
Tableau III.3. <i>Vérification de la résultante des forces sismiques à la base</i>	63
Tableau III.4. <i>Vérification de l'effort normal réduit</i>	63
Tableau III.5. <i>Interaction sous charge verticale</i>	64
Tableau III.6. <i>Interaction sous charge horizontal</i>	64
Tableau III.7. <i>Vérification des déplacements relatifs</i>	65
Tableau III .8. <i>vérification de l'effet P-Δ</i>	66
Tableau IV.1 Ferrailage des poutres principales <i>non associées aux voiles</i>	68
Tableau IV.2 Ferrailage des poutres principales <i>associées aux voiles</i>	69
Tableau IV.3 Ferrailage des poutres secondaires <i>non associées aux voiles</i>	69
Tableau IV.4 Ferrailage des poutres secondaires <i>associées aux voiles</i>	69
Tableau IV.5 <i>Vérification des contraintes tangentielles</i>	70
Tableau IV.6 <i>Vérification de l'état limite de compression</i>	71
Tableau IV.7 <i>Vérification de l'état limite de déformation</i>	71

Tableau IV.8 Sollicitations dans les différents poteaux	73
Tableau IV.9 Ferrailage longitudinal des poteaux.....	74
Tableau IV.10 Vérification des contraintes de cisaillement.....	74
Tableau IV.11 Ferrailage transversal des poteaux.....	75
Tableau IV.12 Vérification au flambement des différents poteaux.....	75
Tableau IV.13 <i>Les sollicitations maximales à l'ELS</i>	76
Tableau IV.14 Vérification des contraintes dans le béton.....	77
Tableau IV.15 Moments résistants dans les poteaux.....	78
Tableau IV.16 Moments résistants dans les poutres principales.....	78
Tableau IV.17 Moments résistants dans les poutres secondaires.....	78
Tableau IV.18 Vérification des zones nodales selon le sens principale.....	79
Tableau IV.19 Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.....	79
Tableau IV.20 Sollicitations maximales dans le voile Vx7.....	82
Tableau IV.21 Sollicitations maximales dans le voile Vy8.....	82
Tableau IV.22 <i>Ferrailage du voile Vx7</i>	85
Tableau IV.23. <i>Ferrailage du voile Vy8</i>	78
Tableau. V.1. Tableau du ferrailage de radier.....	92
Tableau. V.2. Vérification des contraintes.....	93
Tableau. V.3 . Calcul des armatures à l'ELS	93
Tableau. V.4. Vérification des contraintes.....	93
Tableau. V.5 . Les chargements sur les nervures sens Y-Y.....	96
Tableau. V.6 . Les chargements sur les nervures sens X-X.....	96
Tableau. V.7 Sollicitation dans les nervures à l'ELU.....	96
Tableau. V.8 : Sollicitation dans les nervures à l'ELS.....	97
Tableau. V.9 : Calcul de ferrailages des nervures.....	98
Tableau. V.10 : vérification des contraintes a L'ELS	98
Tableau. V.11: ferrailage a L'ELS	99
Tableau V.12. Calcul des moments	100
Tableau V.13. Ferrailage des voiles périphériques.....	101
Tableau V.14 Vérification des contraintes à l'ELS.....	101

Introduction générale

Le génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tous ouvrages liés au sol qu'on peut regrouper en deux catégories, les travaux publics qui sont des ouvrages de construction d'utilité générale, et les bâtiments qui s'approprient à abriter des vies humaines.

Ces constructions, sont sans doute souvent menacées par les catastrophes naturelles, parmi lesquelles on distingue les secousses sismiques, un phénomène imprévisible qui se produit par le mouvement des plaques tectoniques qu'on ne peut prévoir ni contrôler, il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme, et la seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous éloignons du dernier séisme, plus nous sommes proches du suivant.

Le danger de ce dernier varie d'un endroit à un autre selon la sismicité du lieu, d'où l'utilité d'une étude parasismique appropriée qui se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées, une telle étude permet de minimiser les dégâts et de préserver des vies humaines.

En Algérie, les expériences vécues durant les derniers séismes, ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiées. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment R+10 étages à usage mixte (habitation, commerce, parking). L'ouvrage sera implanté dans la wilaya de Bejaïa, qui est classée d'après le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (II. a), donc il y a lieu de déterminer le comportement dynamique de la structure, afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et aussi assurer le confort et la sécurité des vies humaines.

Le travail est réalisé selon le plan suivant :

- Le premier chapitre, consiste à donner une présentation du projet
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des différents éléments de la structure et l'étude des éléments secondaires.
- Le troisième chapitre, pour l'étude dynamique à l'aide de logiciel (ETAPS2016 V19)
- Le quatrième chapitre, nous allons étudier les éléments structuraux en exploitant les résultats obtenus par le logiciel (ETAPS2016 V19)
- Enfin le dernier chapitre, est consacré à l'étude de l'infrastructure qui se base sur une étude géotechnique appropriée, suivie d'une conclusion générale.

I. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, à cet effet, on consacre ce chapitre pour l'étude de ces caractéristiques pour le cas de ce projet à étudier.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

On se propose d'étudier un bâtiment R+10 étages à usage mixte (habitation, commerce, parking). L'ouvrage sera implanté dans la wilaya de Bejaïa, qui est classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (II.a), cette ouvrage est de moyenne importance donc il appartient au groupe d'usage 2, le site est considéré comme meuble (S3).

I.3. Caractéristiques géométriques :

Caractéristiques architecturales :

- Un sous sol c'est un parking
- RDC c'est un local commercial
- le reste des étages d'usage habitation

Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment 37,7m
- Hauteur de sous sol 2,5m
- Hauteur de RDC 4,93m
- Hauteur des étages courant 3,06m

Dimensions en plan :

- Longueur totale en plan 30,90m
- Largeur totale en plan 18,10m

I.4 Caractéristiques structurales :

En se basant sur l'article (3-4-a) du RPA99/Version 2003 qui exige d'adopter un contreventement mixte lorsque la hauteur de l'ouvrage dépasse 4 niveaux (14m) en zone IIa, nous avons opté pour un contreventement par voiles et portiques.

I.5 Les éléments de l'ouvrage

Les planchers :

Les planchers utilisés sont des planchers à corps creux et des planchers à dalle pleine en béton armé.

Les escaliers :

Notre bâtiment comprend plusieurs cages d'escaliers. Ils seront coulés sur place.

La maçonnerie :

Toute la maçonnerie sera constituée de briques creuses revêtues d'un enduit de ciment ou de plâtre. Pour les murs extérieurs une paroi externe de 15 cm d'épaisseurs et une paroi interne de 10 cm d'épaisseurs, les deux parois étant séparées par un vide de 5 cm d'épaisseur, pour les murs intérieurs une cloison simple de 10 cm d'épaisseur.

Les revêtements

Les revêtements de la structure sont constitués par du carrelage de 2cm pour les planchers courants ; de l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds ; de mortier pour les murs de façade.

Les poteaux

Sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

L'acrotère

Un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, il sert à l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments, elle joue aussi un rôle de garde-corps dans les terrasse accessibles

Les poutres : Elles sont des éléments structuraux en béton armé, destinés à reprendre les charges transmises par la dalle

Les voiles : Élément de contreventement vertical et continu, en béton armé.

L'ascenseur : L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment

I.6 Les règlements et normes utilisés :

L'étude se fera en respectant les règlements et les normes en vigueur à savoir Le Règlement parasismique algérien (*RPA 99 /version 2003*) ;Code de béton armé (*CBA 93*) ;Document technique réglementaire (*DTR B.C.2.2*) ;Béton armé aux états limites (*BAEL91/modifiées 99*).

I.7 - Etats limites :**I.7.1 - Définition :**

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou des ses éléments tel que la stabilité et la durabilité est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

I.7.2 - Etat limite ultime (ELU) :

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. La résistance des matériaux et des aciers sont atteints, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer

I.7.3 - Etat limite de service (ELS):

C'est la condition que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage (exploitation) normale et sa durabilité soient assurés, Le dépassement de cet état conduit au désordre de.

Fonctionnement de l'ouvrage il existe 3 états sont :

- ✓ Etat limite de compression du béton.
- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures
- ✓ Etat limite de déformation (flèche maximale).

I.8 - Actions et sollicitations :

I.8.1 - Les actions : Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées (Permanententes climatiques, d'exploitations) et aux déformations imposées (Variations de température, tassements d'appuis).

I.8.1.2 - Valeurs caractéristique des actions :**➤ Les actions permanentes (G) :**

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Cloisons, revêtements, superstructures fixes.
- Le poids de poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

➤ Les actions variables (Q) :

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps, elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent)
- Les effets thermiques

➤ Les actions accidentelles (FA) :

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisent rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions.
- Les explosions.
- Les feux.

I.8.2 Différentes combinaisons d'actions données par les règlements :

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

➤ Situation durable :

- ELU : $1.35G+1.5Q$
- ELS : $G+Q$

➤ Situation accidentelle :

- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$

I.9 - Caractéristique mécaniques des matériaux :**I.9.1 Le béton :**

- ❖ **Définition :** Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange de matériaux appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées, ...) avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics. Son poids volumique est de l'ordre de **2300 à 2500 Kg/m³**, pour le béton armé en prend : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$.

- ❖ **Résistance caractéristique :**

- **En compression :** La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.
Pour $j < 28$ jours .selon **CBA93 [Art.A.2.1.1.1]**.

- ✓ $f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j}$ Pour $f_{c28} \leq 40$ Mpa **CBA.93 [Art. A.2.1.1.1]**
- ✓ $f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,95j}$ Pour $f_{c28} \geq 40$ Mpa
- ✓ $f_{cj} = f_{c28}$ Pour $j \geq 28j$

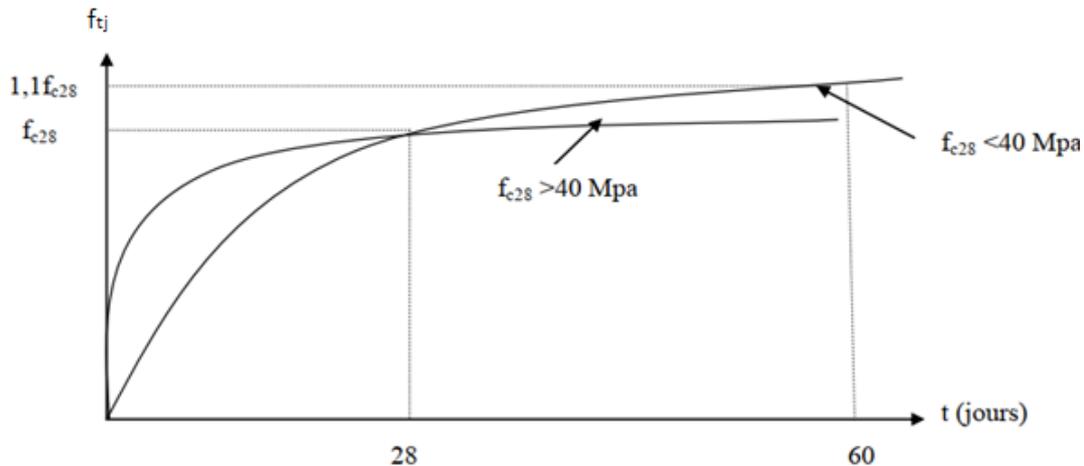


Fig I.1 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge de béton.

- **La résistance a la traction :** La résistance du béton à la traction à l'âge du jour (j) f_{tj} est définie conventionnellement par la formule suivante $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ pour $f_{cj} \leq 60$ MPa
Pour $f_{c28} = 25$ MPa on a $f_{t28} = 2,1$ MPa. selon **CBA.93 [Art.A.2.1.1.2]**.
- **Déformation longitudinale du béton:**
 - **Le module de déformation longitudinale instantanée (E_{ij}):** C.B.A [A.2.1.2.1]
Le module de Young instantané du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton : $E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$ Pour $f_{c28} = 25$ MPa → $E_{ij} = 32164,2$ Mpa
 - **Le module de déformation longitudinale différée (E_{vj}) :** C.B.A [A.2.1.2.2]
Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton : $E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3}$ ou $E_{vj} = 1/3 E_{ij}$ Pour $f_{c28} = 25$ MPa → $E_{vj} = 10818,87$ Mpa
 - **Coefficient de poisson :** C.B.A [A.2.1.2.2]
La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de poisson est le rapporte entre la déformation transversale et déformation longitudinale :

$$\nu = (\Delta d / d_0) / (\Delta l / l_0).$$

- **La valeur de module de déformation transversale:**

La valeur de module de déformation transversale est donnée par l'expression suivante :

$$\checkmark G = E / 2(1 + \nu).$$

➤ **Les contraintes limites :**

• **Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d’actions dont on retient les plus défavorables.

La contrainte limite du béton en compression : $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$

La contrainte limite de cisaillement :

✓ La contrainte de cisaillement a L’ELU : $\tau_u = Vu/b_0d$

✓ La contrainte admissible de cisaillement :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,20 f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{mpa}) = 3,33\text{mpa} \text{ (f peu préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15 f_{c28}/\gamma_b ; 4\text{mpa}) = 2,50\text{mpa} \text{ (f préjudiciable et très préju)}$$

• **Etat limite de service :**

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

I.9.2 : L’acier :

➤ **Définition :**

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

➤ **Types d’acier utilisé :**

• **Les aciers à haute adhérence (H.A) :** Dans le but d’augmenter l’adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l’armature. On a deux classes d’acier FeE400 et FeE500 les mêmes diamètres que les ronds lisses.

• **Treillis soudés :** Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement. TL50 ($\phi > 6\text{mm}, f_e = 500\text{MPa}$.)

✓ **La résistance de l’acier :**

	Acier rond lisses		Acier a haute adhérence		Treillis soudes a fil lisses	Treillis soudes a haute adhérence
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FETE500
f_e (mpa)	215	235	400	500	500	500

Tableau 1 : la résistance caractéristique de l’acier a étant sa limite élastique f_e

✓ **Etat limite de service :**

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}) = 201.63 \text{ MPa}$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(1/2f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}}) = 164.97 \text{ MPa}$.

Conclusion : Le béton est un matériau qui résulte du mélange de plusieurs composants, le choix et le dosage des différents matériaux ont une influence directe sur ces propriétés.

Vu que le matériau béton travaille mal à la traction, il est associé à l'acier pour avoir une bonne résistance vis-à-vis de traction et la compression. Pour ce la , il faut bien choisir l'organisation structurale spécifique résultante de bonne composition et des caractéristiques du béton, ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

II.1 Introduction :

Le pré-dimensionnement permet de donner des dimensions initiales aux sections de béton des différents éléments. A ce stade, nous adopterons les dimensions les plus économiques qui pourront être augmentées ultérieurement après justification de résistance.

II.2 Eléments Secondaires :

II.2.1 Planchers :

2.1. Planchers à corps creux :

La hauteur de plancher (h_t) est déterminer a partir de la condition de la flèche

D'après le C.B.A93 :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \dots \dots \dots \text{C.B.A 93 [Art B.6. 8.4.2.4]}$$

L_{max} : la distance maximale entre nus d'appuis des poutres selon le sens de disposition des poutrelles

Dans notre projet : $L_{max} = 4,50 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{4,5-0,3}{22,5}$. Donc $h_t \geq 18,67 \text{ cm}$

Alors On adopte un plancher [16 + 4] cm d'une épaisseur $h_t=20\text{cm}$, avec :

$h_{\text{corpscreux}} = 16 \text{ cm}$, $h_{\text{dalledecompression}} = 4 \text{ cm}$, $h_{\text{totale}} = 20 \text{ cm}$.

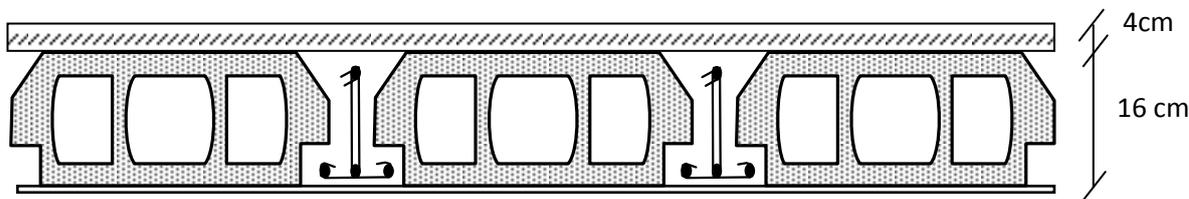


Figure II.1. Plancher à corps creux

➤ les poutrelles :

Ce sont des éléments en béton armé préfabriqués ou coulés sur place, destinés à transmettre les charges verticales aux poutres. Elles se calculent comme une section en T.

La largeur efficace de la dalle est donnée par la formule suivante : $\frac{b-b_0}{2} \leq \min(\frac{L_x}{2}, \frac{l_y^{min}}{10})$

- L_x : distance entre nu d'appui des poutrelles
- L_y : distance minimale entre nu d'appuis d'une travée
- b_0 : Largeur de la poutrelle

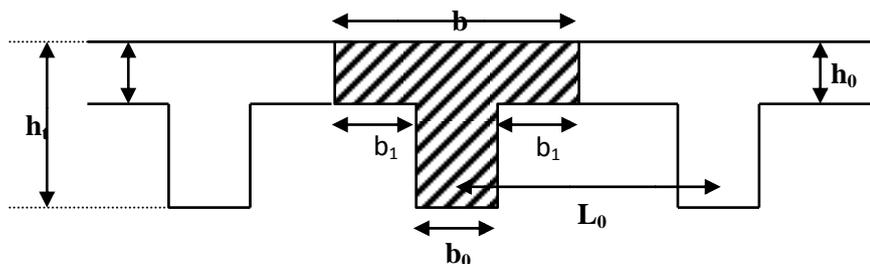


Figure II.2. dimension de la poutrelle

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

- **Calcul b :**

$$h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} ; L_y^{min} = 380 - 30 = 350 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min(27,5 \text{ cm} ; 35 \text{ cm})$$

Ce qui donne $b = 65 \text{ cm}$

➤ **Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles dans les différents niveaux sont présentés sur les figures suivantes :

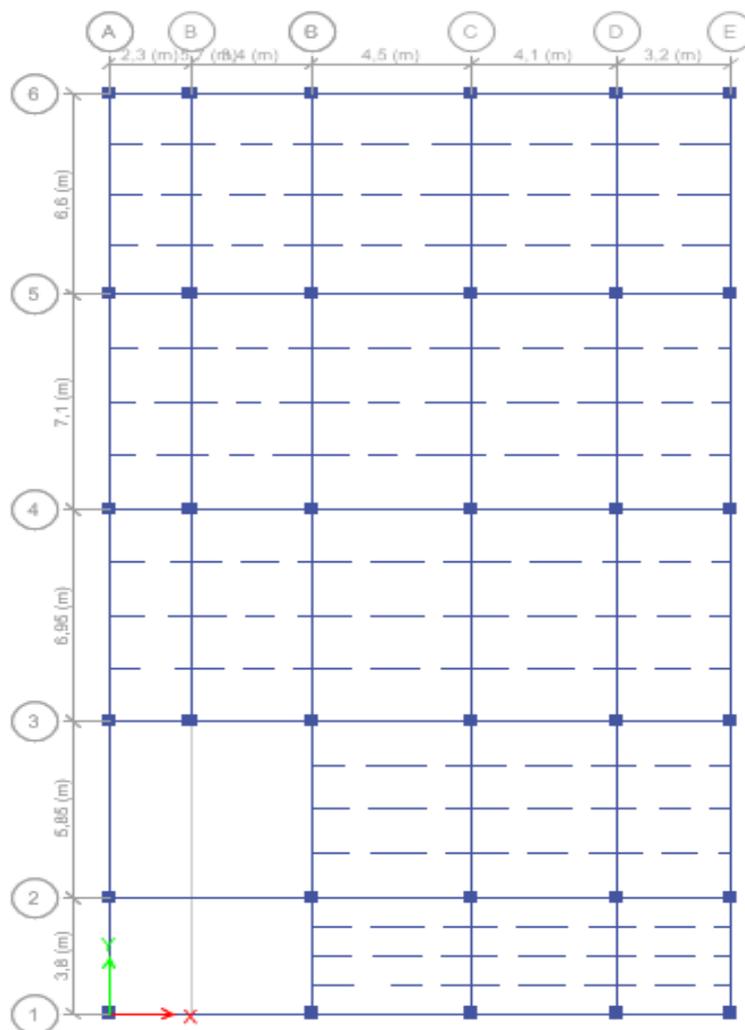


Figure II.3 : disposition des poutrelles RDC

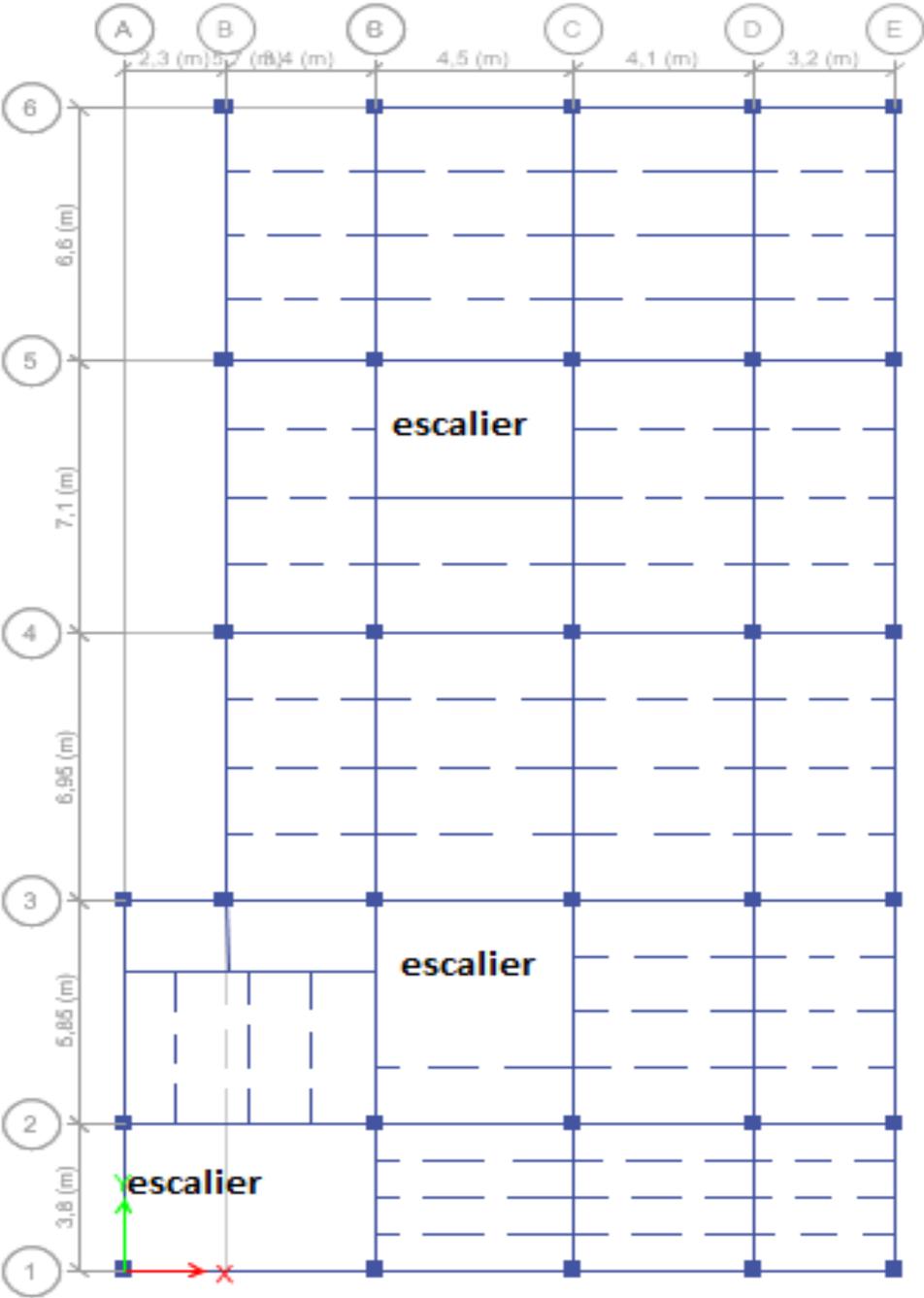


Figure II.4: dépositions des poutrelles de l'étage 1er

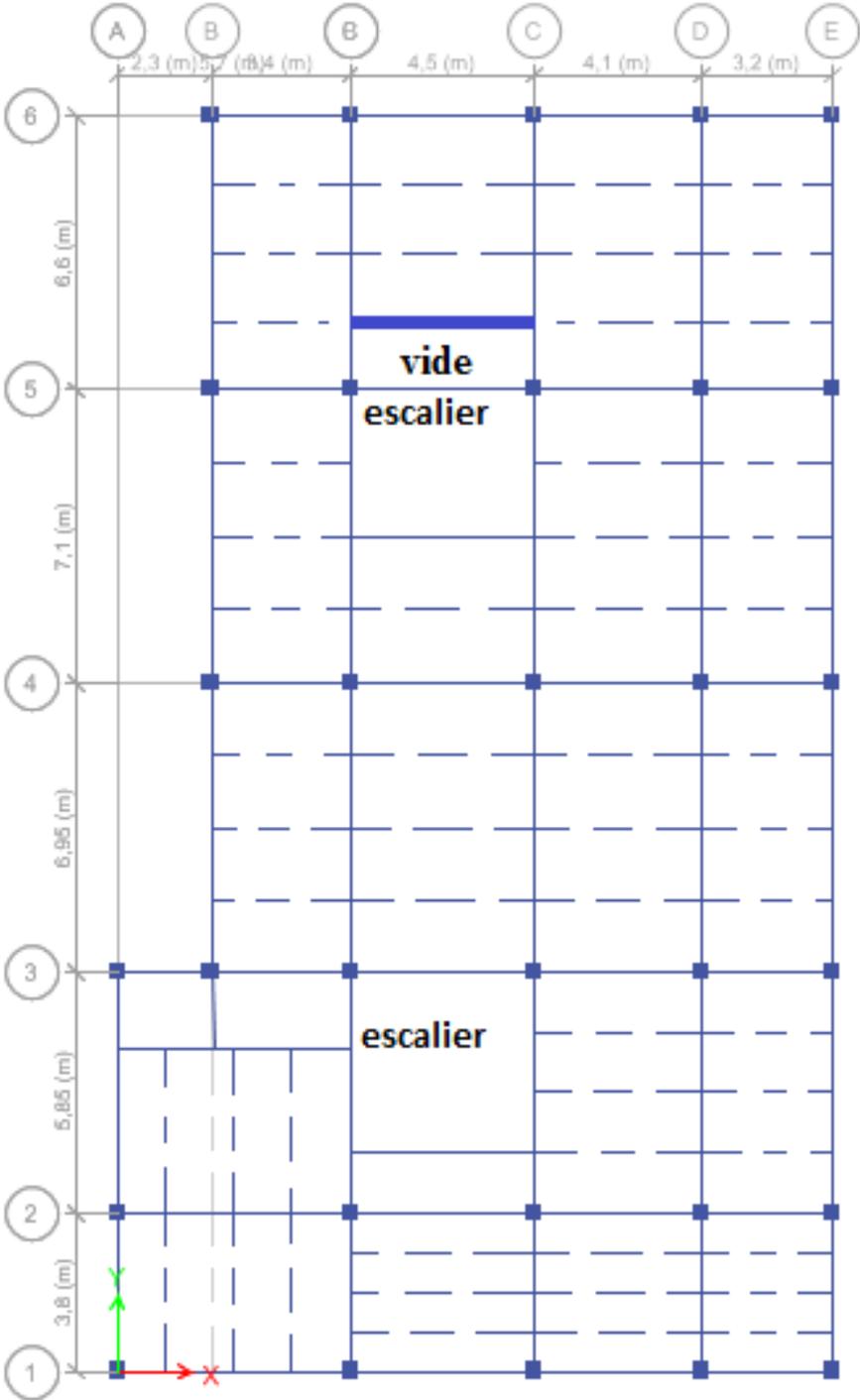


Figure II.5: dépositions des poutrelles le reste des étages

II.2.2.-Planchers à dalle pleine :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

Pour les dalles on définit les portés L_x et L_y mesurées entre nus d'appuis et le rapport ρ :

Avec : $L_x < L_y$ et $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$.

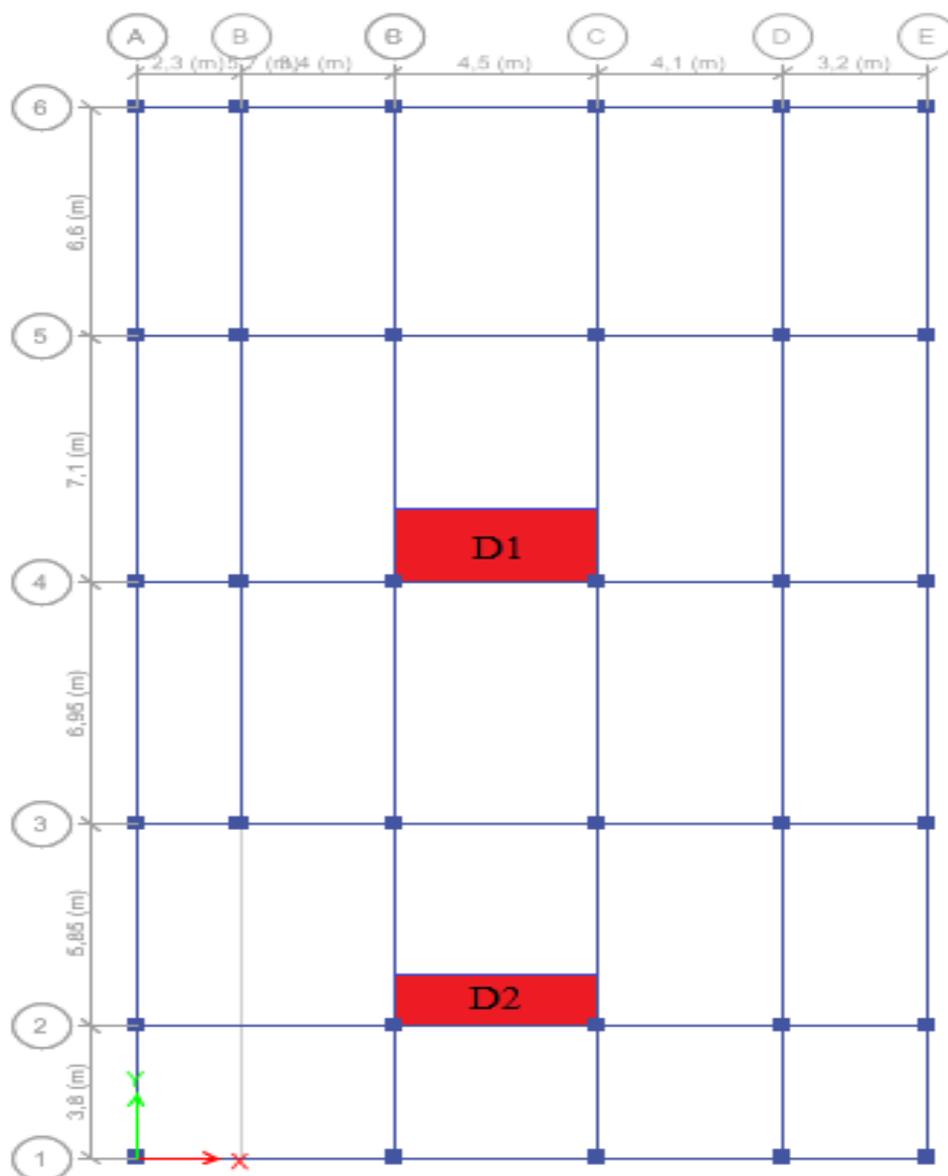


Figure II.6 : répartition des dalles plein dans le plancher

➤ **Dalles sur trois appuis D1:**

• **Critère de résistance**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,10}{4,20} = 0.730 > 0.4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \rightarrow 0.068 \leq e \leq 0.093$$

$$e = 9 \text{ cm}$$

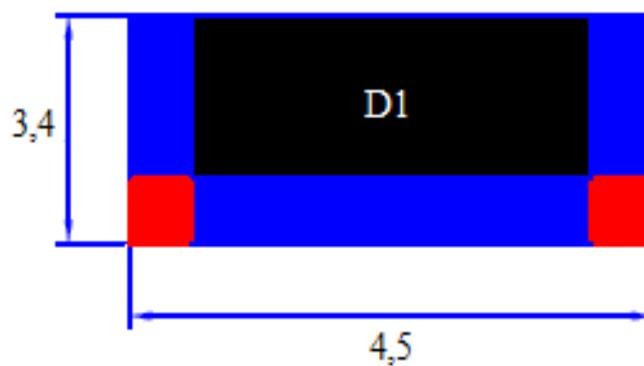


Figure II.7 : dalle sur 3 appuis

Dalles sur 4 appuis D2:

• **Critère de résistance**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,75}{4,20} = 0.42 > 0.4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \rightarrow 0.039 \leq e \leq 0.093$$

$$e = 9 \text{ cm}$$

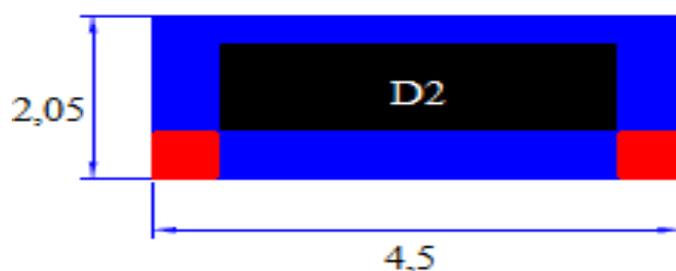


Figure II.8 : dalle sur 4 appuis

➤ **Les Critère de résistance au feu:**

- $e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe feu
- $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe feu
- $e \geq 14 \text{ cm}$ pour trois heures de coupe feu

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant. Donc, on opte pour une dalle pleine : $e=14 \text{ cm}$.

II.2.3. pré dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton coulé sur place.

➤ **Escalier à trois volées :** (qui relie 1^{er} étage et 10^{er})

$$H_{\text{étage}} = 2.86 ; l_{v1} = 1,5m ; l_{v2} = 1,2m ; l_{v3} = 1,5m$$

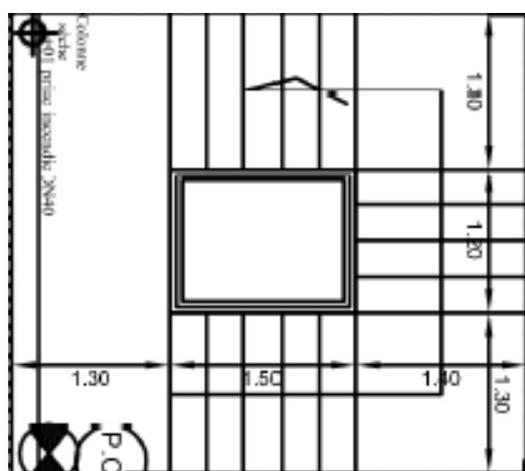


Figure II.10 escalier trois volée

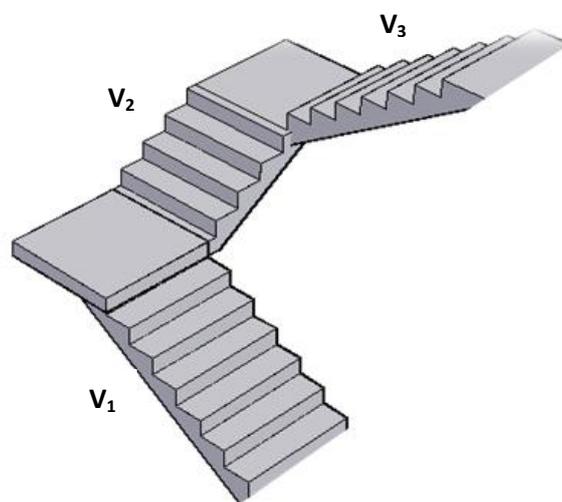


Figure II.9 escalier trois volée

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

- **La 1 et 3 volée on a** $H = 1.02 \text{ m}$; $L = 1.5 \text{ m}$

✓ Selon la formule du blondel
 $0.65n^2 - (0.64 + 2 \times 1.02 + 1.5) \times n + 1.02 \times 2 = 0$
 $\Rightarrow 0.65n^2 - 0.65n^2 - 4.18n + 2.04 = 0 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 3.48$
 $n = (-b + \sqrt{\Delta}) / (2 \times a) \Rightarrow n = 6 \Rightarrow h = \frac{H}{n} = \frac{1.02}{6} =$
 $17 \text{ cm} \quad \Rightarrow h = 17 \text{ cm} \Rightarrow g = \frac{l}{n-1} g =$
 $\frac{1.5}{5} = \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$

- ✓ L'épaisseur de la paillasse

$$\frac{l'}{30} \leq e \leq \frac{l'}{20} \rightarrow l' = l_p + l_v$$

D'où $l_v = l_v = \sqrt{1.5^2 + 1.02^2} = 1.81 \text{ m}$

$$l' = 1.3 + 1.81 = 3.11 \text{ m} \text{ donc } \frac{3.11}{30} \leq e \leq \frac{3.11}{20}$$

$$10.36 \leq e \leq 15.55 \rightarrow e_{\text{paillasse}} = 16 \text{ cm}$$

$$\Leftrightarrow e_p > 14 \text{ cm} \rightarrow \text{coupe feu est vérifié}$$

- ✓ Calcul l'angle α

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{l} = \frac{1.02}{1.5} = 0.68 \rightarrow \alpha = 34.21^\circ$$

Pour 3 heures de coupe feu : $e \geq 14 \text{ cm}$: Donc on opte pour $e = 16 \text{ cm}$

- **La 2^{ème} volée** est une console encastrée dans la poutre brisée

$$H = 0.85 \text{ m} ; L = 1.2 \text{ m}$$

$$\text{donc } n = 5 ; h = 17 \text{ cm} ; g = 30 \text{ cm}$$

- ✓ L'épaisseur de la paillasse

$$L_v = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{1.2^2 + 0.85^2}$$

$$L_v = 1.47$$

$$l_p = 1.3 \text{ m}$$

$$l' = 1.47 + 1.3 = 2.77 \text{ m}$$

$$\text{Donc } \frac{2.77}{30} \leq e \leq \frac{2.77}{20}$$

$$9.23 \leq e \leq 13.85 \rightarrow e_{\text{paillasse}} = 16 \text{ cm}$$

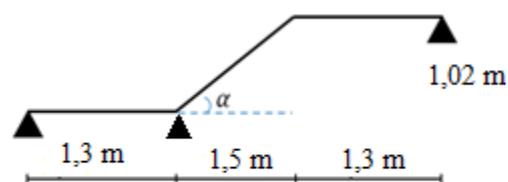


Figure II.11 schéma statique 1 et 3

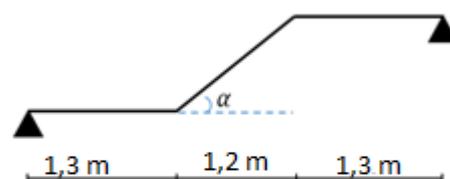


Figure II.12. schéma statique de la poutre brisée

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

$$\leftrightarrow e_p > 14\text{cm} \rightarrow \text{coupe feu est vérifié}$$

✓ Calcul l'angle α

$$\text{tg}\alpha = \frac{h}{l} = \frac{0,85}{1,2} = 0,708 \rightarrow \alpha = 35,31^\circ$$

Pour 3 heures de coupe feu : $e \geq 14\text{ cm}$: Donc on opte pour $e = 16$

II.3 Eléments principales :

II.3 .1. Les poutres :

La hauteur des poutres est donnée par l'expression suivante $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

Avec : L_{max} : La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens considéré.

- **Poutres secondaire :**

On a $L_{max} = (4,5-0,30) = 4,2\text{ m}$ Donc $\frac{420}{15} \leq h_s \leq \frac{420}{10} \Rightarrow 28\text{ cm} \leq h_s \leq 42\text{ cm}$

Alors ; on prend $\begin{cases} h = 35\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$

Vérification des conditions du RPA : selon (Art7.5.1)

- ✓ $b_s = 30\text{ cm} > 20\text{ cm}$ vérifiée.
- ✓ $h_s = 35\text{ cm} > 30\text{ cm}$ vérifiée.
- ✓ $\frac{h_s}{b_s} = 1,167 < 4$ vérifiée.

- **Poutres principale :**

On a $L_{max} = (7,1-0,30) = 6,8\text{ m}$ Donc $\frac{680}{15} \leq h_s \leq \frac{680}{10} \Rightarrow 45\text{ cm} \leq h_s \leq 68\text{ cm}$

Alors ; on prend $\begin{cases} h = 50\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$

Vérification des conditions du RPA : selon (Art7.5.1)

- ✓ $b_s = 30\text{ cm} > 20\text{ cm}$ vérifiée.
- ✓ $h_s = 50\text{ cm} > 30\text{ cm}$ vérifiée.
- ✓ $\frac{h_s}{b_s} = 1,67 < 4$ vérifiée.

II.3.2 Les voiles :

Selon le RPA 99 version 2003, les éléments satisfait la condition ($L \geq 4.e$) est considéré comme des voiles

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

L : la longue de voile

e : l'épaisseur de voile

Avec : $e \geq \max\left(\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm}\right)$, (pour un voile simple) **L'article (7.7.1) du RPA 99 version 2003**

H_e : la hauteur de voile

Dans notre cas :

✓ **Sous-sol** : $h_e = 2,5 - 0,3 = 2,2 \text{ m}$

Donc on prend : $e \geq \max(11 \text{ cm}; 15 \text{ cm}) \rightarrow e = 15 \text{ cm}$

✓ **RDC** : $h_e = 4,08 - 0,3 = 3,78 \text{ m}$

Donc on prend : $e \geq \max(19 \text{ cm}; 15 \text{ cm}) \rightarrow e = 20 \text{ cm}$

✓ **Reste des étages** : $h_e = 3,06 - 0,3 = 2,76 \text{ m}$

Donc on prend : $e \geq \max(13,8 \text{ cm}; 15 \text{ cm}) \rightarrow e = 15 \text{ cm}$

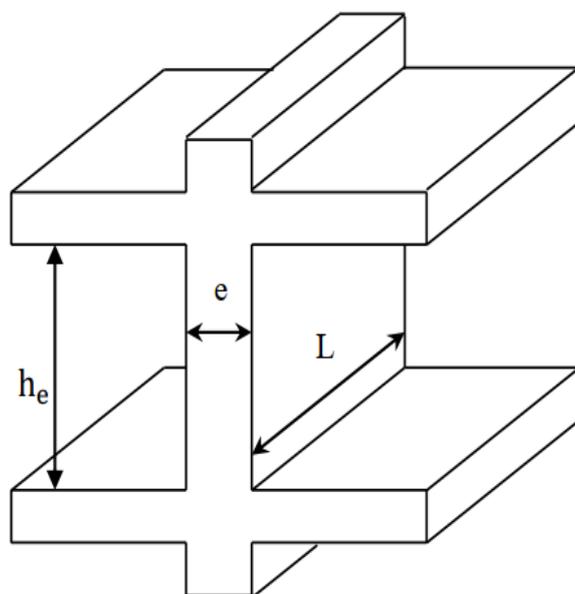


Figure II.14. Schéma d'un voile

II.3.3 Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression selon les règles du BAEL91 (art B.8.4.1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre aux critères et recommandations du RPA99V2003.le (Tableau II.1)présente les dimensions supposées des poteaux, elles sont fixées après la descente de charges :

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

Tableau II.1. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres

Poteaux	Section (m ²)	Hauteur (m)	Poid (KN)
Sous-sol	(50*50)	2,75	17,18
RDC	(50*45)	4,93	27,73
Etage 1 et 2	(45*45)	3,06	15,49
Etage 3 et 4	(45*40)	3,06	13,77
Etage 5 et 6	(40*40)	3,06	12,24
Etage 7 et 8	(40*35)	3,06	10,71
Etage 9 et 10	(35*35)	3,06	9,37

II.3.4 Evaluation des charges et surcharges a plancher corps creux :

Tableau II.2. : Évaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible à corps creux.

Désignation des Eléments	Poids volumique (kn/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Protection gravillon	20	0,04	0,8
Etanchéité	6	0,02	0,12
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Plancher (16+4)	/	0,2	2,85
Enduit de ciment	20	0,02	0,4
Forme de pente	22	0,1	2,2
Charge permanent G			6,53
Charge d'exploitation Q			1

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

Tableau II.3. : Évaluation des charges dans le plancher courant à étage corps creux.

Désignations des Eléments	poids volumique (kn/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (kn/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0,02	0,4
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,02	0,36
Plancher (16+4)	/	0,2	2,85
Cloison de distribution	/	/	1
Enduit du ciment	20	0,2	0,4
Charge permanent G			5,41
Charge d'exploitation étage courant Q			1,5
Charge d'exploitation étage commercial Q			5
Charge d'exploitation dans les balcons Q			3,5

II.3.5 : Evaluation des charges et des surcharges sur le plancher dalle pleine :

Tableau II.6: évaluation des charges dans le plancher dalle pleine (e=14cm)

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Dalle pleine	25	0,14	3,5
2	Carrelage	20	0,02	0,40
3	Mortier de pose	20	0,02	0,40
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	20	0,020	0,40
6	Cloison	10	0,1	1.00
7	Charge permanente G			6,06
8	Charge d'exploitation (étage courant) Q			1,5

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

9	Charge d'exploitation (étage commercial) Q	5
10	Charge d'exploitation (balcons) Q	3,5

II.3.6 : Evaluation des charges et surcharge de l'escalier :

Tableau II.6 : évaluation des charges du palier :

Désignations des Eléments	Poids volumique (kn/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (kn/m ²)
Dalle en béton arme	25	0,16	4
Carrelage	20	0,02	0,04
Mortier de pose	20	0,02	0,04
lit de sable	18	0,02	0,36
Enduit du ciment	20	0,02	0,4
Charge permanente G			5,56
Charge d'exploitation Q			2,5

Tableau II.7. Évaluation des charges sur la volée.

Désignations des éléments		Poids volumique (kn/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (kn/m ²)
Carrelage	Vertical	20	0,02h/g	0,226
	Horizontale	20	0,02	0,4
Mortier De pose	Vertical	20	0,02h/g	0,226
	Horizontale	20	0,02	0,4
Lit de sable		18	0,02	0,36
Marches		22	0,17/2	1,87

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

Enduit de ciment	20	0,02	0,4
Paillasse	25	0,16/cos α	/
La charge permanente G sur la volée 1			8,72
La charge permanente G sur la volée 2			8,78
La charge permanente G sur la volée 3			8,67
La charge d'exploitation Q			2,5

Tableau II.8. Évaluation des charges du mur double cloison

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids G (KN/m ²)
Enduit de ciment	2	0,4
Briques creuses	15	1,3
Lame de l'aire	5	/
Briques creuses	10	0,9
Enduit de plâtre	2	0,2
Sommes		2,8

II.3.7. L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire, son calcul se fait à la flexion composée

Tableau II. 8 Evaluation des charges de l'acrotère

Désignation des éléments	H (m)	Surface (m ²)	Poids (kn/ml)		Poids propre G (KN/ml)	Surcharge d'exploitation
			Acrotère (e=10cm)	Enduit (e=3cm)		
Acrotère	0,7	0,0785	1,96	0,25	2,21	1

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

II.4 Descente de charge :

La descente de charge est effectuée pour deux poteaux (C4) et (C5) sur la figure II .4 qui nous semblent être les charges ; comme le bâtiment est a usage d'habitation le DTR exige d'appliquer la loi de la dégression sur la surcharge Q

✓ La loi de dégression de charge :

On adoptera pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitation suivantes (à partir du haut du bâtiment) :

Sous la terrasse : Q_0

Sous le 9^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs (pour $n \geq 5$): $Q_0 + \frac{(3+2)}{2 \times n} + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment

D'après l'analyse des plans on constate que les poteaux le plus sollicités sont le C5 (poteau associé à la cage d'escalier) et C4

Descente de charge pour 1 poteau (C5) :

➤ Plancher terrasse (terrasse inaccessible)

- La surface afférente :

$$S1 = 6,615 \text{ m}^2$$

$$S2 = 5,985 \text{ m}^2$$

$$S3 = 7,14 \text{ m}^2$$

$$S4 = 6,46 \text{ m}^2$$

$$S_t = 26,2 \text{ m}^2$$

- Poids de plancher :

$$G = 6,53 \text{ kn/m}^2 \quad Q = 1 \text{ kn/m}^2$$

$$G_{ti} = (S1 + S2 + S3 + S4) \times G$$

$$G_{ti} = 26,2 \times 6,53 = 171,08 \text{ kn}$$

$$Q_{ti} = Q \times S_t = 1 \times 26,2 = 26,2 \text{ kn}$$

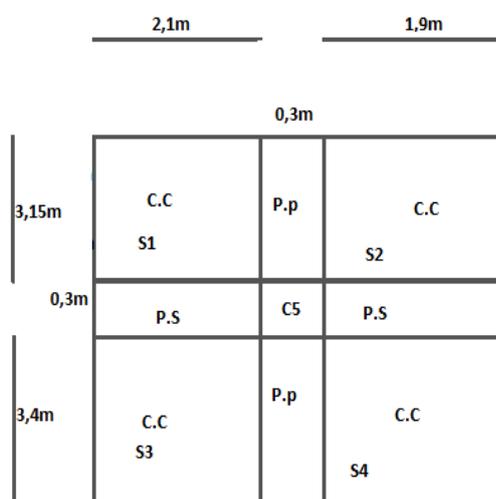
- Poids des poutres :

$$G_p = 35,06 \text{ kn} \left\{ \begin{array}{l} pp = 0,5 \times 0,3 \times 6,55 \times 25 = 24,56 \text{ kn} \\ ps = 0,35 \times 0,3 \times 4 \times 25 = 10,5 \text{ kn} \end{array} \right.$$

- Poids des murs (double cloison) :

$$G_{mur} = 2,80 \text{ KN/m}^2, S_{mur} = 3,44 \text{ m}^2 \rightarrow P_{mur} = 9,64 \text{ KN}$$

- étage 10 a etage 1 :



Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

- La surface afférente :

$$S_p = 2,73 \text{ m}^2$$

$$S_v = 3,885 \text{ m}^2$$

$$S_1 = 7,14 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 5,985 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 6,46 \text{ m}^2$$

- Poids de plancher :

$$G_{\text{cour}} = 5,54 \text{ kn/m}^2 \quad Q_{\text{cour}} = 1,5 \text{ kn/m}^2$$

$$G_{\text{palier}} = 5,56 \text{ kn/m}^2 \quad Q_{\text{palier}} = 2,5 \text{ kn/m}^2$$

$$G_{\text{volée}} = 8,78 \text{ kn/m}^2 \quad Q_{\text{volée}} = 2,5 \text{ kn/m}^2$$

$$G = S_p \times G_p + S_v \times G_v + (S_1 + S_2 + S_3) \times G_{\text{cour}}$$

$$G = 155,12 \text{ kn}$$

$$Q = S_p \times Q_p + S_v \times Q_v + (S_1 + S_2 + S_3) \times Q_{\text{cour}}$$

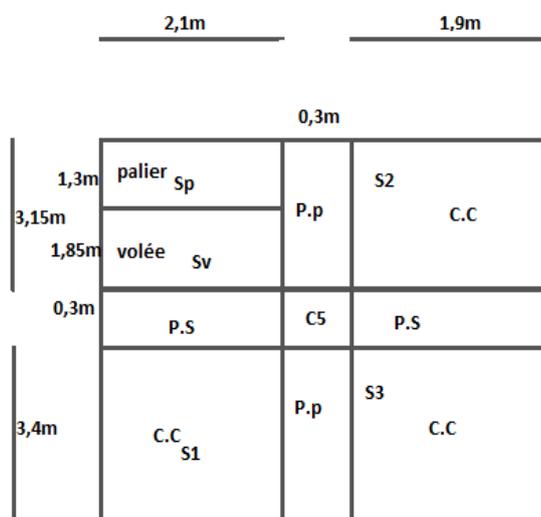
$$Q = 45,915 \text{ kn}$$

- Poids des poutres :

$$G_p = 35,06 \text{ kn}$$

- Poids des murs (double cloison) :

$$G_{\text{mur}} = 2,80 \text{ KN/m}^2, \quad S_{\text{mur}} = 3,44 \text{ m}^2 \rightarrow P_{\text{mur}} = 9,64 \text{ KN}$$



➤ Etage RDC :

- Surface afferentes :

$$S_1 = 6,615 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 5,985 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 7,14 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 6,46 \text{ m}^2$$

$$S_t = 26,2 \text{ m}^2$$

- Poids de plancher :

$$G_c = 5,41 \text{ kn/m}^2 \quad Q_c = 5 \text{ kn/m}^2$$

$$G = 26,2 \times 5,41$$

$$G = 141,742 \text{ kn}$$

$$Q = 26,2 \times 5$$

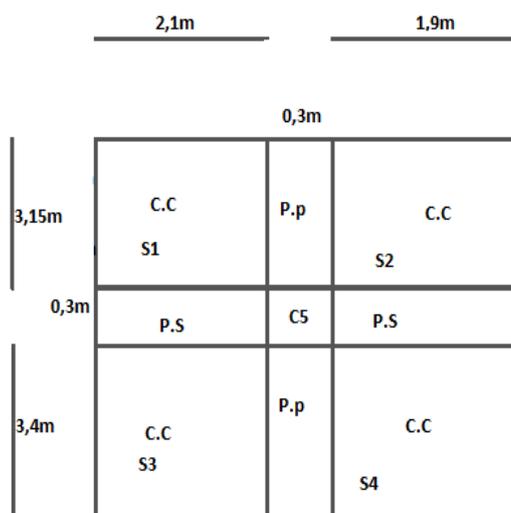
$$Q = 131 \text{ kn}$$

- Poids des poutres :

$$G_p = 35,06 \text{ kn}$$

➤ Le sous-sol :

- Surface afferentes :



Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

$$S1 = 6,615 \text{ m}^2$$

$$S2 = 5,985 \text{ m}^2$$

$$S3 = 7,14 \text{ m}^2$$

$$S4 = 6,46 \text{ m}^2$$

$$S_t = 26,2 \text{ m}^2$$

- Poids de plancher :
 $G_c = 5,43 \text{ kn/m}^2$ $Q_c = 2,5 \text{ kn/m}^2$
 $G = 26,2 \times 5,43$
 $G = 141,742 \text{ kn}$
 $Q = 26,2 \times 2,5$
 $Q = 65,5 \text{ kn}$
- Poids des poutres :
 $G_p = 35,06 \text{ kn}$
- Poids des murs (double cloison) :
 $G_{mur} = 2,80 \text{ KN/m}^2$, $S_{mur} = 4,59 \text{ m}^2 \rightarrow P_{mur} = 12,85 \text{ KN}$

Les résultats de la descente de charge pour le poteau (C5) sont représenté sur le tableau suivant :

Tableau II. 9 : descente de charge pour le poteau (C5)

Etage	Niveau	Elément	G (kn)	Q (kn)
Terrasse	N0	plancher	171,08	
		Poutres	35,06	
		Poteaux	9,37	
	Somme		215,51	26,2
Etage 10	N1	N0	215,51	45,915
		Plancher	155,12	
		Poutres+ mur	44,70	
		Poteaux	9,37	
	Somme		424,7	72,11
Etage 9	N2	N1	424,7	45,915
		Plancher	155,12	
		Poutres + mur	44,70	
		Poteaux	9,37	
	Somme		633,90	113,43
Etage 8	N3	N2	633,90	45,915

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

		Plancher	155,12	
		Poutres + mur	44,70	
		poteaux	10,71	
	Somme		844,42	150,17
Etage 7	N4	N3	844,42	45,915
		Plancher	155,12	
		Poutres + mur	44,70	
		Poteaux	10,71	
Somme		1054,95	185,71	
Etage 6	N5	N4	1054,95	45,915
		Plancher	155,12	
		Poutres + mur	44,70	
		Poteaux	12,71	
Somme		1267,48	209,86	
Etage 5	N6	N5	1267,48	45,915
		Plancher	155,12	
		Poutres + mur	44,70	
		Poteaux	12,71	
Somme		1480,01	256,27	
Etage 4	N7	N6	1480,01	45,915
		Plancher	155,12	
		Poutres + mur	44,70	
		Poteaux	13,77	
Somme		1693,6	302,31	
Etage 3	N8	N7	1693,6	45,915
		Plancher	155,12	
		Poutres + mur	44,70	
		Poteaux	13,77	
Somme		1907,19	348,44	
Etage 2	N9	N8	1907,19	45,915
		Plancher	155,12	
		Poutres + mur	44,70	
		Poteaux	15,49	
			2122,5	394,7
Etage 1	N10	N9	2122,5	45,915
		Plancher	155,12	
		Poutres + mur	44,70	
		Poteaux	15,49	
Somme		2337,8	396,02	
RDC	N11	N10	2337,8	131
		Plancher	141,742	
		Poutres + mur	47,91	
		Poteaux	27,732	
Somme		2565,36	527,02	
Sous –sol	N12	N11	2565,36	65,5
		Plancher	141,742	
		Poutres	35,06	
		Poteaux	17,18	

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

	Somme		2772,72	592,52
--	-------	--	---------	--------

❖ Calcul l'effort normal ultime :

- A la base de poteau (C5)
 - $N_G = 2772,72 \text{ kn} ; N_Q = 592,52 \text{ kn}$
 - A 'ELU :
 - $N_U = 1,35G + 1,5Q$
 - $N_U = 1,35 \times 2772,72 + 1,5 \times 592,52$
 - $N_U = \mathbf{4631,95 \text{ KN}}$
- Pour le poteau (C4)
 - $N_G = 2571,38 \text{ kn} ; N_Q = 570,54 \text{ kn}$
 - A'ELU :
 - $N_U = 1,35G + 1,5Q$
 - $N_U = 1,35 \times 2571,38 + 1,5 \times 570,54$
 - $N_U = \mathbf{4327,17 \text{ KN}}$

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le CBA (**Art B.8.1.1**) nous exige de majorer l'effort N_u comme suit :

$\left\{ \begin{array}{l} 10 \% \dots \text{ poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.} \\ 15 \% \dots \text{ poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.} \end{array} \right.$

- Pour le poteau (C5)

$$N'_u = 1,1N_u = 1,1 \times 4631,95$$

$$N'_u = 5095,14 \text{ KN.}$$

- Pour le poteau (C4)

$$N'_u = 1,1N_u = 1,1 \times 4327,17$$

$$N'_u = 4759,88 \text{ KN.}$$

Le poteau le plus sollicité est le poteau C5

II.5 Les vérifications nécessaires :

- Vérification à la compression simple

Exemple de calcul

On doit vérifier que : $\frac{N_u}{B} \leq \frac{0,85 \times f_{28}}{\gamma_b} = f_{bu}$ avec : B : la section de poteau

$$\rightarrow B \geq \frac{5095,14 \times 10^{-3}}{14,2} = 0,350 \text{ m}^2$$

Pour $B = 0,50 \times 0,50 = 0,25 \text{ m}^2 \rightarrow B = 0,25 \text{ m}^2 > 0,32 \text{ m}^2$ la condition n'pas vérifie

Donc : on augmente la section de poteau B(60×55 cm)

$B = 0,6 \times 0,60 = 0,36 \text{ m}^2 \rightarrow B = 0,36 \text{ m}^2 > 0,35$ condition vérifié

Tableau II.11 Vérification à la compression simple de poteaux de tous les niveaux

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

Poteaux	Section (cm ²)	N _u (MN)	B(m ²)	B ^{cal} (m ²)	Condition B ≥ B ^{cal}
Sous-sol	60×60	5,0951	0,360	0,350	Vérifié
RDC	60×60	4,679	0,360	0,320	Vérifié
1 et 2 étages	55×55	4,125	0,302	0,290	Vérifié
3 et 4 étages	55×50	3,407	0,275	0,23	Vérifié
5 et 6 étages	50×45	2,52	0,225	0,180	Vérifié
7 et 8 étages	45×40	1,87	0,180	0,13	Vérifié
9 et 10 étages	40×35	1,4	0,105	0,079	Vérifié

N.B : on a augmentes tout les sections des poteaux

Vérification au flambement :

D'après le CBA93 (**Art B.8.8.1**), la vérification suivante est indispensable :

$$\text{Avec : } N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r :Section réduite du béton

A_s :Section des armatures.

α :Coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\frac{0.85}{1+0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50$$

$$0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70$$

On calcule l'élanement : $\lambda = \frac{I_f}{i}$.

I_f : Longueur de flambement I_f = 0.7 × I₀

I₀ :Longueur du poteau

i:Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$; I : Moment d'inertie $I = \frac{h_1 \times b_1^3}{12}$

• Exemple de calcul

Vérification au flambement pour le poteau de RDC (60*60)

$$I_0 = 4,08 - 0.3 = 3,78 \text{ m} \rightarrow I_f = 2,64 \text{ m}$$

$$B = 0.60 \times 0.60 = 0.360 \text{ m}^2$$

et

$$I = \frac{0.60 \times 0.60^3}{12} = 10,8 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

$$i = \sqrt{\frac{10,8 \times 10^{-3}}{0.360}} = 0.173 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{2,64}{0.173} = 15,24 < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \times \left(\frac{15,24}{35}\right)^2} = 0.78$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier : $B_r = (60 - 2) \times (60 - 2) = 0,281$

$$B_r \geq \frac{N_u^*}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} \rightarrow B_r \geq \frac{4,679}{0.78 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.272 \leq 0,33 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Niveau	L ₀ (m)	Section (m)	N _U (MN)	B _r (m ²)	B _r cal (m ²)	Condition B _r ≥ B _r cal
Sou-sol	2,20	60×60	5,0951	0,33	0,275	Vérifié
RDC	3,78	60 ×60	4,679	0,33	0,260	Vérifié
Etage 1et 2	2,76	55×55	4,125	0,281	0,242	Vérifié
Etage 3 et 4	2,76	55×50	3,407	0,254	0,210	Vérifié
Etage 5 et 6	2,76	50×45	2,52	0,201	0,156	Vérifié
Etage 7 et 8	2,76	45×40	1,87	0,163	0,112	Vérifié
Etage 9 et10	2,76	40×35	1,4	0,125	0,085	Vérifié

Tableau II.12 Vérification au flambement des poteaux de tous les niveaux

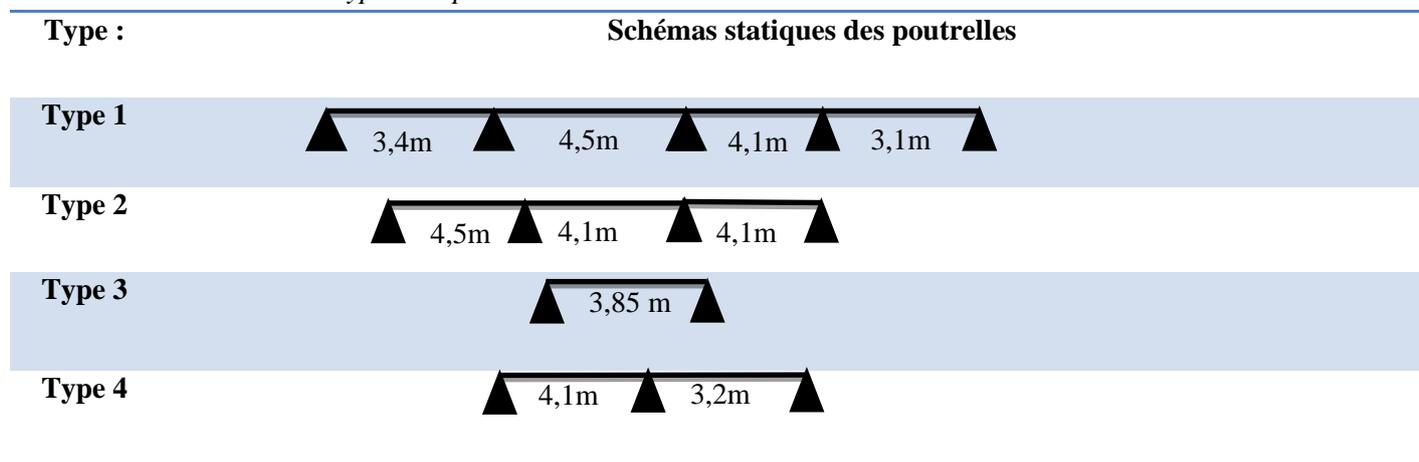
II.6. Etude des éléments secondaires

II.6.1. Les planchers à corps creux:

Le plancher à corps creux est utilisé généralement lorsque la surcharge Q est modérée $Q \leq \min(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$ où G est le poids du plancher. Il est utilisé souvent en habitation pour la bonne isolation qu'il possède, aussi parce que il permet d'avoir un plafond uni.

➤ Différents types des poutrelles :

Tableau II.13 les types des poutrelles

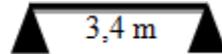


Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

Type 5



Type 6



➤ Méthode de calcul :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues à la flexion simple. Les méthodes de calcul utilisées en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire ;
- Méthode de Caquot ;
- Méthode de Caquot minorée.

❖ Méthode forfaitaire :(Annexe E.1 du BAEL 91)

➤ Conditions d'application de la méthode :

(BAEL91art B.6.2, 210)

- Plancher à surcharge modérée, $Q \leq \min(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$
- Les portées successives sont dans le rapport compris entre 0,8 et 1,25
- Le moment d'inertie est constant dans toutes les travées.

La fissuration est peu nuisible.

On remarque que toutes les conditions sont satisfaites pour les différents types définies. Donc applique la méthode forfaitaire.

➤ Application de la méthode

- Moments aux appuis ($M_a < 0$)

$-0.6M_0$ sur un appui central d'une poutre à 2 travées

$$M_a = \begin{cases} -0.5M_0 & \text{sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rives} \\ -0.4M_0 & \text{sur tous les autres appuis intermédiaires} \end{cases}$$

Avec : M_0 moment isostatique maximal dans la travée.

➤ Moments en travées

Les moments en travées sont calculés à partir des deux conditions suivantes :

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

$$2. \dots \dots \begin{cases} M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times \alpha) \times M_0}{2} & \dots \text{travée de rive} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0}{2} & \dots \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ degré de surcharge du plancher.

M_g, M_d : sont les moments sur les appuis de gauche et droite de chaque travée considérée.

➤ Efforts tranchants

Les efforts tranchants hyperstatiques V sont confondus avec les efforts tranchants isostatiques V_0 sauf sur les premiers appuis intermédiaires (voisins de rive) où :

$$V = \begin{cases} 1.15V_0 & \text{si la poutre est à deux travées.} \\ 1.1V_0 & \text{si la poutre a plus de deux travées} \end{cases} \quad \text{Avec : } V_0 = \frac{pl}{2}$$

II.6.1.1 - Calcul des moments et des efforts tranchants :

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

Calcul des sollicitations :

- ✓ A L'ELU : $p_u = 1,35G + 1,5Q \rightarrow q_u = 0,65 * p_u$
- ✓ A L'ELS : $p_s = G + Q \rightarrow q_s = 0,65 * p_s$

Tableau. II. 14 Charges sur les poutrelles ($l_0=0,65m$)

Désignation		G (kn/m ²)	Q (kn/m ²)	P _u (kn/m ²)	P _s (kn/m ²)	q _u (kn/m)	q _s (kn/m)
Terrasse inaccessible		6,53	1	10,31	7,53	6,70	4,89
1 a 10 Etages (habitation)		5,41	1,5	9,55	6,91	6,20	4,49
RDC	Commerce	5,41	5	14,80	10,41	9,62	6,76
	Habitation	5,41	1,5	9,55	6,91	6,20	4,49
Sous -sol (parking)		5,43	2,5	11,08	7,93	7,2	5,15

➤ **Calcul des sollicitations dans le type 1 :**

On prend comme exemple de calcul le plancher de RDC (commerce) lequel sollicité par les charges maximales. $q_u = 9,62$ kn/m ; $q_s = 6,76$ kn/m

• **Calcul des moments**

Moments isostatiques :

$L=4,5$ m :

On a :
$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \rightarrow \begin{cases} ELU: M_0^u = 24,35 \text{ KN.m} \\ ELS: M_0^s = 17,11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

L=3,4 m :

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \rightarrow \begin{cases} ELU: M_0^u = 13,9 \text{ KN.m} \\ ELS: M_0^s = 9,77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

L =4,1 m :

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \rightarrow \begin{cases} ELU: M_0^u = 20,21 \text{ KN.m} \\ ELS: M_0^s = 14,21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

L =3,1 m

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \rightarrow \begin{cases} ELU: M_0^u = 11,55 \text{ KN.m} \\ ELS: M_0^s = 8,129 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments aux appuis :

$$M_A = \begin{cases} ELU: M_u^{int} = 0 \text{ KN.m} \\ ELS: M_s^{int} = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_B = \begin{cases} ELU: M_u^{int} = -12,17 \text{ KN.m} \\ ELS: M_s^{int} = -8,56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_C = \begin{cases} ELU: M_u^{int} = -9,74 \text{ KN.m} \\ ELS: M_s^{int} = -6,85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_D = \begin{cases} ELU: M_u^{int} = -10,10 \text{ KN.m} \\ ELS: M_s^{int} = -7,11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Au niveau des appuis de rive, les moments sont nuls .

Ces aciers sont calculés à partir d'un moment égal à : $M_a^{rive} = -0.15M_0$

Donc :

$$M_a^{riveA} = -3,65 \text{ KN.m. (a l'ELU)}$$

$$M_a^{riveE} = -2,566 \text{ KN.m. (a l'ELU)}$$

Moments en travées :

D'après les expressions 1 et 2 (page 23), on obtient :

$$M_t^{AB} = \begin{cases} ELU: M_u^t = 9,187 \text{ KN.m} \\ ELS: M_s^t = 6,904 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t^{BC} = \begin{cases} ELU: M_u^t = 16,903 \text{ KN.m} \\ ELS: M_s^t = 11,887 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

$$M_t^{CD} = \begin{cases} ELU: M_u^t = 13,204 \text{ KN.m} \\ ELS: M_s^t = 9,286 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t^{DE} = \begin{cases} ELU: M_u^t = 8,168 \text{ KN.m} \\ ELS: M_s^t = 5,745 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Efforts tranchants

$$V_0 = \frac{q \times l}{2} \quad \text{Effort tranchant isostatique}$$

$$V_A = 16,375 \text{ KN} ; V_B = 23,814 \text{ KN} ; V_C = -21,65 \text{ KN} ; V_D = -21,698 \text{ KN} ;$$

$$V_E = -14,914 \text{ KN}$$

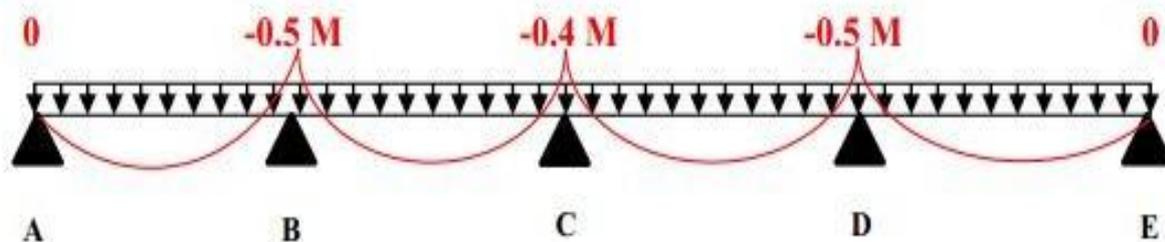


Figure II. 16 Diagramme des moments dans une poutre (type1)

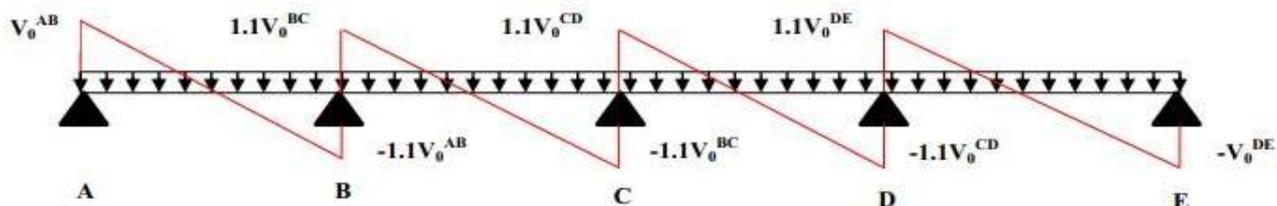


Figure II. 17 Diagramme des efforts tranchants (type1)

Les Sollicitations maximales dans les différents niveaux

Tableau II.15. Sollicitations maximales dans les différents étages

Niveaux	Sollicitations le plus défavorables						
	ELU				ELS		
	Ma^{rive} (kn/m)	Ma^{int} (kn/m)	M_t (kn/m)	V (kn)	Ma^{rive} (kn/m)	Ma^{int} (kn/m)	M_t (kn/m)
Terrasse inaccessible (T1)	-2,54	-8,486	10,18	16,18	-1,858	-6,19	7,43
1 a 10 étages (habitation) ,(T4)	-1,30	-7,82	9,98	-14,64	-0,943	-5,663	7,222
RDC (commerce) (T1)	-3,65	-12,17	16,903	23,814	-2,56	-8,56	11,887
RDC (habitation) (T4)	-1,3	-7,82	9,98	-14,64	-0,943	-5,663	7,222
Sous-sol (T1)	-2,73	-9,115	12,006	17,825	-1,956	-6,525	8,593

II.6.1.2 Ferrailage des poutrelles :

- **Ferrailage longitudinal**

on prend la sollicitations maximales :

$$ELU \begin{cases} M_t = 16,903 \text{ KN.m} \\ M_a^{int} = -12,17 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -3,65 \text{ KN.m} \\ V = 23,814 \text{ KN} \end{cases} \quad ELS \begin{cases} M_t = 11,887 \text{ KN.m} \\ M_a^{int} = -8,56 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -2,56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Données : $b = 65\text{cm}$; $b_0 = 10\text{ cm}$; $h = 20\text{ cm}$; $h_0 = 4\text{ cm}$; $d = 18\text{ cm}$; $f_e = 400\text{ Mpa}$; $f_{c28c} = 25\text{ MPa}$

➤ **En travée :**

Moment équilibré par la table de compression : M_{tu}

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.0591 \text{ MN.m}$$

$M_{tu} = 0.0591 \text{ MN.m} > M_t^u = 0.0169 \text{ MN.m} \rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$)

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0.0169}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.0565 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

Ce qui donne: $A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0565} \right] = 0.072 .$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.072) = 0.174 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{0.0169}{0.174 \times 348} = 2.79 \text{ cm}^2 \text{ Avec } f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$
$$A_t^{min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_t = 2.79 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

➤ Ferrailage aux appuis

Appui intermédiaire

$$\mu_{bu} = 0.040; \alpha = 0.051; z = 0.176 \rightarrow A_a^{int} = \frac{0.01217}{0.158 \times 348} = 1.98 \text{ cm}^2, A' = 0$$

Appui de rive

$$\mu_{bu} = 0.012; \alpha = 0.015; z = 0.178 \rightarrow A_a^{rev} = \frac{0.00365}{0.178 \times 348} = 0.58 \text{ cm}^2, A' = 0$$

• Vérification de la condition de non fragilité

$$A_a^{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.22 \text{ cm}^2$$
$$A_a^{min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_a^{int} = 1.98 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

Choix des barres :

En travée : $A_t = 2.78 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 2HA12+1HA10 = 3,06 cm²

En appui intermédiaire : $A_a^{int} = 1.98 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 2HA12 = 2,28 cm²

En appui de rive : $A_a^{rive} = 0.58 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 1HA10 = 0.78 cm²

➤ Ferrailage transversal

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

Vérification de rupture par cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{23,814 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 1.323 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u = 1.323 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.333 \text{ MPa}$ → pas de risque de rupture par cisaillement

- **Armatures transversales** **BAEL91/99 (Art 5.1.2.2)**

$$\phi_t \geq \min \left(\phi_l^{min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \rightarrow \phi_t \geq \min(10\text{mm} ; 5,71\text{mm} ; 10\text{mm})$$

Pour les armatures transversales, on prend un étrier de ϕ_6 d'où : $A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales

L'espacement des armatures transversales st est défini par le min entre les trois conditions qui suivent :

$$St \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \rightarrow st \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \rightarrow st \leq 46,69 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \rightarrow st \leq 101 \text{ cm}$$

Donc : $St = 15 \text{ cm}$

- **Vérifications à l'ELU**

1. Vérification du cisaillement de rupture par cisaillement CBA93 (Art A.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right] = \min \left[0.2 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{23,814 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 1,323 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}. \text{ Pas de risque de rupture par cisaillement}$$

Vérification de l'espacement st :

On fixe : $A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$

$$St_1 \leq \min \{0,9d ; 40\text{cm}\} \rightarrow St_1 \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$St_2 \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \rightarrow St_2 \leq 57 \text{ cm}$$

$$St \leq \min \{St_1 ; St_2\}$$

Donc : $St = 15 \text{ cm}$

2. Vérification des armatures longitudinales de l'effort tranchant V_u CBA93(ArtA.5.1.3.1.2)

➤ Appui de rive

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s V_u}{f_e} \rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1.15}{400} 23,184 \times 10^{-3} = 0.684 \text{ cm}^2$$

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

$A_l = 3,08$ en prend : $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 > 0,684 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

➤ Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_{au}^{int}}{0.9d} \right) \rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \left(23,184 \times 10^{-3} - \frac{12,17 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = -1.47$$

$A_l = -1.47 < 0 \rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

3. Vérification de la compression de la bielle du béton CBA93(Art A.5.1.3.1.2)

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 \times V_u}{a \times b_0} \end{cases} \quad \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec : $a = \min(0.9d ; (35 - 4) \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$

$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \rightarrow 23,814 \text{ KN} < 108,135 \text{ KN}$ condition vérifiée

4. Vérification du cisaillement à la jonction table nervure

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} \quad \text{Avec : } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = \frac{27,5 \times 23,184 \times 10^{-3}}{0,9 \times 65 \times 4 \times 18} = 1,513 \text{ MPa}$$

$\tau_1^u = 1,513 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$ Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure

• Vérifications à l'ELS

1. Vérification des contraintes :

➤ En travée :

Position de l'axe neutre H

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

$$H = \frac{65 \times 16^2}{2} - 15 \times 2,36(18 - 4) = 24,4 \text{ cm}^3 \geq 0$$

Donc : l'axe neutre est passé par la table de compression

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On calcule y et I :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0 \rightarrow 32.5y^2 + 35,4y - 637,2 = 0 \rightarrow y = 3,916 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{65 \times 3,916^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (18 - 3,916)^2 \rightarrow I = 8323,03 \text{ cm}^4$$

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{11,887 \times 10^{-3}}{8,323 \times 10^{-8}} \times 0,0391 = 5,59 \text{ MPa}$$

Donc $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \rightarrow 5,59 \leq 15 \text{ (MPa)}$ condition est vérifiée

➤ En appui intermédiaire

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul y et I :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0 \Leftrightarrow 5y^2 + 34,2y - 615,6 = 0$$

$$Y = 8,19 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{10 \times 8,19^3}{3} + 15 \times 2,28(18 - 8,19)^2$$

$$I = 5122,45 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8,56 \times 10^{-3} \times 8,19 \times 10^{-2}}{5122,45 \times 10^{-8}} = 13,68 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$
 condition vérifiée

• Vérification de la flèche

$$\text{Donne : } l = 4,50 \text{ m} ; M_{0s} = 17,11 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 11,887 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 0,7M_{0s}$$

Etats limites de déformation

BAEL 91/99(art B.6.5)

Si les conditions suivantes sont vérifiées, donc, il n'y a pas lieu de calculer la flèche :

- 1) $h \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \times l \Leftrightarrow 20 \text{ cm} > 20,84 \text{ cm}$ condition n'est pas vérifiée
- 2) $A \leq \frac{3,6 \times b_0 \times d}{f_e} \Leftrightarrow 2,78 \text{ cm}^2 \leq 1,62 \text{ cm}^2$ condition n'est pas vérifiée
- 3) $l \leq 8 \text{ m} \Leftrightarrow 4,5 \text{ m} < 8 \text{ m}$ vérifiée

Donc la 1 et 2 condition n'est pas vérifiée, on doit vérifier la flèche

$$\Delta f \leq \bar{f} ; \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4,5}{500} = 9 \text{ mm}$$

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

Δf : la flèche a calculer selon BAEL 99/91

$$\Delta f = (f^{gv} - f^{ji}) + (f^{pi} - f^{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL91révisé 99}$$

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :

✓ Evaluation des moments en travée :

$$\begin{cases} M_{ser}^g = 0,7 \times G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = 0,7 \times j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = 0,7 \times (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = 6,23 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 4,43 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 11,98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Avec :

$$G = 5,41 \text{ KN/m}$$

$$j = G - G^{\text{revêtement}} = 5,41 - (0,4 + 0,4 + 0,36 + 0,4) = 3,85 \text{ KN/m}$$

$$P = G + Q = 5,41 + 5 = 10,51 \text{ KN/m}$$

Modules de Young instantanés et différé

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$$

Coefficients λ, μ

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3,06}{10 \times 18} = 0,017 = 1,7 \%$$

$$\Rightarrow \lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} = 2,50 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1 \end{cases}$$

Calcul des σ_{st}

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 123,14 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 87,56 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 236,8 \text{ MPa} \end{cases} \text{ avec: } \begin{cases} I = 10335,37 \text{ cm}^4 \\ y = 4,38 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_g = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0,649 \\ \mu_j = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = 0,543 \\ \mu_p = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) = 0,798 \end{array} \right.$$

Calcul des moments d'inertie fissurés :

$$y_g = 6.88 \text{ cm} \rightarrow I_0 = \frac{b \times y_g^3}{3} + b_0 \frac{(d - y_g)^2}{3} - \frac{(b - b_0) \times (y_g - h_0)^3}{3} + 15 \times A(d - y_g)^2 = 19814 \text{ cm}^4$$

Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fgi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 8310,92 \text{ cm}^4 \\ I_{fji} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 9245,13 \text{ cm}^4 \\ I_{fpi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 7277,26 \text{ cm}^4 \\ I_{fgv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 12797,08 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 9,11 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 4,20 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 10,27 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 4,67 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 10,51 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 10,51 \text{ mm} > \bar{f} = 9 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{la flèche n'est pas vérifiée}$$

Commentaire La flèche n'est pas vérifiée pour la poutrelles on augmente la section de ferrailage juste à $A_t = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$ étage commercial

$A_t = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$ étage courant et terrasse inaccessible

On trouve :

Tableau II.16. vérification de la flèche

Niveaux	f_{ji} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gv} (mm)	$\Delta f < f_{adm}$ (mm)	Vérification
Etage commercial	2,17	3,33	7,17	6,83	$8,51 \leq 9$	Vérifie
Etage Courant	2,75	4,27	5,78	8,23	$7 \leq 9$	Vérifie
Terrasse inaccessible	3,83	5,40	6,40	10,24	$7,4 \leq 9$	Vérifie

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

Schéma de ferrailage :

Etage 1 a 10 et terrasse inaccessible :

Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive

Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive

Etage commercial (RDC) :

➤ Ferrailage de la dalle de compression :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} \times 100 = 1.11 \text{ cm}^2/\text{mL} \\ A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.11}{2} = 0.56 \text{ cm}^2/\text{mL} \end{array} \right. \text{ Soit : } \left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} = 5\phi 6/\text{ml} \Rightarrow st = 20\text{cm} \leq 20\text{cm} \\ A_{//} = 4\phi 6/\text{ml} \Rightarrow st = 25\text{cm} \leq 30\text{cm} \end{array} \right.$$

A_{\perp} : Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$A_{//}$: Armatures parallèles aux poutrelles

Donc :

on adopte un treillis soudé $\phi 6$ de mailles 150×150 ce qui satisfait les sections précédentes

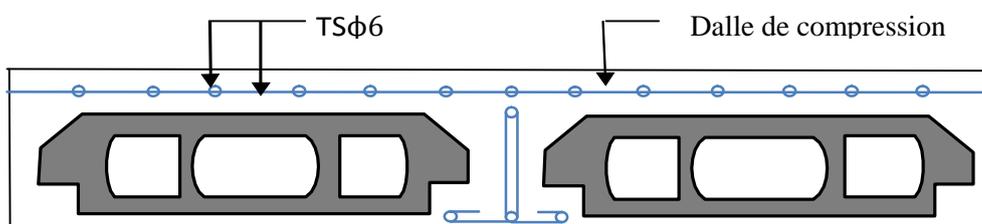


Figure II. 18 : schéma de ferrailage de la dalle de compression

II.6.2 Planchers à dalle pleine :

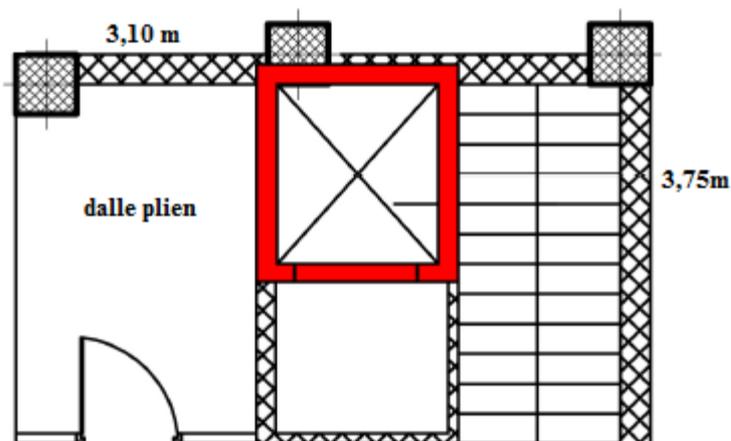
La dalle est au niveau de la cage (RDC) :

Cette dalle se calcule comme une dalle sur 3 appuis

On a : $G = 6,06 \text{ kn} / \text{m}^2$; $Q = 2.5 \text{ kn} / \text{m}^2$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,10}{3,75} = 0.83 > 0.4$$

→ la dalle travaille selon 2 sens



Calcul des sollicitations à L'ELU :

- Evaluation des charges :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow q_u = 11,93 \text{ KN/ml}$$

- Calcul des moments isostatiques :

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,83 > 0,4$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \rho = 0,83 \quad ; \begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,6494 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0,0528 \times 11,93 \times 9,61 = 6,05 \text{ kn.m} \\ M_0^y = 0,6494 \times 6,05 = 3,93 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

Comme la dalle est partiellement encadrée dans ces appuis les moments isostatiques M_0 calculés doivent être corrigés

✓ En travées :

$$M_t^{x,y} = \begin{cases} 0,85 M_0 \rightarrow \text{pour une travée de rive.} \\ 0,75 M_0 \rightarrow \text{pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_t^{x,y} = \begin{cases} M_t^x = 0,85 M_0 \\ M_t^y = 0,85 M_0 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t^x = 5,145 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 3,341 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ En appui :

$$M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0,3 M_0^x \rightarrow \text{pour un appui de rive.} \\ -0,5 M_0^x \rightarrow \text{pour un appui intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_a^x = M_a^y = -0,5 M_0^x = -3,02 \text{ KN.m}$$

Calcul des sollicitations à L'ELS :

Tableau II.17.les sollicitation a L'ELS :

Sens	M	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
Sens X-X	0,0956	7,864	6,684	3,932
Sens Y-Y	0,7518	5,912	5,025	3,932

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

Ferraillage la dalle pleine :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de largeur, on a :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 16 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ cm}$; $d = 14 \text{ cm}$.

En travée :

- Sens X-X

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,145 \times 10^{-3}}{1 \times (0,14)^2 \times 14,2} = 0,0185 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A ; } \mu_{bu} < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0185} \right] = 0,023 .$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,14(1 - 0,4 \times 0,023) = 0,138 \text{ m}$$

$$A_x^t = \frac{M_u^t}{f_{st} \times z} = \frac{5,145 \times 10^{-3}}{348 \times 0,138} = 1,06 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Sens Y-Y

$$\mu_{bu} = 0,012 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A ; } \mu_{bu} < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,015 ; z = 0,139 \text{ m}$$

$$A_y^t = 0,690 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

En appui :

- Sens X-X et Y-Y

$$\mu_{bu} = 0,0109 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A ; } \mu_{bu} < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,0137 ; z = 0,139 \text{ m}$$

$$A_{x',y}^t = 0,625 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ Condition non fragilité :

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0,4 \rightarrow A_x^{\text{min}} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \cdot e$$

ρ_0 : coefficient qui dépend du type d'acier utilisé.

$$\rho_0 = \begin{cases} 0,0006 \dots \dots \dots \text{pour l'acier de FeE 500.} \\ 0,0008 \dots \dots \dots \text{pour l'acier de FeE 400.} \\ 0,0012 \dots \dots \dots \text{pour l'acier de FeE 215 et 235.} \end{cases}$$

X-X :

$$A_x^{\text{min}} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,83) \times 100 \times 15 = 1,304 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On a $A_x^t = 1,06 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} < A_x^{\text{min}} = 1,304 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$

Donc on adopte : $A_x^{\text{min}} = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Y-Y :

$$A_y^{\text{min}} = \rho_0 \times b \times e$$

On a $A_y^t = 0,690 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} < A_y^{\text{min}} = 1,20 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

Donc on adopte : $A_x^{min} = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

✓ Espacement des barres :

$$st = \begin{cases} \text{Armatures // Lx : } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \\ \text{Armatures // Ly : } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \end{cases} \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

Sens X-X :

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{11,93 \times 3,1}{2} \times \frac{3,75^4}{(3,10)^4 + (3,75)^4} \Rightarrow V_x = 12,32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{12,32 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,117 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1,17 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement, donc on n'a pas besoin d'utiliser des armatures transversales.

✓ La vérification de la contrainte dans le béton :

En travée :

Sens X-X :

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

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0 \rightarrow y = 4,51 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \rightarrow I = 11707 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6,684}{11707} 4,51 \times 10^3 = 2,57 \text{ mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Sens Y-Y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0 \rightarrow y = 3,36 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \rightarrow I = 6742,6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5,02}{6742,6} 3,36 \times 10^3 = 2,51 \text{ mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

En appui :

Sens X-X :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0 \rightarrow y = 3,72 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \rightarrow I = 8174,8 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3,392}{8174,8} \times 10^3 \times 3,72 = 1,79 \text{ mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Sens Y-Y :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0 \rightarrow y = 3,36 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \rightarrow I = 6742,6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3,392}{6742,6} \times 10^3 \times 3,36 = 1,69 \text{ mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc : Pas de risque d'écrasement de béton.

✓ Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, donc, il n'y a pas lieu de calculer la flèche :

- $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \rightarrow \frac{0,14}{3,10} = 0,045 \geq \max(0,042 ; 0,0375)$ la condition est vérifiée
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{2,36 \times 10^{-4}}{1 \times 0,12} \leq \frac{2}{400} \rightarrow 0,00197 < 0,005$ la condition est vérifiée
- $l_{x,y} < 8 \text{ m}$ la condition est vérifiée

Puisque les trois conditions de la flèche il sont vérifié ; donc pas obligé de calculer la flèche

✓ Schémas de ferrailage

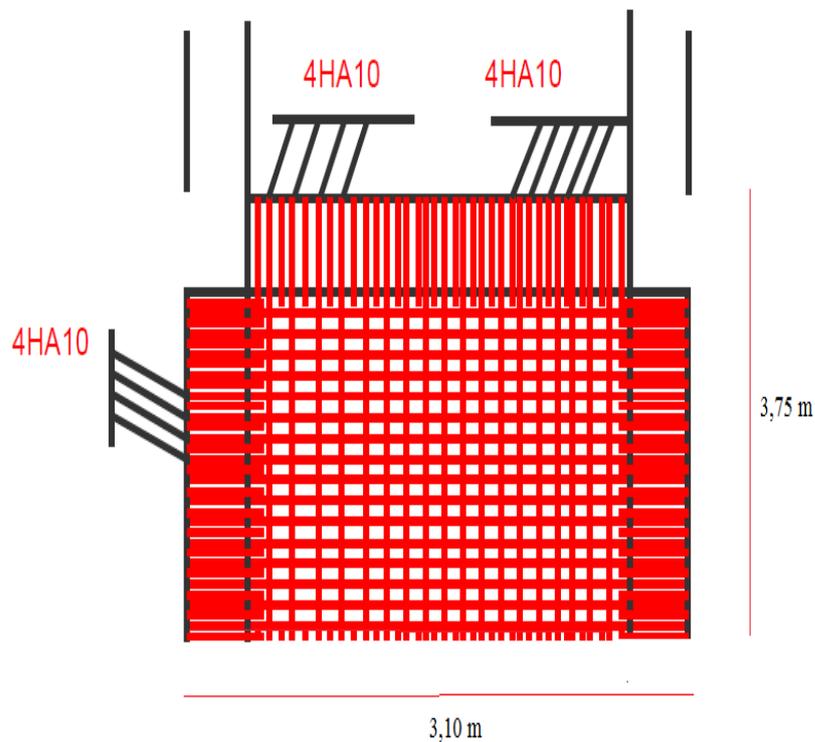


Figure II.19 schéma de ferrailage de dalle pleine

II.6.3. Etude de la poutre de chaînage :

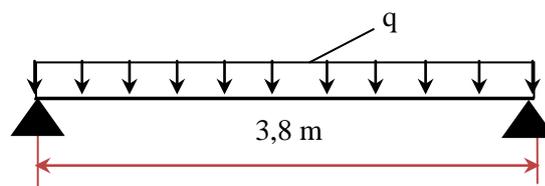


Figure II. 20 : schéma statique de la poutre de chaînage

✓ Dimensionnement :

$$\text{On prend : } \begin{cases} b = 30 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ Calcul des sollicitations :

- Poids propre de chaînage : $G_p = 25 \times 0.30 \times 0.30 = 2.625 \text{ KN/m}$
- Poids du mur : $G_m = 2.80 \times (3.06 - 0.35) = 7.72 \text{ KN/m}$

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

- Poids du plancher à corps creux : $q_{cc} = P_{\text{plancher}} \frac{l_0}{2}$;
 avec : $l_0 = 0.65$; $G = 5.41 \text{ KN/m}^2$; $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

$$ELU: q_u = (1.35G + 1.5Q) \times \frac{l_0}{2} + (1.35G_p + G_m) = 16,07 \text{ KN/m}$$

$$ELS: q_s = (G + Q) \times \frac{l_0}{2} + G_p + G_m = 13,72 \text{ KN/m}$$
- Moments isostatiques : $M_0 = q_{u,s} \times \frac{l^2}{8} = \begin{cases} ELU: 29 \text{ KN.m} \\ ELS: 24,76 \text{ KN.m} \end{cases}$
- Moments en travée : $M_t = 0,85 M_0 = \begin{cases} ELU: 24,65 \text{ KN.m} \\ ELS: 21,04 \text{ KN.m} \end{cases}$
- Moment en appui $M_a = -0,5 M_0 = \begin{cases} ELU: - 14,5 \text{ KN.m} \\ ELS: - 12,38 \text{ KN.m} \end{cases}$
- L'effort tranchant : $V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 30,53 \text{ KN}$

Ferraillage longitudinal à l'ELU :

Tableau II.18 : Moments et ferraillages correspondant

Position	M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
Travée	24,65	A	0,053	0,0681	0,320	2,19	1,195	3HA12 = 3,39
Appui	- 14,50		0,031	0,0397	0,324	1,28		3HA12 = 3,39

- Vérification de l'effort tranchant : CBA93 (Art A.5.1.1) :**

$$V_u = 30,53 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,308 \text{ MPa}$$

$$F.N \Leftrightarrow \bar{\tau} < \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.308 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc : pas de risque de rupture par cisaillement

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

- **Armatures transversales**

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ puis on calcul A_{trans}

$$\begin{cases} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \\ A_{trans} \geq \frac{b \times s_t \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} < 0 \end{cases} \rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre $\phi 8$ + un étrier $\phi 8 \rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Vérifications à l'ELS

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.19 : Vérification des contraintes :

Position	M_{ser} (KN.m ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
En travée	21,04	20,11	159635	3,50 < 15	25,86 < 201,63
En appui	-12,38	22,33	191283	1,92 < 15	10,34 < 201,63

Vérification de la flèche

$$h \geq \max\left(\frac{l}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \rightarrow h = 35 \text{ cm} > 32,30 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée}$$

$$A \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \rightarrow A = 3.39 \text{ cm}^2 < 5,67 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$l = 3.8 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \text{condition vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ Schémas de ferrailage

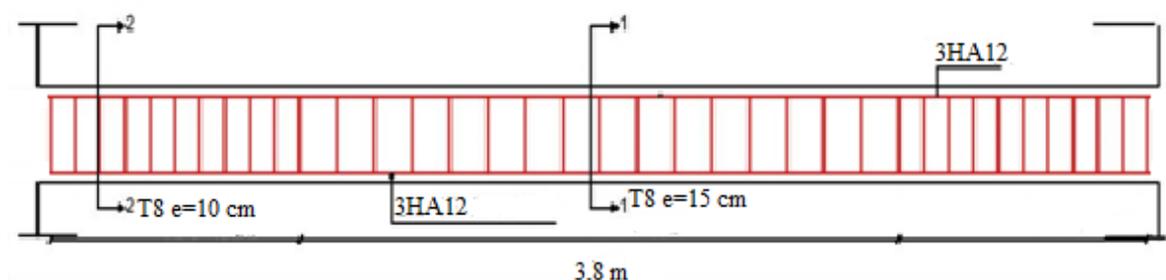
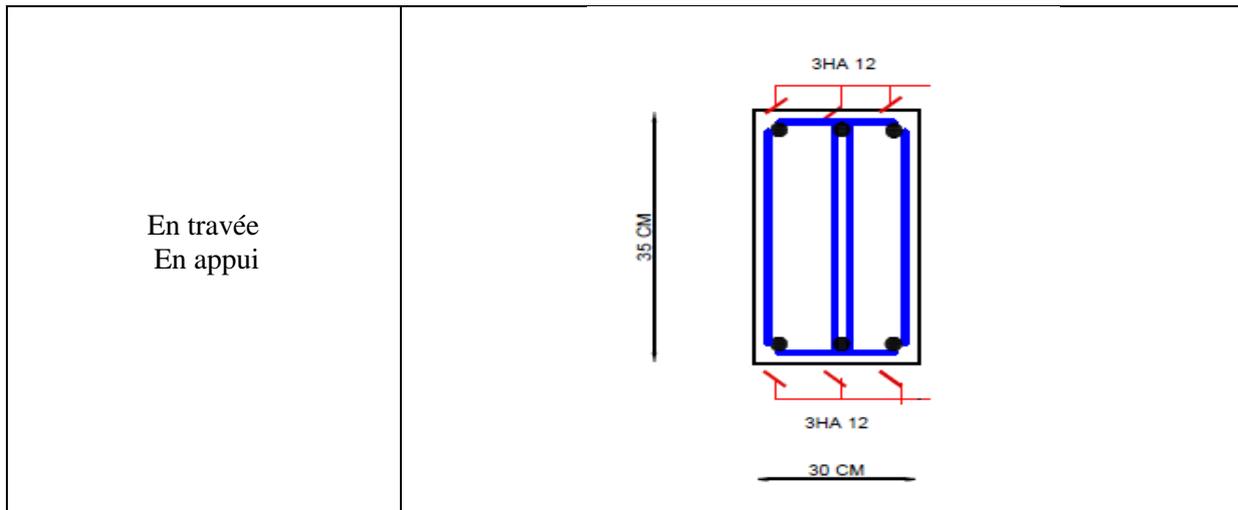


Figure II. 21 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage



II.6.4 : Ferrailage des escaliers

- Etude de la volée 1 et 3 :
Les deux volées sont identique donc on calcule la volée 1 :

Les réactions d'appuis :

$$\sum F_y = 0 \leftrightarrow R_A + R_B = 1,5q_v + 1,3q_p \dots\dots ELU$$

$$\begin{cases} q_{vu} = 15,52 \text{ KN/m}^2 \\ q_{pu} = 11,25 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \begin{cases} q_{vs} = 11,22 \text{ KN/m}^2 \\ q_{ps} = 8,06 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\rightarrow R_A + R_B = 37,90 \text{ kn}$$

$$\sum M_A = 0 \leftrightarrow 2,8R_B - 11,25 \times 1,3 \times \left(\frac{1,3}{2} + 1,5\right) - 15,52 \times \frac{1,5^2}{2} = 0$$

$$R_{Bu} = \frac{48,89}{2,8} = 17,46 \text{ KN} \Rightarrow \text{A l'ELU} \begin{cases} R_{Au} = 20,44 \text{ KN} \\ R_{Bu} = 17,46 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{A l'ELS} \begin{cases} R_{As} = 14,75 \text{ KN} \\ R_{Bs} = 12,55 \text{ KN} \end{cases}$$

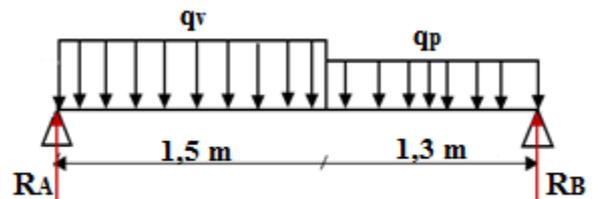


Figure II. 22 :schéma statique de la volée 1

Calcul des sollicitations : La poutre est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (méthode de la RDM)

$$\{M_t^u = 0,75M_0^u \quad , \quad M_a^u = -0,5M_0^u$$

$$ELU \begin{cases} M_0^{max} = 13,21 \text{ kn.m} \\ M_t^{max} = 0,75M_0^{max} = 9,90 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = -0,5M_0^{max} = -6,60 \text{ KN.m} \\ V_{max} = 20,44 \text{ kn} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} M_0^{max} = 9,16 \text{ kn.m} \\ M_t^{max} = 0,75M_0^{max} = 6,87 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = -0,5M_0^{max} = -4,58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

Ferrailage :

Tableau. II.20: calcul de ferrailage de l'escalier

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	$A^{calculé}$ (cm ² /ml)	A^{min} (cm ² /ml)	$A^{adopté}$ (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	9,90	0,035	0,045	0,137	2,07	1,33	4HA12=4,52	25
Appui	-6,6	0,024	0,030	0,138	1,37		4HA10=3,14	25

Armatures de répartition

$$\text{On a des charges réparties} \rightarrow A_{repartition} = \frac{A_{principales}}{4}$$

En travée : $A_{rep} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; St = 25 cm

En appui : $A_{rep} = 0,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_{rep} = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$; St = 33 cm

Avec : $s_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{max} = 20.44 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} \rightarrow \tau_u = \frac{23.06 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.146 < 1.17$$

Donc : pas de risque de cisaillement les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Calcul à l'ELS :

Vérification des contraintes

$$\text{On doit vérifier } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

Tableau. II.21 : vérification des contraintes

Position	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	δ_{bc} (MPa)	$\bar{\delta}_{bc}$ (MPa)	$\delta_{bc} < \bar{\delta}_{bc}$ (MPa)
Travée	6,18	3,53	5711,16	5,05	15	Vérifier
Appuis	-4.58	2,62	4232,54	2,83		Vérifier

Vérification de la flèche :

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right) \times l \leftrightarrow e = 16 \text{ cm} > 10,50 \text{ cm} \quad \text{Vérifier}$$

$$A \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \leftrightarrow 4.52 \text{ cm}^2 < 14,7 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifier}$$

$$L = 2,8 \text{ m} < 8 \text{ m} \quad \text{Vérifier}$$

Donc : la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

Etude de la volée 2 partie (console) :

$$\text{Donc } \{G_{v2} = 8,78 \text{ KN/m}^2 \quad Q_{v2} = 2.5 \text{ KN/m}^2\}$$

Calcul des chargements :

P_m : poids du garde-corps en maçonnerie

$$P_m = (\gamma \times b \times h_{\text{garde-corps}}) = (1 \times 0,9 \times 1) = 0,9 \text{ KN}$$

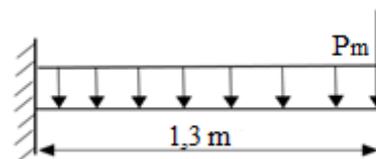


Figure II. 23 :schéma statique de la volée 2

Combinaisons de charges

$$ELU \begin{cases} q_v^u = (1.35G_{v2} + 1.5Q_{v2}) = 15,60 \text{ KN/ml} \\ p_m^u = 1.35 \times 0.9 = 1,215 \text{ KN} \end{cases} ; ELS \begin{cases} q_v^u = (G_{v2} + Q_{v2}) = 11,28 \text{ KN/ml} \\ p_m^u = 0.9 = 0.9 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations

$$M_u = -\frac{q_u l^2}{2} - P_{um} \times l = -\left(\frac{15,60 \times 1,3^2}{2} + 1,215 \times 1,3\right) = -14,76 \text{ KN.m}$$

$$M_s = -\frac{q_s l^2}{2} - P_{ms} \times l = -\left(\frac{11,28 \times 1,3^2}{2} + 0,9 \times 1,3\right) = -10,70 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times l + P_m = 15,60 \times 1,3 + 1,215 = 21,49 \text{ KN}$$

Le ferrailage

Tableau. II.22 : calcul de ferrailage de la volée 2 a L'ELU

M (KN.m)	β_{bu}	α	Z (m)	A _{calc} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Obs A _{calc} ≥ A _{min}	Achoisie (cm ² /ml)	st (cm ²)
-14,76	0,053	0,068	0.136	3,11	1,69	Oui	4HA10=3,14	25

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = 21,49 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} \rightarrow \tau_u = \frac{21,49 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0,153 < 1.17$$

Donc : pas de risque de cisaillement les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Calcul à l'ELS :

Vérification des contraintes

Tableau. II.23: calcul des contraintes a L'ELS

Zone	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	δ_{bc} (MPa)	$\bar{\delta}_{bc}$ (MPa)	$\delta_{bc} < \bar{\delta}_{bc}$ (MPa)
Travée	-10,70	3,54	8043,4	4,71	15	Vérifier

Vérification à la flèche :

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right) \times l \leftrightarrow e=16\text{cm} > 7\text{ cm} \quad \text{Vérifier}$$

$$A \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \leftrightarrow 4.52\text{cm}^2 < 14,7\text{cm}^2 \quad \text{Vérifier}$$

$$L = 1,3\text{m} < 8\text{m} \quad \text{Vérifier}$$

Donc : la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ Schéma de ferrailage :

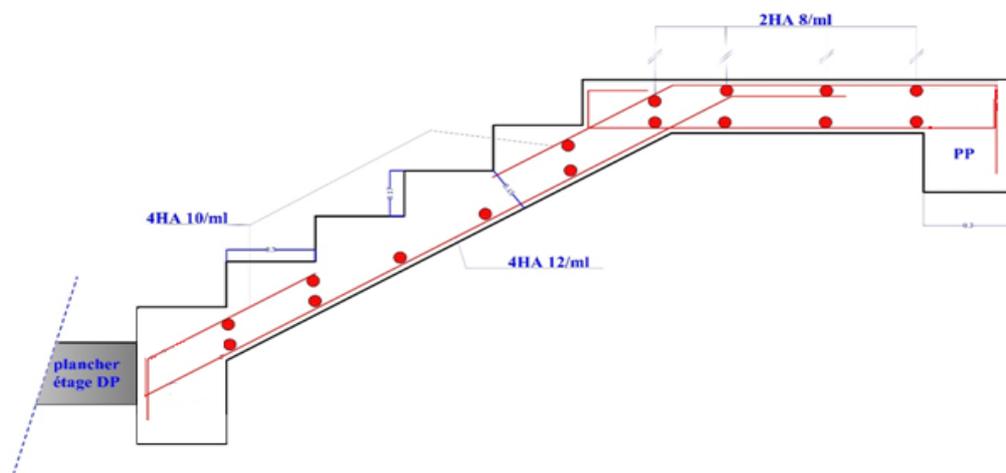


Figure II. 24 : Schéma de ferrailage de volée 1

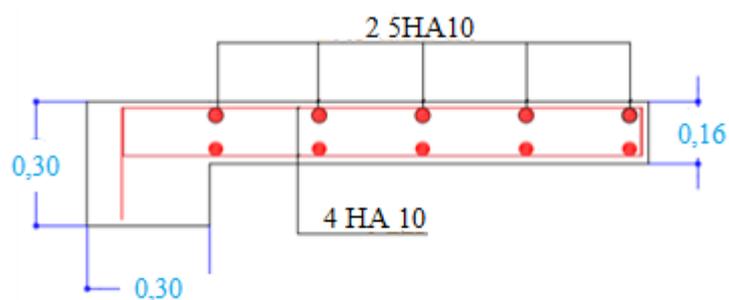


Figure II. 25: Schéma de ferrailage de volée 2

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

II.6.4 : Etude de l'ascenseur :

Caractéristiques de l'ascenseur :

$L_y = 220$ cm : Longueur de l'ascenseur.

$L_x = 180$ cm : Largeur de l'ascenseur.

$H = 220$ cm : Hauteur de l'ascenseur

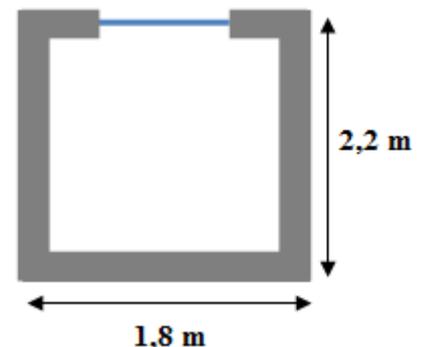
$F_c = 145$ KN : Charge due à la cuvette.

$D_m = 51$ KN : Charge due à la salle des machines.

$P_m = 15$ KN : Charge due à l'ascenseur.

$P_p = 6.3$ KN : la charge nominale.

$V = 1.6$ m/s : La vitesse.



Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur :

- L'épaisseur de la dalle :

$$\text{On a; } l_x = 1,80 \text{ m ; } l_y = 2,2 \text{ m ; } S = 3,96 \text{ m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,80}{2,20} = 0,82 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les 2 sens}$$

$$\rightarrow \frac{180}{45} \leq e \leq \frac{180}{40} \rightarrow 4 \leq e \leq 4,5 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} e \geq 11 \text{ cm pour } 2h \text{ de coupe feu} \\ e \geq 14 \text{ cm isolation phonique} \end{cases} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

✓ Evaluation des charges et surcharges :

$$g = D_m + P_m = 51 + 15 = 66 \text{ KN}$$

- Poids propre de la dalle : ($h_t = 5$ cm)

$$G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = 4,85 \text{ KN/m}^2$$

- Poids de l'encenseur :

$$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{3,96} = 36,61 \text{ KN/m}^2$$

- Poids total :

$$G^{tot} = G + G_2 = 4,85 + 36,61 = 41,46 \text{ KN/m}^2$$

- Calcul des sollicitation :

$$ELU \rightarrow q_u = 1,35G^{tot} + 1,5Q = 1,35 \times 41,46 + 1,5 \times 1 = 57,47 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

$$ELS \rightarrow q_S = G^{tot} + Q = 41,46 + \times 1 = 42,46 \text{ KN/m}^2$$

✓ Calcul des sollicitations à l'ELU :

Tableau. II.24 : les sollicitations à l'ELU

q	ρ	μ_x	μ_y	M_{0x}	M_{0y}	M_{tx}	M_{ty}	M_{ax}	V
57,47	0,82	0.0539	0.6313	10,03	6,33	8,52	5,38	5,01	44,86

✓ Calcul du ferrailage :

Tableau. II.25 : ferrailage de la dalle de l'ascenseur :

Endroit	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	Choix (cm^2)	s_t (cm)
Travée	X-X	8,52	0,0356	0,0453	0,127	1,92	1,30	4HA8 =2.01	25
	Y-Y	5,38	0,022	0,028	0,128	1,20	1,20	4HA8 =2.01	25
Appui x / y		5,01	0,0209	0,026	0,128	1,12	1,20	4HA8 =2.01	25

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{44,86 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,345 \text{ MPa} \leq 1,25 \text{ MPa} \text{ pas de rupture de cisaillement}$$

✓ Vérification à l'ELS :

Moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 7,09 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 5,23 \text{ KN.m} \\ M_a^{inte} = -4,17 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -3,08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau. II.26 : vérification des contraintes de béton

sens		M_{ser} (KN*m)	y (cm)	I^* (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	x-x	7,09	4,5	1170,7	2,73	15	Vérifiée
	y-y	5,23	3,3	6742,6	2,61	15	Vérifiée
appui	x-x	4,17	3,7	8174,8	1,9	15	Vérifiée

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

Vérification à la flèche :

$$e = 0.15 \text{ m} \geq \max \left[\frac{3}{80} ; \frac{M_t}{20M_0} \right] \times L = 0.0764 \text{ m} \quad \text{Vérfifié.}$$

$$\frac{A}{bd} < \frac{2}{f_e} \rightarrow 0,00154 \leq 0,005 \quad \text{Vérfifié.}$$

Donc : la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

II.6.5 : Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (F_p).

L'acrotère est sollicité en flexion composée, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

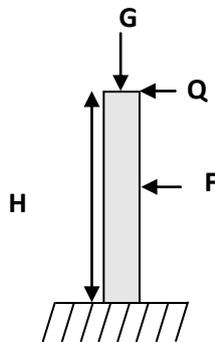


Figure.II.26.les sollicitation de l'acrotère

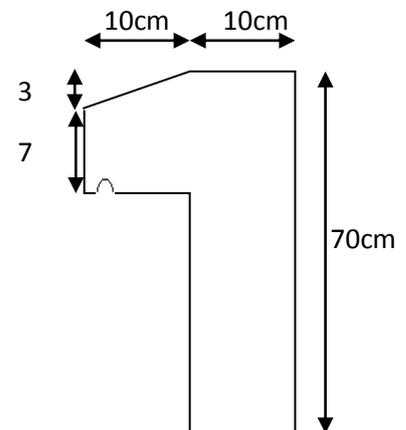


Figure II .27. l'acrotère

✓ Evaluations des charges et surcharges :

L'évaluation des charges sur l'acrotère est définie dans le **Tableau II. 8 (page 20)**

• Force sismique :

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art 6.2.3)}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} A = 0,15 \text{ (zone IIa): coefficient d' accélération de la zone ;} \\ C_p = 0,8 : \text{ facteur de force horizontale ;} \\ W_p = G = 2,21 \text{ KN : poids propre de l' acrotère.} \end{cases}$$

$$\rightarrow F_p = 1,0608 \text{ KN}$$

• Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} XG = \sum \frac{A_i \times x_i}{A_i} \\ YG = \sum \frac{A_i \times y_i}{A_i} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} XG = 6,05 \text{ cm} \\ YG = 38,17 \text{ cm} \end{cases}$$

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

L'acrotère est soumis aux efforts suivants :

$$\begin{cases} N_G = 2,21 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN.m} \end{cases} \begin{cases} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 0,70 \text{ KN.m} \end{cases} \begin{cases} N_{Fp} = 0 \text{ KN} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 0,4 \text{ KNm} \end{cases}$$

Tableau. II.27 : Combinaisons d'action de l'acrotère

Combinaisons	ELU Accidentelle	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	2,20	2,97	2,20
M (KN.m)	1,10	1,05	0,70

- $N_{\max} = 2,97 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{correspondant}} = 1,05 \text{ KN.m} \rightarrow A_1$
- $M_{\max} = 1,10 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{correspondant}} = 2,20 \text{ KN} \rightarrow A_2$

Ferraillage :

Calcul de A1 (l'ELU durable) :

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 35,35 \text{ cm} \\ \frac{h_0}{6} = \frac{0,1}{6} = 1,66 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow e_0 > \frac{h}{6} \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.
On a :

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1,05 + 2,97 \times \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) = 1,14 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,14 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,2} = 0,0125$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right] = 0,157$$

$$z = 0,08(1 - 0,4\alpha) = 0,074$$

$$A = \frac{1,14 \times 10^{-3}}{348 \times 0,08} = 0,409 \text{ cm}^2$$

à la flexion composée :

$$A_s = A_{fst} = 0,409 \times 10^{-4} - \frac{2,97 \times 10^{-3}}{348} = 0,323 \text{ cm}^2$$

Tableau. II. 28 : Résultats de ferraillage à la flexion composé d'acrotère

Section	M (KN.m)	N (KN.m)	M_{ua} (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A^{FS}	A^{FC}	A_{\min}
A ₂	1,10	2,20	1,15	0,014	0,018	0,070	0,66	0,38	0,97

Chapitre02 pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

✓ **Les vérifications nécessaires :**

ELU

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0,97 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A_2 \rightarrow$ On ferraille avec $A_{min} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_{r\acute{e}p} = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_{r\acute{e}p} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$v_u^{max} = F_p + Q = 1,0608 + 1 = 2,0608 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{2,0608 \times 10^{-3}}{0,08 \times 1} = 0,0257 < 1,17 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifie}$$

ELS :

• **Vérifications des contraintes**

Calcul la position de l'axe neutre :

$$y = (y_c + c)$$

$$c = e_G - \frac{h}{2} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - 0,05 = 0,368 \text{ Avec } c < 0 \text{ et } y_c > 0$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots\dots\dots (1)$$

$$\begin{cases} p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c) = -0,410 \\ q = -3c^3 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c)^2 = -0,101 \end{cases}$$

La solution de l'équation (1)

On calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} \rightarrow \Delta = 8,21 \times 10^{-5} > 0 \rightarrow$ on a une seule racine réelle

$$\text{On calcul } \begin{cases} t = (\sqrt{\Delta} - q) = 0,110 \text{ m}^3 \\ z = t^{1/3} = 0,479 \text{ m} \\ y_c = z - \frac{p}{3z} = 0,74 \text{ m} \end{cases}$$

$$y = (y_c + c) = 0,74 - 0,368 = 0,37 \text{ m} \rightarrow \mu_t = \frac{b y^2}{2} - A \times (d - y) = 3,37 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{2,20 \times 10^{-3}}{3,37 \times 10^{-4}} \times 0,37 = 2,41 < \bar{\sigma} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Schéma de ferrailage :

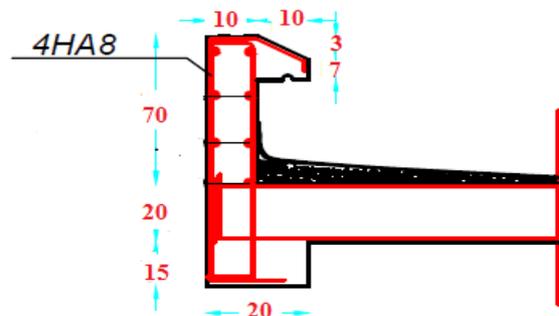


Figure II .28 :schéma de ferrailage de l'acrotère

III.1. Introduction

L'objectif d'une étude dynamique est d'assurer une bonne rigidité, et une bonne résistance vis-à-vis actions sismiques, afin de limiter les dommages causés tout en respectant les aspects de la construction qui sont : L'économie, La résistance, L'aspect architectural.

Pour cela nous nous servons du logiciel **ETABS 2016**.

III.2. Méthodes de calcul de la force sismique

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse les 23m à côté du fait qu'elle soit irrégulière en plan, se situe en zone II.a et appartient au groupe d'usage 2.

Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, qui reste applicable et dont l'utilisation est possible et simplifiée avec le logiciel **ETABS 2016**.

III.3. Calcul de la force sismique V par la méthode statique :

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V^{st} = \frac{A.D.Q}{R} \times W \quad \dots \text{RPA99/2003 (Art 4.2.3)}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération **RPA99 (Tableau 4.1)**

D : Facteur d'amplification dynamique moyen **RPA99 (Tableau 4.2)**

R : coefficient de comportement global de la structure..... **RPA99 (Tableau 4.3)**

Q : Facteur de qualité..... **RPA99 (Tableau 4.4)**

W : Poids total de la structure.... **RPA99 (Tableau 4.4)**

η : Facteur de correction d'amortissement

T : Période propre

Détermination des paramètres cités au-dessus selon notre structure :

- **Coefficient d'accélération**
 $\left\{ \begin{array}{l} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{zone II.a} \end{array} \right. A = 0.15$
- **coefficient de comportement global**

Pour un contreventement mixte voiles/portiques avec justification de l'interaction **R = 5**

- **Période fondamentale de la structure**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} T = C_T H^{\frac{3}{4}} \text{RPA99/2003 Formule (4.6)} \\ T = 0.09 \frac{H}{\sqrt{L}} \text{RPA99/2003 Formule (4.7)} \end{array} \right. \text{Tel que :}$$

$C_T = 0.05$: coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. **RPA99/2003 (Tableau 4.6)**

H = 37,74m : hauteur total du bâtiment.

L = dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul $\left\{ \begin{array}{l} L_x = 30.3 \text{ m} \\ L_y = 17.5 \text{ m} \end{array} \right.$

$$\text{On aura : } \begin{cases} T_x = \min(0.73 ; 0.58) = 0.58 \text{ s} \\ T_y = \min(0.73 ; 0.77) = 0.73 \text{ s} \end{cases}$$

Le RPA exige de comparer la période obtenue par méthode spectrale à la période statique et majoré de 30 % Si :

✓ $T_{analytique} \leq 1.3 T_{statique}$ le coefficient d'amplification dynamique D est calculé avec $T_{analytique}$

✓ $T_{analytique} > 1.3 T_{statique}$ le coefficient D est calculé avec $1.3 T_{statique}$ (document R.TALBI)

$$\begin{cases} T_{Analytique}^x = 1.13 \text{ s} > 1.3 T_{statique}^x = 0.75 \text{ s} \\ T_{Analytique}^y = 1.29 \text{ s} > 1.3 T_{statique}^y = 0.95 \text{ s} \end{cases} \rightarrow \text{Donc : } T_x = 0.58 \text{ s} ; T_y = 0.73 \text{ s}$$

Le sol en place est de moyenne qualité, plastique et de compacité moyenne d'après le rapport de sol (voir Annexe), (notent que le rapport de sol sur l'annexe n'est pas celui de notre projet, car on n'a pas pu l'obtenir). Nous avons été amenés à adapter l'étude de sol dans l'annexe à notre projet.

- **Facteur d'amplification dynamique**

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ S} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ S} \end{cases}$$

Avec :

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associé à la catégorie de site, site d'après le rapport de sol (annexe 7)
le sol est classé S2

$T_1 = 0.15 \text{ s}, T_2 = 0.4 \text{ s}$ RPA99/2003 (Tableau 4.7)

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

ξ : pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et d'importance des remplissages, contreventement par voiles $\xi = 10\%$ et portique $\xi = 7\%$.

Ce qui donne pour les deux sens : $\begin{cases} D_x = 1.25 \\ D_y = 1.07 \end{cases}$

- **Facteur de qualité**

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ RPA99/2003 (Formule (4-4))

Avec : P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non

Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.1.Valeurs des pénalités.

N°	Critère (q)	Observée	Pq sens xx	Observée	Pq sensyy
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0.05
2	Redondance en plan	Non	0.05	Oui	0
3	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4	Régularité en élévation	Oui	0	Non	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Q		$Q_x = 1.1$		$Q_y = 1.05$	

• Poids total de la structure

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) : $W = \sum_{i=1}^n W_i$

Avec

$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ **RPA99/2003 (formule 4.5)**

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles.

W_{Qi} : Charge d'exploitation

β : Coefficient de pondération (**RPA tableau 4.5**) $\begin{cases} \beta = 0.2 & \text{habitaion} \\ \beta = 0.6 & \text{commerce} \end{cases}$

Dans notre cas, on a : $W = 56678, 34 \text{ KN}$

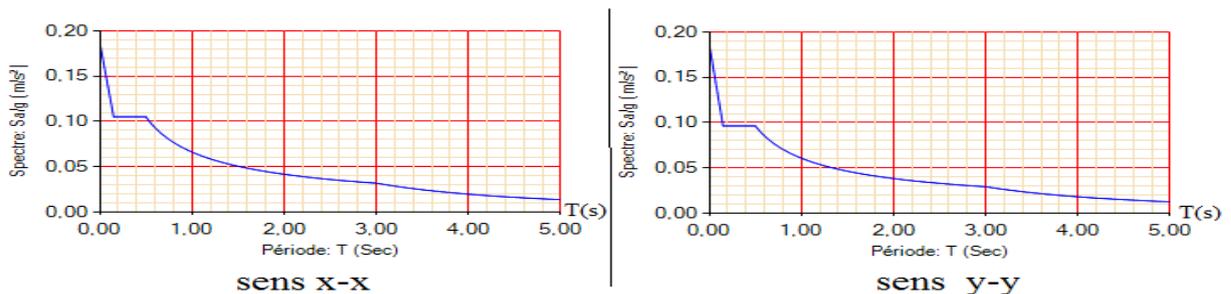
La force sismique statique à la base de la structure est : $\begin{cases} V_x^{st} = 2337, 98 \text{ KN} \\ V_y^{st} = 1910, 34 \text{ KN} \end{cases}$

III.4.Calcul des forces sismiques par l'analyse modale spectrale :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) \text{ si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \text{ si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \text{ si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) \text{ si } 0 \leq T \leq T_1 \end{cases}$$

Les schémas des spectre de réponse :



III.5.Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure c'est l'**ETABS version 16**. La structure modélisée est représentée en figure III.3.1

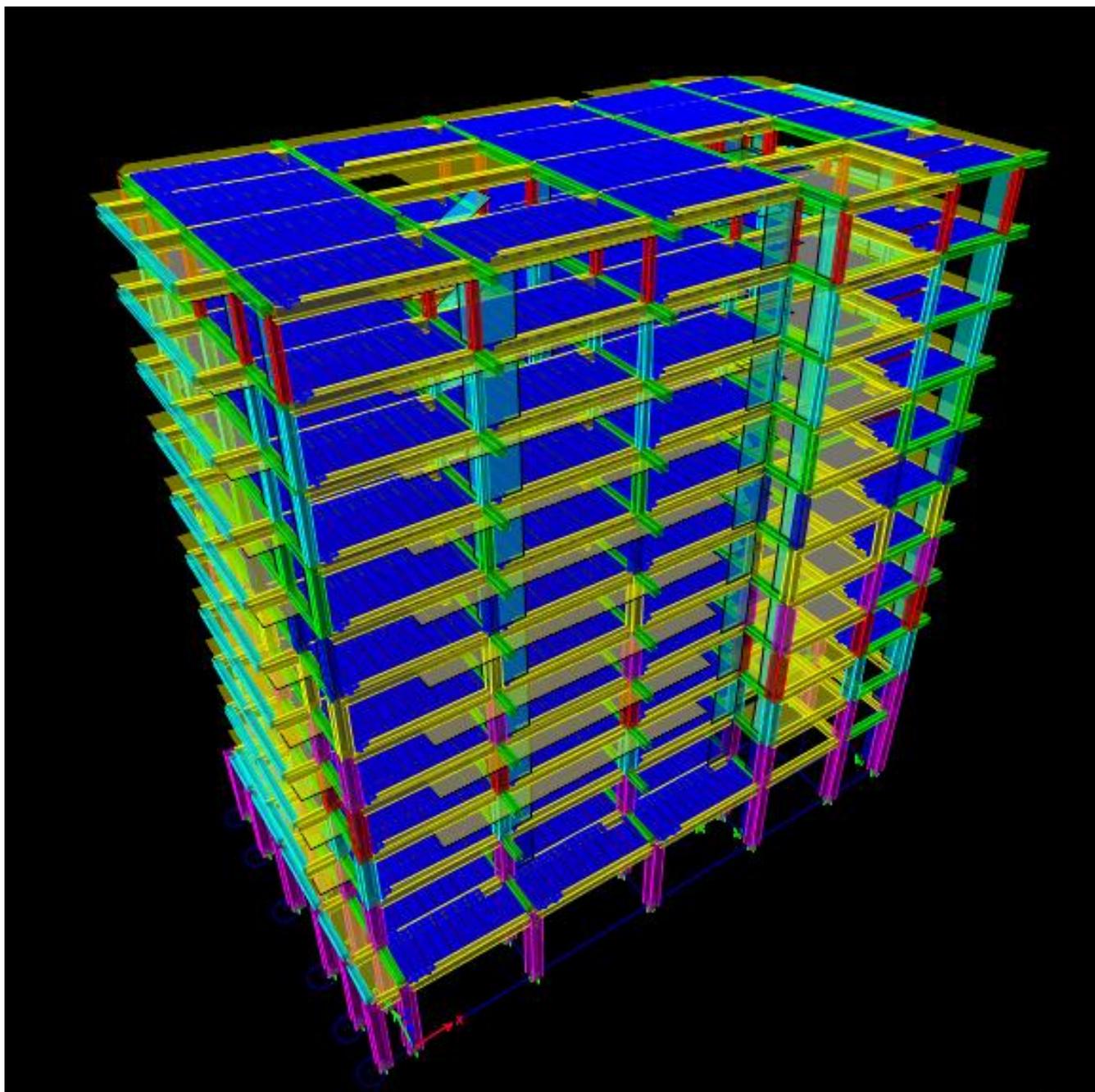


Figure III.1 Vu en 3D de la structure modélisée avec le logiciel **ETABS2016**

III.5.1Disposition des voiles de contreventement :

Plusieurs dispositions ont été testées afin d'aboutir à un meilleur comportement de la structures en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales et l'interaction (voile-portique).

On a abouti à la disposition suivante :

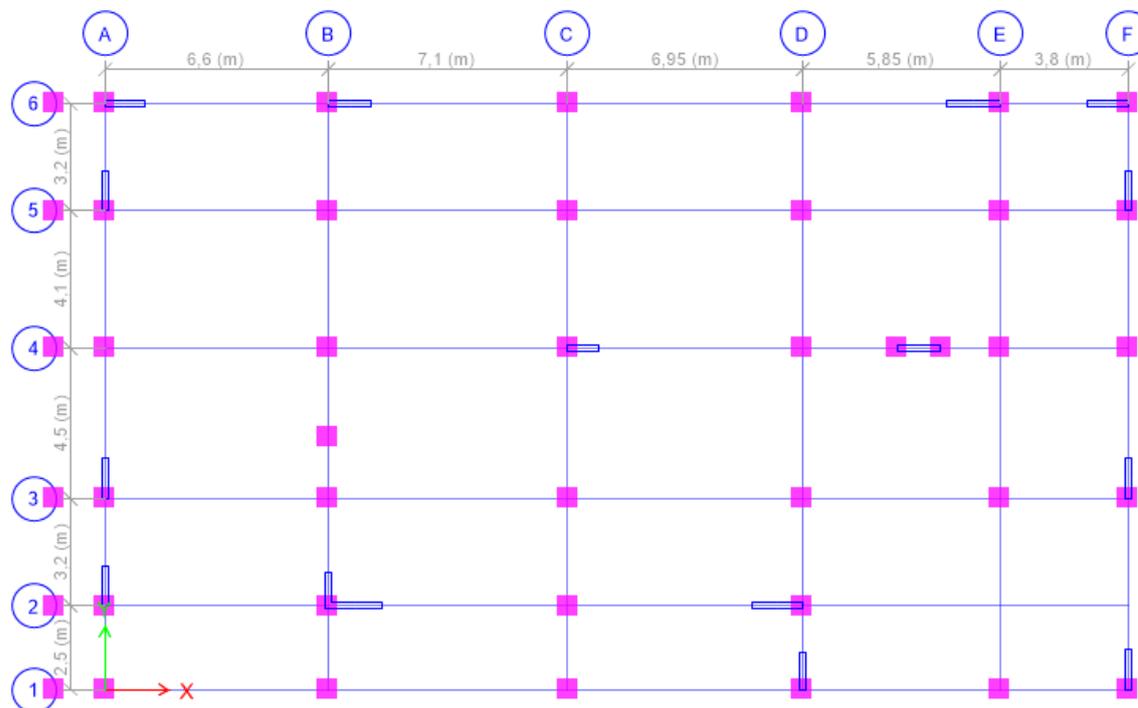


Figure III.2 Plans de disposition des voiles

III.5.2 Mode de vibration et taux de participation des masses :

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2. Période et taux de participation massique de la structure.

Modes	Période (sec)	la masse modale		cumulé de la masse modale	
		UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	1,291	0,0117	0,7613	0,0117	0,7613
2	1,131	0,574	0,0086	0,5857	0,7699
3	1,053	0,1795	0,0035	0,7652	0,7734
4	0,431	0,0011	0,1231	0,7662	0,8965
5	0,377	0,1037	0,0004	0,8699	0,8969
6	0,344	0,023	0,0013	0,8929	0,8981
7	0,228	0,0003	0,0438	0,8932	0,942
8	0,197	0,0404	2,105E-05	0,9336	0,942
9	0,179	0,0058	0,001	0,9394	0,9429
10	0,147	0,0002	0,0225	0,9396	0,9655
11	0,136	3,194E-05	0,0001	0,9396	0,9655

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe X atteint les 90% au bout du 8^{ème} mode, et selon l'axe Y au bout du 7^{ème} mode.

III.5.3 Les modes de vibrations :

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.

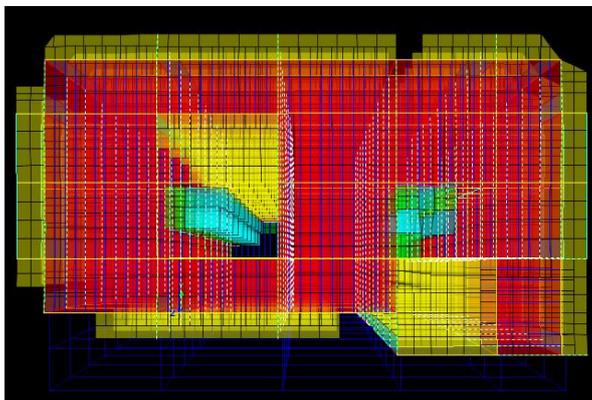


Figure III.3. Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe X-X

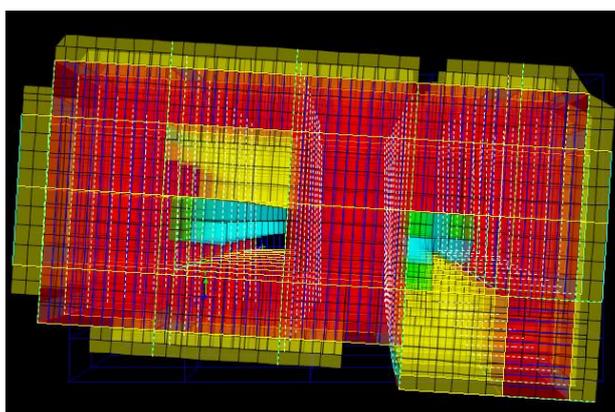


Figure III.4. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe X-X)

Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z

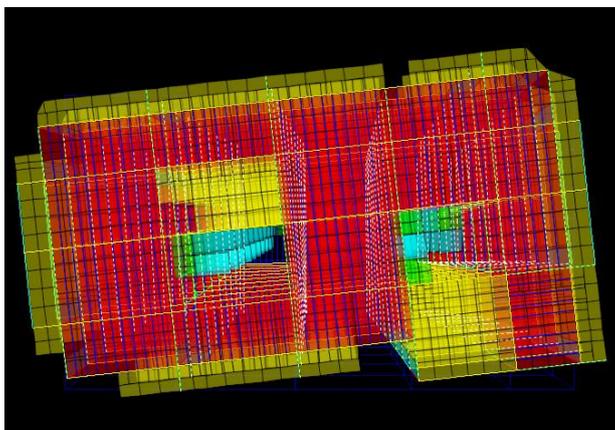


Figure III.5 Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z).

III.5.4 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :**III.5.4.1 Vérification de la résultante des forces sismiques :**

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le **RPA** prévoit de faire la vérification suivante : $V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$ **RPA99/2003 (Art 4.3.6)**

Avec : V_{dyn} : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modale)

Si $V_{dyn} \leq 0.8V_{st}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dont le rapport $0.8 \frac{V_{st}}{V_{dyn}}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Se ns	Vdynamique (KN)	0.8 Vstatique (KN)	Observation
X- X	1966,077	1870,38	vérifiée
Y- Y	1879,3974	1528,27	vérifiée

D'après le tableau III.3. l'effort dynamique a la base est vérifié dans les deux sens.

III.5.4.2 Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \text{ RPA99/2003 (Art 7.4.3.1)}$$

Tel que : N_d : l'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau III.4. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	v	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
RDC	60	60	3600	2659,0121	0,29544579	Vérifiée
Etages 1	60	60	3600	2330,9161	0,25899068	Vérifiée
Etages 2	60	55	3300	1976,5947	0,23958724	Vérifiée
Etages 3	55	55	3025	1739,6796	0,23004028	Vérifiée
Etages 4	55	50	2750	1505,7979	0,21902515	Vérifiée
Etages 5	50	45	2250	1275,767	0,22680302	Vérifiée
Etages 6	45	40	1800	1051,2879	0,23361953	Vérifiée
Etages 7	40	35	1400	832,5049	0,23785854	Vérifiée
Etages 8	35	30	1050	619,9751	0,23618099	Vérifiée
Etages 9	35	30	1050	413,3116	0,15745204	Vérifiée
Etages 10	30	30	900	208,8115	0,09280511	Vérifiée

III.5.4.3 Justification de l'interaction (voiles-portiques) :

Sous charges verticales : { Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.
Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

Sous charges horizontales : { Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.
Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Tableau III.5. Interaction sous charge verticale

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
RDC	52180,6357	12805,805	64986,4407	80,29	19,71	Vérifiée

Sous charges verticales : le portique reprend à l'RDC **80.29%** et les voiles **19.71 %** des charges.

Sous charges horizontales : les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.6. Interaction sous charge horizontal

niveau	Chargement horizontal (KN)				(% du chargement horizontal)			
	sens X-X		sens Y-Y		sens X-X		sens Y-Y	
	portiques	Voiles	Portiques	Voiles	%portiques	%voiles	% portiques	% voiles
10	217,047	144,5266	207,4462	138,1416	60,03	39,97	60,027	39,97
9	342,0118	303,1547	326,8913	289,7795	53,01	46,99	53,009	46,99
8	392,8725	469,6113	375,5132	448,9137	45,55	54,45	45,548	54,45
7	569,0871	471,9042	543,9546	451,1382	54,67	45,33	54,664	45,34
6	706,2371	491,925	675,0629	470,2986	58,94	41,06	58,939	41,06
5	824,9241	514,7327	788,5243	492,1174	61,58	38,42	61,573	38,43
4	946,8755	523,0072	905,1044	500,0379	64,42	35,58	64,414	35,59
3	984,3407	610,4654	940,9186	583,6401	61,72	38,28	61,717	38,28
2	1058,7708	659,1034	1012,0608	630,123	61,63	38,37	61,629	38,37
1	1110,6013	695,8428	1061,599	665,2297	61,48	38,52	61,477	38,52
RDC	733,048	1234,2494	700,6618	1179,901	37,26	62,74	37,258	62,74

Analyse des résultats :

NB : l'interaction sous charges verticales on a fait a la base le poids se cumule d'un niveau a l'autre ,il suffit de vérifier que le poids total du bâtiment est repris a plus de 80% par les portique , et horizontales est vérifiée pour tous les niveaux.

III.5.4.4. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à : (**RPA99/ version 2003 (Art 5.10)**)

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ avec } \delta = R\delta_{ek}$$

Tel que :

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA99/2003(Art 4.43)**.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau III.7. Vérification des déplacements relatifs

Niveaux	h_k (m)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)
RDC	4,08	0,000322	0,00161	0	0,00161	0,00032657	9,10E-05	0,000455	0	0,000455	9,22E-05
1	3,06	0,000455	0,002275	0,00161	0,000665	0,00021732	0,000148	0,00074	0,000455	0,000285	9,37E-05
2	3,06	0,00054	0,0027	0,002275	0,000425	0,00013889	0,000176	0,00088	0,00074	0,00014	4,52E-05
3	3,06	0,000622	0,00311	0,0027	0,00041	0,00013399	0,000183	0,000915	0,00088	3,5E-05	1,18E-05
4	3,06	0,000628	0,00314	0,00311	3E-05	9,8039E-06	0,000204	0,00102	0,000915	0,000105	3,14E-05
5	3,06	0,00067	0,00335	0,00314	0,00021	6,8627E-05	0,000221	0,001105	0,00102	0,000085	2,78E-05
6	3,06	0,000693	0,003465	0,00335	0,000115	3,7582E-05	0,000232	0,00116	0,001105	5,5E-05	1,74E-05
7	3,06	0,000694	0,00347	0,003465	5E-06	1,634E-06	0,000232	0,00116	0,00116	0	0
8	3,06	0,000709	0,003545	0,00347	0,000075	2,451E-05	0,00024	0,0012	0,00116	4E-05	1,30E-05
9	3,06	0,000717	0,003585	0,003545	4E-05	1,3072E-05	0,000244	0,00122	0,0012	2E-05	6,5E-06
10	3,06	0,000723	0,003615	0,003585	3E-05	9,8039E-06	0,000244	0,00122	0,00122	0	0

Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus dans le tableau, on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

III.5.4.5 justification vis à vis de l'effet P-Delta:

Selon le **RPA99/ version 2003 (Art 5.9)**, Les effets du 2^o ordre (où effet P - Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1)

h_k : hauteur de l'étage k

- Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$ les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$
- Si $\theta_k > 0.20$ la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III .8. Vérification de l'effet P-Δ

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
RDC	4,93	64986,44	0,000455	1966,08	0,00305	0,000455	1879,3974	0,00319
1	3,06	57070,43	0,00074	1913,10	0,00278	0,00074	1828,7695	0,00291
2	3,06	51862,04	0,00088	1831,73	0,00130	0,00088	1751,0065	0,00136
3	3,06	45768,80	0,000915	1707,99	0,00031	0,000915	1632,7459	0,00032
4	3,06	39741,81	0,00102	1573,25	0,00087	0,00102	1503,9421	0,00091
5	3,06	33782,57	0,001105	1432,51	0,00066	0,001105	1369,394	0,00069
6	3,06	27944,31	0,00116	1280,75	0,00039	0,00116	1224,2984	0,00041
7	3,06	22214,05	0,00116	1112,99	0	0,00116	1063,9048	0,00000
8	3,06	16578,77	0,0012	922,76	0,00023	0,0012	882,0322	0,00025
9	3,06	11025,39	0,00122	689,49	0,00010	0,00122	659,0269	0,00011
10	3,06	5472,00	0,00122	388,30	0	0,00122	371,1342	0

Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci- dessus, les efforts P-Δ peuvent être négligés.

III.6. Conclusion

Plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du RPA99/Version 2003 .

➤ **Dimensions finales des différents éléments**

- **les voiles :** $\left\{ \begin{array}{l} \text{RDC et 1er Etage} \quad e = 20 \text{ cm} \\ \text{les autres niveaux} \quad e = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$
- **les poutres:** $\left\{ \begin{array}{l} \text{poutres principale} \quad (30 \times 50) \text{ cm}^2 \\ \text{poutres secondaires} \quad (30 \times 35) \text{ cm}^2 \end{array} \right.$
- **les poteaux**

RDC et étage 1	$(60 \times 60) \text{ cm}^2$
Etage 2	$(60 \times 55) \text{ cm}^2$
Etage 3	$(55 \times 55) \text{ cm}^2$
Etage 4	$(55 \times 50) \text{ cm}^2$
Etage 5	$(50 \times 45) \text{ cm}^2$
Etage 6	$(45 \times 40) \text{ cm}^2$
Etage 7	$(40 \times 35) \text{ cm}^2$
Etage 8 et 9	$(35 \times 30) \text{ cm}^2$
Etage 10	$(30 \times 30) \text{ cm}^2$

IV.1 Introduction :

Une construction résiste aux charges gravitaires et sismique grâce à ses éléments porteurs principaux, constitués de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Pour cela, ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrailés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les différentes sollicitations qui seront utilisé pour le ferrailage et qui sont tirées de l'analyse statique et sismique de la structure réalisée par le logiciel ETABS 2016.

IV.2. Etude des poutres :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel ETABS 2016, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA 99/2003** qui sont :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \\ G + Q \end{cases} \quad \text{RPA99/VERSION 2003 (art.5.2.)}$$

IV.2.1. Recommandation du RPA99/Version 2003

IV.2.1.1. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1) :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de $\begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$
- La longueur minimale des recouvrements est de **40Ø En zone II.a**

IV.2.1.2. Armatures transversales (Art 7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_{min} = 0.003 \times st \times b$

Avec :

$$\begin{cases} st \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi^{min}\right) \text{ en zone nodale.} \\ st \leq \frac{h}{2} \text{ en dehors de la zone nodale.} \end{cases}$$

IV.2.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel **ETABS 2016**.

Tableau IV.1 Ferrailage des poutres principales (30×50) non associées aux voiles.

Niveaux	localisation	Comb	M (KN.m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ²)	N ^{bre} de barres
RDC	Travée	ELU	135,58	7,89	7,5	8,01	3HA12+3HA14
	Appui	ELU	-186,87	12,7		13,86	3HA14+3HA20
Etages 1,2,3,4,5,6,7 et 8	Travée	ELU	112,90	7,29		9,24	3HA14+2HA14
	Appui	ELUA	-169,44	9,62		10,65	3HA14+3HA16
Etages 9 et	Travée	ELU	122,70	7,77		8,01	3HA14+3HA12

10	Appui	ELUA	-147,82	8,30		8,64	3HA14+2HA16
----	-------	------	---------	------	--	------	-------------

Tableau IV.2 Ferrailage des poutres principales (30×50) associées aux voiles.

Niveaux	localisation	Comb	M (KN.m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ²)	N ^{bre} de barres
RDC	Travée	ELUA	129,86	7,23	7,5	9,11	3HA16+2HA14
	Appui	ELU	-209,59	12,50		12,91	3HA14+2HA20+1HA16
Etages 1,2,3,4,5,6,7 et 8	Travée	ELUA	128,54	7,15		7,7	3HA14+2HA14
	Appui	ELUA	-175,33	9,68		9,71	4HA14+4HA12
Etages 9 et 10	Travée	ELU	91,84	5,85		7,7	3HA14+2HA14
	Appui	ELUA	-165,11	9,35		9,71	3HA14+2HA12+1HA16

Tableau IV.3 Ferrailage des poutres secondaires (30×35) non associées aux voiles.

Niveaux	localisation	Comb	M (KN.m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ²)	N ^{bre} de barres
RDC	Travée	ELUA	20,98	1,64	5,25	6,16	4HA14
	Appui	ELUA	-36,32	2,88		6,16	4HA14
Etages 1,2,3,4,5,6,7 et 8	Travée	ELUA	32,66	2,59		6,16	4HA14
	Appui	ELUA	-48,78	3,92		6,16	4HA14
Etages 9 et 10	Travée	ELUA	25,60	2,01		6,16	4HA14
	Appui	ELUA	-46,81	3,76		6,16	4HA14

Tableau IV.4 Ferrailage des poutres secondaires (30×35) associées aux voiles.

Niveaux	localisation	Comb	M (KN.m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ²)	N ^{bre} de barres
RDC	Travée	ELUA	19,99	1,57	5,25	6,16	4HA14
	Appui	ELUA	-43,11	3,44		6,16	4HA14
Etages 1,2,3,4,5,6,7 et 8	Travée	ELUA	34	2,69		6,16	4HA14
	Appui	ELUA	-48,94	3,93		6,16	4HA14
Etages 9 et 10	Travée	ELU	31,85	2,92		6,16	4HA14
	Appui	ELU	-53,72	5,07		6,16	4HA14

IV.2.3 Les armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) = \min(1,2 ; 1,43 ; 3)$$

Soit $\phi t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1 étrier)

✓ **Calcul des espacements St**

- zone nodale : $st \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi^{min}\right) = \begin{cases} \text{poutres principales} & st = 10 \text{ cm} \\ \text{poutres secondaires} & st = 8 \text{ cm} \end{cases}$
- Zone courante : $st \leq \frac{h}{2} = 25 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} \text{poutres principales} & st = 15 \text{ cm} \\ \text{poutres secondaires} & st = 15 \text{ cm} \end{cases}$

✓ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

On a : $A_{min} = 0.003 \times st \times b = 1.35 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots$ Vérifiée

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

IV.2.4 Vérifications nécessaires :

✓ **Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales :**

- $\begin{cases} \text{poutres principales} & A_{max} = 4\% b \times h = 0.04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2 \\ \text{poutres secondaires} & A_{max} = 4\% b \times h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \end{cases}$ Zone courante
- $\begin{cases} \text{poutres principales} & A_{max} = 6\% b \times h = 0.06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2 \\ \text{poutres secondaires} & A_{max} = 6\% b \times h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \end{cases}$ zone de recouvrement

➤ **Vérification à l'ELU**

- **Contrainte tangentielle maximale :**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_{bu}} = 3.33 \text{ MPa}$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront surement.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau IV.5 Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (KN)			Observation
Principales	198.26	1,39	3.33	Vérifiée
Secondaires	67,56	0,69	3.33	Vérifiée

➤ **Vérification à l'ELS :**

- **Etat limite de compression du béton**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s' \text{ avec } A_s' = 0$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15 \times A_s \times (d - y)^2$$

Le tableau suivant résume les vérifications de contraintes de compression :

Tableau IV.6 Vérification de l'état limite de compression.

Poutres	Local	M_{max}^{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm ²)		(MPa)	Observation
Principales	Travée	97,40	9,11	173103,89	16,69	9,39	15	Vérifiée
	Appui	-147,9	13,86	241056,23	19,82	12,16	15	Vérifiée
Secondaires	Travée	24,45	6,16	60071,18	11,84	4,82	15	Vérifiée
	Appui	-39,11	6,16	60071,18	11,84	7,70	15	Vérifiée

• **Etat limite de déformation :**

Etat limite de déformation d'après le **BAEL 91** et **CBA 93** la vérification à l'flèche est inutile si :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Tableau IV.7 Vérification de l'état limite de déformation.

Poutre	h_t (cm)	B	L (m)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Principale	50	30	7,1	9,11	0.07 > 0.06	0.07 > 0,055	0.0064 ≤ 0.01
Secondaire	35	30	2,65	6,16	0.13 > 0.06	0.13 > 0.06	0.0063 ≤ 0.01

Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Schéma de ferrailage :**

Les schémas de ferrailage sont présentés dans l'annexe (4).

IV.3. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables résultantes des combinaisons de calcul préconisées par les règlements en vigueur, à savoir :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \\ G + Q \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum obtenu avec les différentes sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N_{max} \rightarrow M_{corr} \\ M_{max} \rightarrow N_{corr} \\ N_{min} \rightarrow M_{corr} \end{cases}$$

IV.3.1. Recommandation du RPA99/Version2003

IV.3.1.1. Armatures longitudinales (Art 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

- ✓ $A_{min} = 0.9 \% (b_1 * h_1)$
- ✓ $A_{max} = 4 \% (b_1 * h_1)$
- ✓ $A_{max} = 6 \% (b_1 * h_1)$
- ✓ $\Phi_{min} = 12 \text{ mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- ✓ La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 50Φ .
- ✓ L'espace (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales. La zone nodale (figure IV.1) est définie par l' et h' tel que :

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right) \end{cases}$$

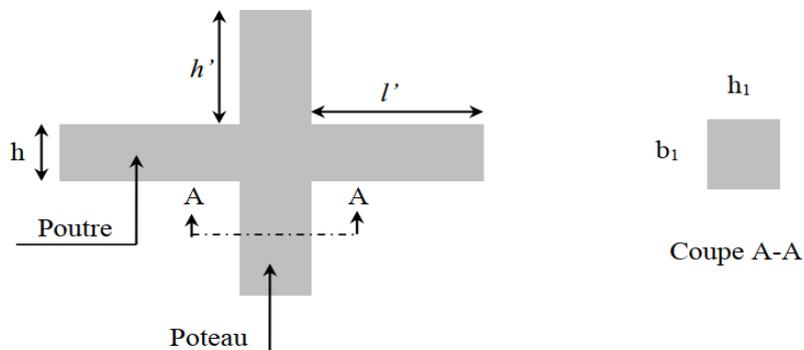


Figure IV.1. Zone nodale

IV.3.1.2. Armatures transversales (Art 7.4.2.2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : l'effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

t : espacement entre les armatures transversales. Il est limité à :

$t \leq 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

$t \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10 \varnothing_l^{\min}\right)$ en dehors de la zone nodale.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant. Il est pris égal à :

✓ 2.5 si $\lambda_g \geq 5$

✓ 3.75 si $\lambda_g < 5$

Avec $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$ l'élançement géométrique et **a** et **b**, les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de calcul considérée.

La quantité d'armatures transversales minimale :

$$A_t^{\min} = \begin{cases} 0.3\% (b_1 * t) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% (b_1 * t) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpoler linéairement les valeurs précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

IV.3.2. Les sollicitations maximales :

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel ETABS 2016. Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.9 Sollicitations dans les différents poteaux

Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		Com b	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		Comb	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		comb	V (KN)
	N (KN)	(KN.m)		N (KN)	(KN.m)		(KN.m)	N (KN)		
RDC	3640,03	3,61	ELU	-191,71	22,05	ELUA	125,59	275,12	ELUA	53,33
Etages 1	3176,86	36,16	ELU	13,51	3,41	ELUA	81,61	1203,5	ELUA	255,56
Etages 2	2701,13	15,13	ELU	76,26	7,14	ELUA	130,77	1357,18	ELUA	240,93
Etages 3	2377,11	27,61	ELU	102,88	7,18	ELUA	118,80	1144,44	ELUA	234,34
Etages 4	2057,35	21,10	ELU	108,26	6,54	ELUA	117,08	943,92	ELUA	225,31
Etages 5	1742,95	20,15	ELU	95,46	4,4	ELUA	100,33	850,25	ELUA	208,91
Etages 6	1436,08	17,76	ELU	78,70	2,8	ELUA	91,28	709,66	ELUA	191,85
Etages 7	1136,89	14,79	ELU	62,21	1,77	ELUA	77,73	569,76	ELUA	171,55
Etages 8	846,11	10,43	ELU	46,07	1,21	ELUA	57,60	428,83	ELUA	138,48
Etages 9	563,32	10,75	ELU	13,63	1,26	ELUA	62,16	287,17	ELUA	127,07
Etages 10	283,44	9,15	ELU	-16	1,41	ELUA	43,79	141,25	ELUA	106,77

IV.3.3. Calcul du ferrailage

IV.3.3.1. Ferrailage longitudinal

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Exemple de calcul de ferrailage

Données : $M_{max} = 125,59 \text{ KN.m}$ et $N_{corr} = 275,12 \text{ KN}$

$b = 60 \text{ cm}$; $h = 60 \text{ cm}$; $d = 57 \text{ cm}$

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 125,59 + 275,12 \times \left(0,57 - \frac{0,6}{2}\right) = 199,87 \text{ KN.m}$$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.456 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.30\text{m} \rightarrow N$ est un effort de compression et le centre de pression est à l'extérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{199,87 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.57^2 \times 18.48} = 0.055; \alpha = 0.71 ; z = 0.55 \rightarrow A_1 = 9,085 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} - \frac{N_u}{f_{st}} = 2,21 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

Tableau IV.10 Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Type de section	Acal (cm ²)	A _{choisi} /f _{ac} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres
RDC et 1 Etage	60 × 60	S.E.C	2,21	/	28,8	30,29	12HA16+4HA14
Etages 2 ET 3	60 × 55	S.E.C	0	/	26,4	28,4	8HA16+8HA14
Etages 4 et 5	55 × 50	S.E.C	0	/	22	24,63	16HA14
Etages 6 et 7	45 × 40	S.E.C	0	/	14,4	18,08	12HA12
Etages 8,9 ET 10	35 × 30	S.E.C	0	/	8,4	9,04	8HA12

IV.3.3.2. Ferrailage transversal

a. Vérification des contraintes de cisaillements

Selon le **RPA99/V2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$

$$\text{Avec } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

✓ **Exemple de calcul (RDC)**

On a : $V_u = 255,56 \text{ KN}$, $d = 57 \text{ cm}$, $\lambda_g = 4.2 < 5 \rightarrow \rho_d = 0.04$

$$\rightarrow \tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{202.88 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.53} = 0.695 \text{ MPa} < \overline{\tau_{bu}} = 1 \text{ MPa} \rightarrow \text{pas risque de rupture par cisaillement}$$

Les autres résultats de calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV.11 Vérification des contraintes de cisaillement

Niveaux	Section (cm ²)	I _f (cm)	λ _g	ρ _d	D (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Obs
RDC	60 × 60	331.1	5.51	0.075	58	53.33	0.15	1	Vérifiée
Etage 1	60 × 60	200.2	3.34	0.04	58	255.56	0.73	1	Vérifiée
Etages 2 ET 3	60 × 55	200.2	3.34	0.04	58	240.93	0.69	1	Vérifiée
Etages 4 et 5	55 × 50	200.2	4	0.04	52	225.31	0.78	1	Vérifiée

Etages 6 et 7	45 × 40	200.2	5	0.075	43	191.85	0.99	1	Vérifiée
Etages 8,9 ET 10	35 × 30	200.2	6.67	0.075	33	138.48	1.19	1.875	Vérifiée

b. Calcul des armatures transversales

$$A_t = \frac{\rho \times V_u \times t}{h_1 \times f_e}$$

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV.12 Ferrailage transversal des poteaux

Niveaux	RDC	Etages 1	Etages 2 et 3	Etages 4 et 5	Etages 6 et 7	Etages 8,9 et 10
Section	60 × 60	60 × 60	60 × 55	55 × 50	45 × 40	35 × 30
ϕ_l^{min} (cm)	1.4	1.4	1.4	1.4	1.2	1.2
l_f (cm)	331.1	200.2	200.2	200.2	200.2	200.2
λ_g	5.51	3.34	3.34	4	5	6.67
V (KN)	53.33	255.56	240.93	255.31	191.85	138.41
t_{znodal} (cm)	10	10	10	10	10	10
$t_{z.courante}$ (cm)	15	15	15	15	10	10
ρ	2.5	3.75	3.75	3.75	2.5	2.5
A_t (cm ²)	1.2	5.98	5.64	6.51	3.99	2.1
A_t^{min} (cm ²)	2.7	3.44	4.58	5.88	4.00	1.05
A_t^{adop} (cm ²)	7HA8=3,52	8HA8 = 4,02	12HA8 = 6.03	13HA8 = 6,53	8HA8 = 4,02	6HA8 = 3.01

IV.3.4. Vérifications nécessaires :

IV.3.4.1 Vérification au flambement :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93 (Art B.8.2.1)** nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{calc} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{\left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre 2 (page 12).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.13 Vérification au flambement des différents poteaux

Niveau x	h (cm)	b (cm)	l_f (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m)	N_u (KN)	N_d (KN)	Observation
RDC	60	60	3,33 1	19,2 3	0,82 6	30,2 9	0,336 4	6015,9 1	2559,0 1	Vérifiée
Etage 1	60	60	2,00 2	11,5 6	0,81 7	30,2 9	0,336 4	5950,3 7	2330,9 1	Vérifiée

Etages 2 ET 3	60	55	2.00 2	11,5 6	0.81 4	28,4	0.307 4	5437,8 6	1977,5 9	Vérifiée
Etages 4 et 5	55	50	2.00 2	12,6 1	0.81 8	24,6 3	0,254 4	4554,4 6	1505,7 9	Vérifiée
Etages 6 et 7	45	40	2.00 2	15,4 1	0.82	18,0 8	0,163 4	2996,9 3	1051,2 8	Vérifiée
Etages 8,9 ET 10	35	30	2.00 2	19,8 1	0.82 2	9,04	0.092 4	1664,9 9	619,97 5	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc y a pas de risque de flambement.

IV.3.4.2 Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

Les sollicitations maximales obtenues à l'ELS sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.14 Les sollicitations maximales à l'ELS

Niveaux	$N_{ser}(KN)$	$M_{ser}(KN)$	Type de section
RDC	2637,71	47,53	S.E.C
Etage 1	2308,41	123,01	S.E.C
Etages 2 ET 3	1961,11	69,93	S.E.C
Etages 4 et 5	1493,83	69,97	S.E.C
Etages 6 et 7	1043,11	61,67	S.E.C
Etages 8,9 ET 10	615,31	43,84	S.E.C

Cas d'une section entièrement comprimé la vérification des contraintes ça sera comme suit :

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times V \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times V' \leq \overline{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec :

$$S = b \times h + 15(A + A') : \text{section homogénéisée}$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} \times (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

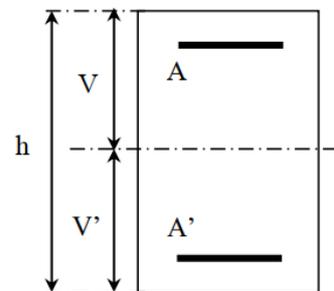


Figure IV.2. Section d'un poteau

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} \times 15(A' d' + Ad)}{B + 15(A + A')} \quad V' = h - V$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.15 Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	RDC	Etages 1	Etages 2 et 3	Etages 4 et 5	Etages 6 et 7	Etages 8 ,9et 10
Section	60 × 60	60 × 60	60 × 55	55 × 50	45 × 40	35 × 30
d (cm)	57,5	57,5	57,5	52,5	42,5	32,5
A (cm ²)	9,58	9,58	9,11	7,7	4,52	3,39
V (cm)	30	30	30	27,5	22,5	17,5
V' (cm)	30	30	30	27,5	22,5	17,5
$I_{yy'}$ (m ⁴)	0.012	0.012	0.011	0.007	0.0033	0.0011
N_{ser} (MN)	2,63	2,30	1,96	1,49	1,04	0,61
M_{ser} (MN.m)	0,047	0,12	0,069	0,069	0,061	0,043
M_{serG} (MN.m)	0,047	0,12	0,069	0,069	0,061	0,043
S (m ²)	0,37	0,37	0,34	0,29	0,18	0,11
σ_{bc1} (MPa)	8,28	9,21	7,64	7,84	9,93	12,38
σ_{bc2} (MPa)	5,93	3,21	3,88	2,42	1,61	-1,29
$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observations	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

IV.3.5. Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastique dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA exige que :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

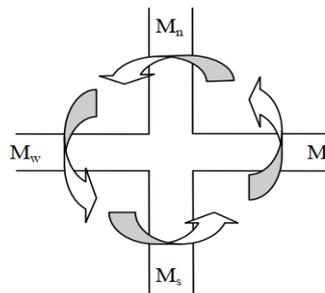


Figure IV.3. Moments résistants

➤ Détermination du moment résistant dans les poteaux et poutres :

Le moment résistant (M_r) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_r = Z \times A_s \times f_{st} \text{ avec } : Z = h - (2 * d') \text{ (} h : \text{ hauteur totale de la section du béton).}$$

Tableau IV.16 Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A_s (cm ²)	f_{st} (MPa)	Mr (KN.m)
RDC	60	0.55	4HA16+1HA14=9,58	400	210,76
Etage 1	60	0.55	4HA16+1HA14=9,58	400	210,76
Etages 2 ET 3	60	0.55	3HA16+2HA14=9,11	400	200,4
Etages 4 et 5	55	0.50	5HA14=7,70	400	154
Etages 6 et 7	45	0.40	4HA12=4,52	400	72,32
Etages 8,9 ET 10	35	0.30	3HA12=3,39	400	40,68

Tableau IV.17 Moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	h (m)	z (m ²)	As (cm ²)	σ_s (MPa)	M_R (KN.m)
RDC	0.50	0.45	13,86	400	249,4
Etages 1,2,3,4 ,5 ,6,7 et 8	0.50	0.45	8,01	348	125,44
Etages 9 et 10	0.50	0.45	8,01	348	125,44

Tableau IV.18 Moments résistants dans les poutres secondaires

Niveaux	h (m)	z (m ²)	As (cm ²)	σ_s (MPa)	M_R (KN.m)
RDC	0.35	0,30	6,16	400	73,92
Etages 1,2,3,4 ,5 ,6,7 et 8	0.35	0,30	6,16	400	73,92
Etages 9 et 10	0.35	0,30	6,16	400	73,92

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulées dans les tableaux suivant :

Tableau IV.19 Vérification des zones nodales selon le sens principale

Niveau x	Poutres principales						Observation
	M_n (K N.m)	M_s (K N.m)	M_n+M_s (KN.m)	M_w (K N.m)	M_e (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	
RDC	421,52	210,76	632,28	249,4	249,4	623,5	vérifiée
Etages 1	411,16	210,76	621,92	125,44	125,44	313,6	vérifiée
Etages 2	400,8	200,4	601,2	125,44	125,44	313,6	vérifiée
Etages 3	354,4	200,4	554,8	125,44	125,44	313,6	vérifiée
Etages 4	308	154	462	125,44	125,44	313,6	vérifiée
Etages 5	226,32	154	380,32	125,44	125,44	313,6	vérifiée
Etages 6	144,64	72,32	216,96	125,44	125,44	313,6	Non vérifiée
Etages 7	113	72,32	185,32	125,44	125,44	313,6	Non vérifiée
Etages 8	81,36	40,68	122,04	125,44	125,44	313,6	Non vérifiée
Etages 9	81,36	40,68	122,04	125,44	125,44	313,6	Non vérifiée
Etages 10	40,68	40,68	81,36	125,44	125,44	313,6	Non vérifiée

Tableau IV.20 Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveaux	Poutres secondaire						Observation
	M_n (KN.m)	M_s (K N.m)	M_n+M_s (KN.m)	M_w (K N.m)	M_e (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	
RDC	421,52	210,76	632,28	73,92	73,92	184,8	Vérifiée
Etages 1	411,16	210,76	621,92	73,92	73,92	184,8	Vérifiée
Etages 2	400,8	200,4	601,2	73,92	73,92	184,8	Vérifiée
Etages 3	354,4	200,4	554,8	73,92	73,92	184,8	Vérifiée
Etages 4	308	154	462	73,92	73,92	184,8	Vérifiée
Etages 5	226,32	154	380,32	73,92	73,92	184,8	Vérifiée
Etages 6	144,64	72,32	216,96	73,92	73,92	184,8	Vérifiée
Etages 7	113	72,32	185,32	73,92	73,92	184,8	vérifiée
Etages 8	81,36	40,68	122,04	73,92	73,92	184,8	Non vérifiée
Etages 9	81,36	40,68	122,04	73,92	73,92	184,8	Non vérifiée
Etages 10	40,68	40,68	81,36	73,92	73,92	184,8	Non vérifiée

Remarque : La zone nodale selon le sens secondaire ne vérifie pas dans les trois étages 5,6,7,8,9. et 10, donc on ajoute la section des armatures de recouvrement dans les deux sens

Sens principal

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_E	M_W	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
Etage6	315,65	144,65	460,3	125,44	125,44	313,6	Vérifiée
Etage7	226,01	144,65	370,66	125,44	125,44	313,6	Vérifiée
Etage8	162,72	81,36	244,08	125,44	125,44	313,6	Non vérifiée
Etage9	162,72	81,36	244,08	125,44	125,44	313,6	Non vérifiée
Etage10	81,36	81,36	162,72	125,44	125,44	313,6	Non vérifiée

Sens secondaire

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_E	M_W	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
Etage8	162,72	81,36	244,08	73,92	73,92	184,8	Vérifiée
Etage9	162,72	81,36	244,08	73,92	73,92	184,8	Vérifiée
Etage10	81,36	81,36	162,72	73,92	73,92	184,8	Non vérifié

➤ Schémas de ferrailage des poteaux :

Les schémas de ferrailage sont représentés dans l'annexe (6)

IV.4. Etude des voiles :

IV..4.1. Définition :

Le **RPA99 version 2003 (Art.3.4.A.1.a)** exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 11 m de hauteur en zone III.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leurs bases, 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 vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{array} \right.$$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{max} \rightarrow N_{corres} \\ N_{max} \rightarrow M_{corres} \\ M_{min} \rightarrow M_{corres} \end{array} \right.$$

IV.4.2. Recommandation du RPA :✓ **Armatures verticales :**

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être prise en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que $A_{min} = 0.2 \times L_t \times e$. Avec L_t : longueur de la zone tendue.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

✓ **Les armatures horizontales :**

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_L$.

✓ **Règles communes (armatures verticales et horizontales) :**

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :
{Globalement dans la section du voile 0,15 %
{En zone courante 0,10 %
- L'espacement des barres horizontales et verticales est : $St \leq \min(1,5e ; 30\text{cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 1. 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
 2. 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1.1 \times \frac{V}{f_e} \text{ Avec } V = 1.4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

• **Sollicitations dans les voiles**

Les sollicitations dans les voiles sont tirées directement du modèle. Nous présentons les résultats pour un seul voile dans chaque sens (vu le nombre important de voiles disposés). Les sollicitations dans les autres voiles sont présentées en annexe 5

Tableau IV.21 Sollicitations maximales dans le voile Vx7

Etage	$N_{max} < M_{cor}$		$M_{max} < N_{cor}$		$N_{min} < M_{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	1703,89	639,45	639,45	1703,89	212,72	600,56	169,86
Etage 1	1367,79	37,22	268,61	1196,61	447,41	227,31	112,27
Etage 2,3,4,5,6,7 et 8	1224,45	55,42	208,76	988,60	466,78	154,34	127,20
Etage 9 et 10	409,68	84,96	107,61	391,97	64,57	5,78	85,84

Tableau IV.22 Sollicitations maximales dans le voile Vy8

Etage	$N_{max} < M_{cor}$		$M_{max} < N_{cor}$		$N_{min} < M_{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	918,89	39,08	150,25	478,31	258,09	139,06	52,25
Etage 1	808,40	10,34	34,82	711,88	272,31	22,33	15,28
Etage 2,3,4,5,6,7 et 8	720,14	20,49	49,88	378,72	155,16	35,8	33,72
9 et 10 terrasse	264,08	52,53	75,53	115,05	51,67	48,74	58,51

IV.4.3. Calcul de ferrailage :

Nous présentons ici un exemple de calcul de ferrailage pour le voile Vx7. Les autres voiles sont calculés de la même manière.

✓ Exemple de calcul

Donnée : $L = 1.6 \text{ m}$; $e = 0.2 \text{ m}$; $d = 1.55 \text{ m}$; $d' = 0.05 \text{ m}$.

a. Calcul sous N_{max} et M_{cor} même calculé pour M_{max} et N_{corr}

$e_G = \frac{M}{N} = \frac{639,45}{1703,89} = 0.375 < \frac{L}{2} = 0,8 \text{ m} \rightarrow$ N Effort de compression et c le centre de pression est à l'intérieur de la section. Donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$\text{On a : } M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 639,45 \times 10^{-3} + 1703,89 \times 10^{-3} \left(1.55 - \frac{1.6}{2} \right)$$

$$\rightarrow M_{UA} = 1,91 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{ua} = 1703,89 \times 10^{-3} \times (1,35 - 0,05) - 1,91 = 0,30$$

$$(0,337h - 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = (0,337 \times 1,6 - 0,81 \times 0,05) \times 0,2 \times 1,6 \times 18,48 = 2,95$$

Donc $0,30 < 2,95 \rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,91}{0,2 \times 1,55^2 \times 18,48} = 0,215 < \mu_l = 0,372 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,306 ; z = 1,36 \text{ m} \rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = 35,11 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 35,11 \times 10^{-4} - \frac{1,70389}{400} \rightarrow \text{soit } A_s = -7,48 \text{ cm}^2$$

➤ **Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :**

On a :

$$\begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

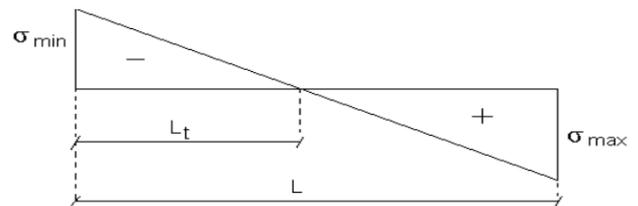


Figure IV.4. Schémas des contraintes.

avec :

l_t : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile)

l_c : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile)

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times V$$

l_c : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile)

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times V = \frac{1703,89 \times 10^{-3}}{0,32} + \frac{639,45 \times 10^{-3}}{0,06826} \times 0,8 = 12,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times V = \frac{1703,89 \times 10^{-3}}{0,32} - \frac{639,45 \times 10^{-3}}{0,06826} \times 0,8 = -2,17 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} l_t = \frac{2,17 \times 1,6}{12,81 + 2,17} = 0,231 \text{ m} \\ l_c = 1,6 - 2 \times 0,231 = 1,138 \text{ m} \end{cases}$$

b. Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$e_G = \frac{M}{N} = \frac{600,56}{212,72} = 2,82 > \frac{l}{2} = 0,7 \text{ m} \rightarrow$ N Effort de compression et c le centre de pression est à l'extérieur de la section. Donc la section est partiellement comprimée

$$\text{On a : } M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 600,56 \times 10^{-3} + 212,72 \times 10^{-3} \left(1,55 - \frac{1,6}{2} \right)$$

$$\rightarrow M_{UA} = 0,76 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,76}{0,2 \times 1,55^2 \times 18,48} = 0,086 < \mu_l = 0,372 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,112 ; z = 1,48 \text{ m} \rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = 12,83 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 10,14 \times 10^{-4} - \frac{212,72 \times 10^{-3}}{400} \rightarrow \text{soit } A_s = 7,52 \text{ cm}^2$$

➤ Détermination des longueurs (tendue et comprimée)

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times V = \frac{212,72 \times 10^{-3}}{0,32} + \frac{600,56 \times 10^{-3}}{0,06826} \times 0,8 = 7,70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times V = \frac{212,72 \times 10^{-3}}{0,32} - \frac{600,35 \times 10^{-3}}{0,06826} \times 0,8 = -6,37 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} l_t = \frac{6,37 \times 1,6}{14,07} = 0,724 \text{ m} \\ l_c = 1,6 - 2 \times 0,905 = 0,151 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\text{On a } A_{min} = 0,15\% \times b \times h = 4,8 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile VX7

$$A^{max} = 7,52 \text{ cm}^2$$

✓ Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min}^{Z.t} = 0,2\%(e \times l_t) = 0,2\%(0,2 \times 0,23) = 0,92 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^{Z.c} = 0,1\%(e \times l_c) = 0,1\%(0,2 \times 1,14) = 2,28 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

✓ Armatures minimales dans tout le voile :

$$\text{Selon le RPA99/V2003, on a : } A_{min} = 0,15\%(0,2 \times 1,6) = 4,8 \text{ cm}^2$$

✓ Espacement des barres verticales :

$$st \leq \min(1,5e ; 30 \text{ cm}) \rightarrow st \leq 20 \text{ cm}$$

✓ Armatures horizontales :

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante : $\frac{A_h}{b_0 \times st} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})}{0.9 \times f_e}$

Avec : $k = 0$ par ce que il y a reprise de bétonnage a chaque niveau

$$D'où : A_h \geq \frac{\gamma_s \times \tau_u \times b_0 \times st}{0.9 \times f_e} ; \quad \tau_u = \frac{1.4 V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 169.86 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.55} = 0,77 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa}$ Pas de risque de rupture par cisaillement

$$Donc : A_h = \frac{1 \times 0,77 \times 0,2 \times 0,2}{0,9 \times 400} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 2HA12 par section chaque 20 cm.

Soit 5HA12/ml

Tableau IV.23 Ferrailage du voile Vx7

Section	RDC	Etage 1	Etage 2,3,4,5,6,7,8	Etage 9 et 10
L (m)	1.6	1.6	1.6	1.6
e (m)	0.2	0,20	0.15	0.15
N (KN)	1703,89	1367,79	1224,45	409,68
M (KN.m)	639,45	268,61	208,76	107,61
d (m)	1.55	1.55	1.55	1.55
V (KN)	169,86	112,47	127,47	85,84
τ_u (MPa)	0,77	0,51	0,76	0,52
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	-7,32	-11,52	-11,02	-3,39
A^{min} (cm ²)	4,8	4,8	3,6	3,6
I (m ⁴)	0.068	0.068	0.051	0.051
V (m)	0.8	0.8	0.8	0.8
σ_1 (MPa)	-2,17	0,25	-0,21	-0,66
σ_2 (MPa)	12,82	6,58	6,33	2,61
l_t (m)	0,23	0.058	0.051	0,32
l_c (m)	1,13	1,48	1,50	0,95
$A_{min}^{z.t}$ (cm ²)	0,92	0,17	0,153	0,96
$A_{min}^{z.c}$ (cm ²)	2,26	2,22	2,25	1,425
$A_{v/face}^{adopté}$ (cm ²)	6HA12	6HA12	6HA10	6HA10
S_t (m)	0.2	0.2	0.2	0.2
A_h^{cal} (cm ²)	0,85	0,56	0,63	0,43
A_h^{min} (cm ²)	3,2	3,2	2,4	2,4
$A_h^{adopté}$ (cm ²)	3HA12	3HA12	4HA10	4HA10

➤ **Schéma de ferrailage :**

Les schémas de ferrailage sont présentés dans l'annexe (4).

V.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 : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc une partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

V.2. Choix de type des fondations

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ L'importance de l'ouvrage.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ La profondeur de bon sol

Donc : Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1,8 bars à une profondeur de 4 m.

D'après le RPA99/2003 (article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes : $G+Q\pm E$; $0.8G\pm E$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 et CBA : $1.35G+1.5Q$; $G+Q$

Pour le choix du type de fondation pour notre ouvrage on doit vérifier dans l'ordre suivant :

- Les semelles isolées ;
- Les semelles filantes ;
- Le radier général.

Et enfin, on opte pour le choix qui convient à la structure et au sol.

V.3. Etude des fondations :

V.3.1 : Vérification de la semelle isolée :

En premier lieu, on propose des semelles isolées donc la vérification à faire est :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots 1$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

N : l'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel **ETABS 2016**

$$N_{ser} = 45272,57KN$$

S : surface d'appui de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 1,8 bars$

On adoptera une semelle homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow B = \frac{A}{a} b \dots \dots \dots 2$$

Avec :

a et b : dimensions d'avant poteau.

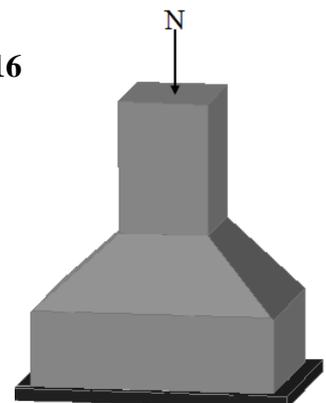


Figure. V.1 : semelles isolée

On remplace 2 dans l'équation 1 on trouve :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,6}{0,6} \times \frac{45272,57}{180}} \Rightarrow B \geq 5 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a un chevauchement entre les semelles isolées, vu que l'entre axe minimal des poteaux est de 2,5 m, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

V.3.2 : Vérification de la filante :

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous les différentes combinaisons en utilisant le logiciel **ETABS 2016**, pour déduire les efforts normaux situés sous les files des portiques.

La surface des semelles a est donnée :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{SOL}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{SOL}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{SOL} \times L}$$

N_i : l'effort normal provenant du poteau i

- $N_1 = 1285,81 \text{ kn}$
- $N_2 = 1467,22 \text{ kn}$
- $N_3 = 1954,98 \text{ kn}$
- $N_4 = 1690,46 \text{ kn}$
- $N_5 = 1663,71 \text{ kn}$

$$\Sigma N = 8062,18 \text{ KN} \rightarrow B \geq \frac{8062,18}{180 \times 17,5} = 2,55 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 2,5 m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas.

V.3.3 Radier générale :

Le choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise. Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé infiniment rigide. Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures.

V.3.3.1. Pré dimensionnement de radier générale :

On 45272,57 KN. Sous la combinaison G+Q.

- **La condition du coffrage**

$$\checkmark \frac{L_{max}}{9} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{7} \Rightarrow h_t = \frac{L_{max}}{8}$$

$$h_t = \frac{7,1}{8} = 88,75 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_t = 90 \text{ cm}$$

$$\text{Pour la dalle : } h_0 \geq \frac{L_{max}}{20} \Rightarrow h_0 \geq 35,5 \text{ cm}$$

Avec : $L_{\max} = 7,10m$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

La hauteur de la nervure : $h_t = 90 \text{ cm}$.La hauteur du radier : $h_0 = 40 \text{ cm}$.

- **La condition de rigidité :**

$$\frac{\pi}{4} \times L_e \geq L_{\max}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.21456 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 15240 \text{ KN/m}^3$

b : Le largeur de la semelle.

$$I = \frac{bh_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

On a :

$$h_t \geq 0.89 \text{ m} \quad \text{condition vérifié}$$

A partir des deux conditions (a) et (b), on prend : $h_t = 90 \text{ cm}$ $b = 75 \text{ cm}$ (Dalle + nervure)

- **Estimation la portance de radier σ_{adm} :**

La contrainte admissible est calculée selon la formule suivante :

$$q_u = S_c \times C \times N_c + \frac{1}{2} \times \gamma \times B \times N_v + S_q \times \gamma \times D \times N_q \quad \text{article 3.1 (DTR-BC2.331)}$$

$$q_a = \gamma \times D + \frac{q_u - \gamma \times D}{F}; F \geq 3 \quad \text{article 3.4 (DTR-BC2.331)}$$

Avec :

D : encastrement de la fondation.

q_u : contrainte de rupture (contrainte ultime par unité de surface).

γ : poids volumique du sol

F : coefficient de sécurité que dépend la combinaison ($F_s \geq 3$ à l'ELS 2 à l'ELU et l'ELA)

q_a : contrainte admissible du sol.

$$S_\gamma = 1 - 0.2 \times \frac{B}{L}$$

$$S_c = 1 + 0.2 \times \frac{B}{L}$$

N_c, N_γ, N_q sont des paramètres sans dimension dépendant de γ , ils sont donnés par le tableau de l'article 3.31(DTR-BC2.331).ou EC7

Donc ; d'après le rapport de sol la contrainte admissible $\sigma_{adm} = 180 \text{ MPa}$

• **Surface du radier :**

A partir de là on opte pour un radier de : $h_0 = 40\text{cm} ; h_t = 90\text{cm}$

$$\frac{N'}{S_{radier}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow S_{radier} \geq \frac{N'}{\bar{\sigma}_{sol}} \rightarrow \text{Avec } N' = N_s + P_{radier} + P_{nervure}$$

$$P_{radier} = 25 \times 0.5 \times 559.29 = 6991,12 \text{ KN} ; P_{nervure} = 25 \times 102,6 = 2565 \text{ KN}$$

$$N' = 45272,57 + 6991,12 + 2565 = 54828,70 \text{ KN} ; S_{bat} = 559,29 \text{ m}^2$$

$$S_{radier} \geq \frac{54828,70}{180} = 304,6 \text{ m}^2$$

Donc on peut adopter un radier de : $S_{radier} = S_{bat} = 559.29 \text{ m}^2$.

➤ **Les vérifications nécessaires :**

➤ **Vérification du poinçonnement**

D'après le CBA93 (article, A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante.

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, \text{ Avec :}$$

N_u : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier. h : Hauteur de radier.

Cette vérification se fera pour le poteau le plus sollicité.

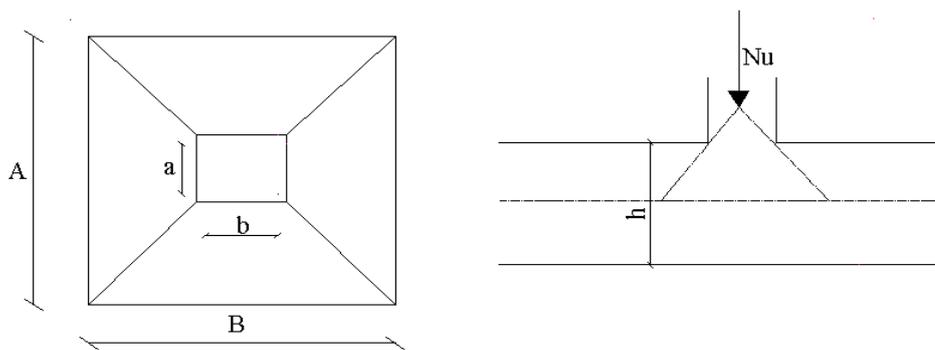


Figure .V. .3 Présentation de la zone d'impact de la charge concentré

$$\begin{cases} A = a + h_t & \rightarrow A = 0,6 + 0,9 = 1,50 \text{ m} \\ B = b + h_t & \rightarrow B = 0,6 + 0,9 = 1,50 \text{ m} \end{cases}$$

$$\mu_c = 2 \times (A + B) = 2 \times (1.5 + 1.5) = 6 \text{ m}$$

$$N_u = 3,939 \text{ MN} < Q_u = 0.045 \times 6 \times 1 \times \frac{25}{1.5} = 4.5 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le sol:**

Il faut vérifier que : $\sigma_{ref} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}$. D'après le logiciel SOCOTEC les caractéristiques notre structure sont comme suite : $I_x = 15269,08 \text{ m}^4$, $X_G = 15.45 \text{ m}$, $I_y = 44501,3 \text{ m}^4$, $Y_G = 9,05 \text{ m}$.

N : L'effort normale du aux charges verticales. $M_{y,x}$: Moment sismique à la base qui sont extrait directement à partir l'ETABS2016. $M_x = 50073,14 \text{ KN m}$ (Sous la combinaison G+Q). $M_y = 47711,357 \text{ KN m}$. (Sous la combinaison G+Q).

- **sens xx** : $\sigma_x = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times y_g}{I_x}$.

$$\sigma_1 = \frac{45,272}{559,29} + \frac{47,7 \times 9,05}{15269,08} = 0.109 \text{ MPa} ; \sigma_2 = \frac{45,272}{559,29} - \frac{47,7 \times 9,05}{15269,08} = 0.0527 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ref} = \frac{3 \times 0.109 + 0.0527}{4} = 0.095 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.18 \text{ MPa} \rightarrow c' \text{ est vérifiée dans ce sens}$$

- **sens y-y** : $\sigma_y = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \times X_g}{I_y}$.

$$\sigma_1 = \frac{45,272}{559,29} + \frac{50,07 \times 15,45}{44501,3} = 0.098 \text{ MPa} ; \sigma_2 = \frac{45,272}{559,29} - \frac{65,472 \times 15,45}{44501,3} = 0.064 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_{ref} = \frac{3 \times 0.098 + 0.064}{4} = 0,090 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.18 \text{ MPa} \rightarrow c' \text{ est vérifiée dans ce sens}$$

➤ **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon (Article 10.1.5) [1], on doit vérifier que l'excentrement de la résultantes des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centre de la base des éléments de fondation résistent au renversement. $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$.

Sens xx

- : $e = \frac{47,7}{45,272} = 1,05 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = \frac{30,30}{4} = 7,57 \dots \dots \dots \text{vérifier}$

Sens yy :

- $e = \frac{50,07}{45,272} = 1,10 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = \frac{17,5}{4} = 4,375 \dots \dots \dots \text{vérifier}$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min(0,1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max}}{2 \times S} = \frac{45272,57 \times 7,10}{2 \times 559,29} = 287,36 \text{ KN};$$

$$\tau = 0,638 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

V.3.3.2. Ferrailage du radier générale :

- **Calcul des sollicitations :**
- **A l'ELU :**

On a:

$$N_u = 62397,8 \text{ KN}$$

$$P_{\text{ner}} = 2565 \text{ KN}$$

$$P_{\text{rad}} = 6991,91 \text{ KN}$$

Donc :

$$N_u = 62397,8 + 1,35(2565 + 6991,91) = 75298,56 \text{ KN/m}$$

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} = \frac{75298,56}{559,29} = 134,63 \text{ KN/m}^2$$

$$L_x = 4,5 \text{ m} ; L_y = 7,10 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,63 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0,63 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0779 \\ \mu_y = 0,3338 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 212,37 \text{ KNm}; M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 70,89 \text{ KNm}$$

$$\text{Moment en travées} \begin{cases} M_{ty} = 0,85M_{0y} = 60,25 \text{ KN.m} ; M_{tx} = 0,85M_{0x} = 180,51 \text{ KN.m} . \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis} \begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = -0,5M_{0x} = -106,18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times h) = (1 \times 0,50) \text{ m}^2$.

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau. v.1. Tableau du ferrailage de radier.

Localisation		M _s (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S _t (cm)
Travée	x-x	180,51	11,87	4,26	12,32	8HA14	11
	y-y	60,25	3,88	3,6	9,29	6HA14	15
Appui		106,18	6,9	4,65	9,29	6HA14	15

- **Condition de non fragilité**

$$\text{On a: } \begin{cases} \rho = 0,63 > 0,4 \\ e = 50 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\text{min}} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r \\ A_y^{\text{min}} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

$$\text{Travée} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\text{min}} = 0,0008 \times \left(\frac{3-0,63}{2}\right) \times 0,5 \times 0,9 = 4,26 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\text{min}} = 0,0008 \times 0,9 \times 0,5 = 3,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Appui} \rightarrow A_{x \text{ min}} = A_{y \text{ min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,65 \text{ cm}^2.$$

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min(0,1f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens x-x: } V_u = \frac{q_u \times L_{\text{max}}}{2} = \frac{134,63 \times 7,1}{2} = 477,93 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = 1,062 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\text{Sens y-y : } V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} \times \frac{1}{(1+\frac{\rho}{2})} = 363,44 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = 0.807 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 2.5 \text{ MPa}.$$

La condition est vérifiée selon les deux sens, donc y a pas risque de cisaillement.

A l'ELS:

$$\text{On a : } N = N_{sre} + P_{rad} + P_{ner}$$

$$\text{Donc : } N = 45372,57 + 2567 + 6991,91 = 54931,48 \text{ kn}$$

$$\Rightarrow Q_{ser} = \frac{N}{S_{rad}} = \frac{54931,48}{559,29} = 98,21 \text{ KN}$$

Calcul des moments isostatiques

$$\text{On a : } \rho = 0.63 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0831 \\ \mu_y = 0,5004 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 165,27 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 82,70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 140,47 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 70,29 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -82,63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Vérification des contraintes :

Tableau. V.2. Vérification des contraintes

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	140,47	11,20	257953,77	6,1 < 15	Vérifiée	276,12 > 201,63	N. vérifiée
	y-y	70,29	9,91	204024,05	3,41 < 15	Vérifiée	181,16 ≤ 201,63	vérifiée
Appui		82,63	9,91	204024,05	4,01 < 15	Vérifiée	213,2 > 201,63	N. vérifiée

Tableau. V.3 . Calcul des armatures à l'ELS

Localisation		M_{ser} (KN.m)	β (10 ⁻²)	α	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	S_t (cm)
Travée	x.x	140,47	0,3	0,302	17,21	6T20=18,85	17
	y.y	70,29	0,2	0,214	8,34	6HA14=9,29	15
Appuis		82,63	0,2	0,232	9,87	7HA14=10,78	15

Schéma de ferrailage du radier :

(Annexe04)

V.4. Etude des nervures :

Les nervures sont des sections en T inversé, servent d'appuis pour la dalle du radier et la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué

- **Méthode de calcul**

Charges triangulaires

Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée :

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Cas d'une seule charge triangulaire par travée :

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

Remarque : Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

Charges trapézoïdales

$$\begin{cases} q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

Calcul des sollicitations :

Le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures

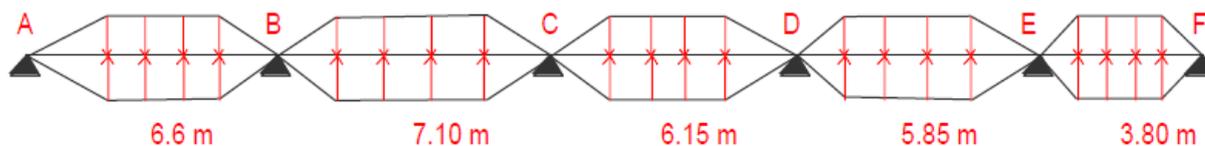
Sens X-X :


Figure. V.2 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée sens X-X.

Sens Y-Y :

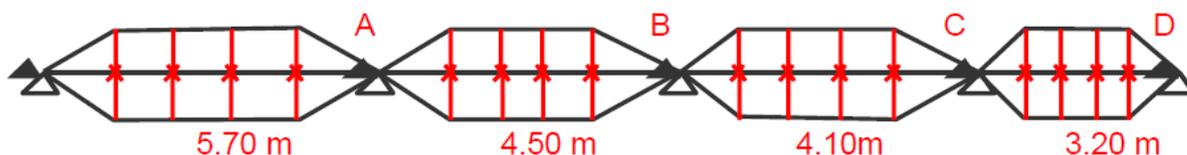


Figure. V.3 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée sens Y-Y.

Calcul de chargement

Détermination de P_u et P_s

On a :

$$N_u = 62397,80 + 1,35(2567 + 6991,91)75302,32 \text{ KN/m}$$

$$N_s = 45372,57 + 2567 + 6991,91 = 54931,48 \text{ KN/m}$$

Donc :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{75302,32}{559,59} = 134,63 \text{ kn} \quad , \quad Q_{ser} = \frac{N}{S_{rad}} = \frac{54931,48}{559,59} = 98,21 \text{ kn}$$

Sens X-X :

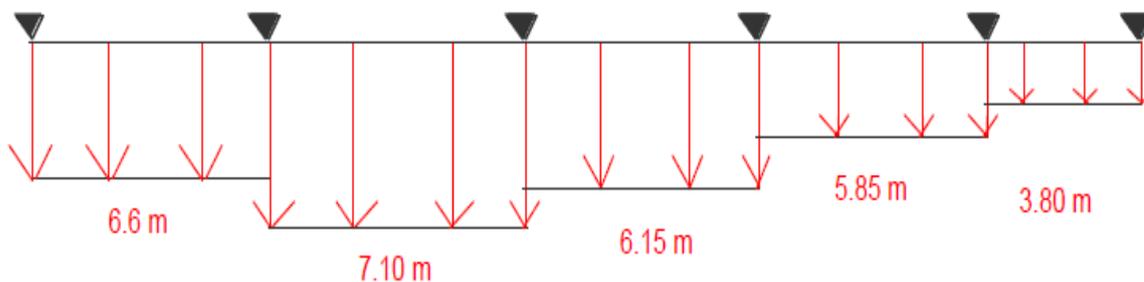


Figure. V.4 Schéma statique de la nervure selon X-X.

Sens Y-Y :

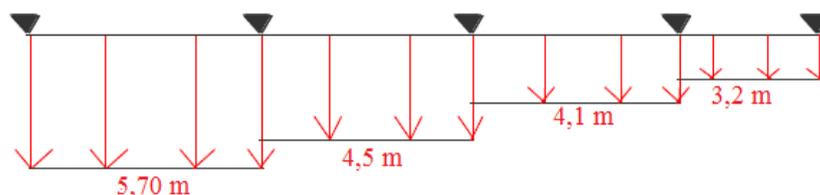


Figure. V.5 Schéma statique de la nervure selon Y-Y

Exemple de calcul

Travée AB:

Sens Y-Y

On a un chargement trapézoïdal, donc le calcul se fait comme suit :

$$\begin{cases} q_m^u = \frac{134,63}{2} \left[\left(1 - \frac{(0,89)^2}{3}\right) \times 5,7 + \left(1 - \frac{(0,78)^2}{3}\right) \times 4,5 \right] \\ q_m^s = \frac{98,21}{2} \left[\left(1 - \frac{(0,89)^2}{3}\right) \times 5,7 + \left(1 - \frac{(0,78)^2}{3}\right) \times 4,5 \right] \\ q_v = \frac{134,63}{2} \left[\left(1 - \frac{0,89}{2}\right) \times 5,7 + \left(1 - \frac{0,78}{2}\right) \times 4,5 \right] \end{cases} \begin{cases} q_m^u = 523,87 \text{ KN/m} \\ q_m^s = 373,19 \text{ KN/m} \\ q_v = 397,79 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Tableau. V.4 . Les chargements sur les nervures sens Y-Y

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE
q_m^u (KN/m)	523,87	442,96	374,84	378,55
q_m^s (KN/m)	373,19	294,97	268,44	209,51
q_v (KN/m)	397,79	336,47	284,57	287,91

Tableau. V.5 . Les chargements sur les nervures sens X-X

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE	Travée EF
q_m^u (KN/m)	707,99	724,71	658,25	493,74	502,19
q_m^s (KN/m)	432,09	464,86	455,03	383,01	248,79
q_v (KN/m)	538,12	550,64	499,86	374,59	382,18

Tableau. V.6 Sollicitation dans les nervures à l'ELU.

Sen s	Travé e	L (m)	q_s (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
X-X	AB	6,6	432,09	0	-2495,5	4,3	2796,32	1814,32	2001,73	-1298,7
	BC	7,10	464,86	-2495,5	-2672,2	2,74	2776,83	1745,44	1273,88	-2006,6
	CD	6,95	455,03	-2672,2	-2108,7	2,8	2646,22	1794,16	1277,81	-1884,65
	DE	5,85	383,01	-2108,7	-1101,2	2,4	1592,18	11034,7	932,05	-1308,5
	EF	3,80	248,79	-1101,2	0	1,07	721,40	282,8	528,7	-1347,5
Y-Y	AB	5,70	373,19	0	-1107,2	2,32	1464,06	1012,58	869,35	-909,71
	BC	4,50	294,97	-1107,2	-620,8	1,78	714,38	468,58	525,72	-801,63
	CD	4,10	268,44	-620,8	-408,8	1,67	545,54	378,17	450	-650,01
	DE	3,20	209,51	-408,8	0	1,00	229,22	102,71	650,01	-450,59

Tableau. V.7 : Sollicitation dans les nervures à l'ELS.

Sens	Travée	L (m)	q _m (KN)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
X-X	AB	6,6	707,99	0	-2800,2	2,45	3598,99	2124,13	1734,06	-2012,15
	BC	7,10	724,21	-2800,2	-3069,7	3,53	4333,5	528,42	2020,7	-2018,25
	CD	6,95	685,25	-3069,7	-3022,9	3,7	4119,99	595,07	2005,75	-2016,74
	DE	5,85	493,74	-3022,9	-1541,6	3,44	2047,15	104,85	1659,7	-1135,19
	EF	3,80	502,19	-1541,6	0	2,26	873,82	258,8	1135,19	-773,13
Y-Y	AB	5,70	523,87	0	-1584,6	3,04	468,91	981,28	1348,8	-644,5
	BC	4,50	442,96	-1584,6	-905,6	1,8	1075,53	714,15	775,42	-1198
	CD	4,10	374,84	-905,6	-616,25	1,64	757,5	509,64	618,11	-918,72
	DE	3,20	378,55	-616,25	0	1,09	435,55	225,4	413,10	-618,11

✓ **Ferraillage des nervures :**

Le ferraillage des nervures se fera à la flexion simple.

Détermination de la largeur b selon les deux sens

Données :

$$\begin{cases} h = 1,40 \text{ m} ; h_0 = 0,5 \text{ m} \\ d = 1,35 \text{ m} \end{cases}$$

On a :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \dots \dots \dots \text{CBA (Art4. 1. 3)}$$

Sens X-X :

$$b_0 = 0,60 \text{ m}$$

$$\frac{b - 0,60}{2} \leq \min\left(\frac{7,1}{2}; \frac{3,2}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0,60}{2} \leq \min(3,55; 0,32) = 0,32 \text{ m}$$

Donc : b = 1,30 m

Sens Y-Y :

$$b_0 = 0,60 \text{ m}$$

$$\frac{b - 0,60}{2} \leq \min\left(\frac{5,70}{2}; \frac{3,8}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0,60}{2} \leq \min(2,85; 0,38) = 0,38 \text{ m}$$

Donc : b = 1,35 m

Tableau. V.8 : Calcul de ferrailages des nervures.

Localisation		M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Choix des barres
X-X	Travée	2124,13	46,72	13,05	48,3	6HA25+6HA20
	Appui	3069,7	71,03	13,05	72,45	9HA25+9HA20
Y-Y	Travée	981,28	21,18	13,05	28,02	7HA20+3HA16
	Appui	1584,6	34,53	13,05	36,06	7HA20+7HA16

Vérification nécessaire

Vérification au cisaillement

$$\text{On a: } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u < \min(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X - X : } \tau_u = \frac{2020,7 \times 10^{-3}}{0,60 \times 1,35} = 2,49 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée} \\ \text{Sens Y - Y : } \tau_u = \frac{1348,8 \times 10^{-3}}{0,60 \times 1,35} = 1,67 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{v_u \left(\frac{b - b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

Sens X-X

$$\tau_u = \frac{2020,7 \times \left(\frac{1,30 - 0,6}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 1,35 \times 1,30 \times 0,50} = 0,689 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

Sens Y-Y

$$\tau_u = \frac{1348,8 \times \left(\frac{1,35 - 0,6}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 1,35 \times 1,35 \times 0,50} = 0,616 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

Vérification des contraintes à L'ELS

Tableau. V.9 : vérification des contraintes a L'ELS

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
x-x	Travée	1814,32	33,62	9093044,4	6,71 < 15	vérifiée	303,43 > 201,63	N.vérifiée
	Appui	2672,2	39,88	12581160,4	8,48 < 15	vérifiée	303,43 > 201,63	N.vérifiée
y-y	Travée	1012,58	26,05	5784495,8	4,56 < 15	vérifiée	286,09 > 201,63	N.vérifiée
	Appui	1107,2	29,13	7174985,11	4,5 < 15	vérifiée	245,06 > 201,63	N.vérifiée

Tableau. V.10: ferrailage a L'ELS

Localisation		M _s (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres
x-x	Travée	1814,32	4,00	0,314	74,53	77,7	6HA32+6HA25
	Appui	2672,2	6,00	0,385	102,8	103,61	8HA32+8HA25
y-y	Travée	1012,58	2,00	0,233	40,33	42,02	6HA25+4HA20
	Appui	1107,2	2,00	0,243	44,26	48,30	6HA25+6HA20

V.5. Etude de voile périphérique :

V.5.1 Introduction

Selon le **RPA99/Version 2003 (Art 10.1.2)** les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit

avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15 cm
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical)
- ✓ Les ouvertures de ce voile ne doit pas réduire sa rigidité d'une manière importante

V.5.2 Dimensionnement des voiles

- ✓ Hauteur $h = 2,76 \text{ m}$
- ✓ Longueur $l = 6,5 \text{ m}$
- ✓ Epaisseur = 20. $c \text{ m}$

V.5.3 Caractéristiques du sol

- ✓ Poids spécifique $\gamma_h = 20 \text{ kn/m}^3$
- ✓ Angle de frottement $\varphi = 22.4^\circ$
- ✓ La cohésion $c = 0 \text{ bar}$

V.5.4 Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique et soumise à :

- **La poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma_h \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{22.4}{2} \right)$$

$$\rightarrow G = 2,76 \times 20 \times \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{22.4}{2} \right) = 24,65 \text{ KN/m}^2$$

- **La surcharge d'exploitation :**

On a $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2 \times C}{\gamma \times h} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 10 \times \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{22.4}{2} \right) = 4.48 \text{ KN/m}^2$$

V.5.5 Ferrailage du voile :

Méthode de calcul :

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 :

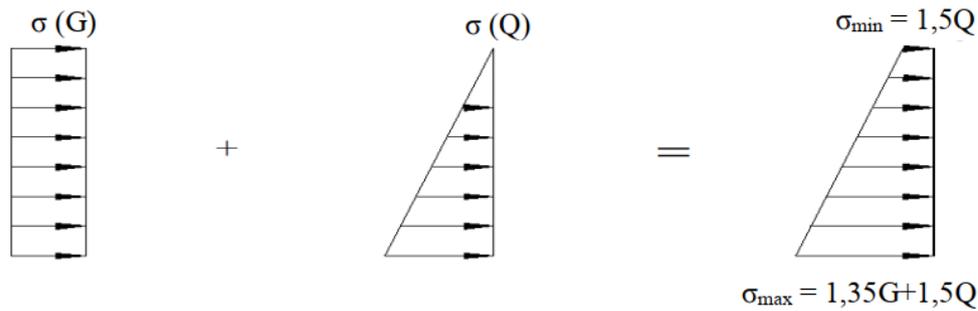


Figure V.6. Diagramme des contraintes

- **ELU :**

$$\sigma_{min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 4.48 = 6.72 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 24.65 + 1.5 \times 4.48 = 40 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 31.68 \text{ KN/m}^2 \rightarrow q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 31.68 \text{ KN/ml}$$

- **ELS**

$$\sigma_{min} = Q = 4.48 = 4.48 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 24.65 + 4.48 = 29.13 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \sigma_{moy} = 19.67 \text{ KN/m}^2$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques sont :

$$l_x = 2.26 \text{ m} ; l_y = 6.5 \text{ m} ; b = 1 \text{ ml} ; e = 0.2 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.43 < 0.4 \rightarrow \text{le voile travail dans les deux sens}$$

$$ELU \begin{cases} \mu_x = 0.1062 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} ;$$

Les résultats de calcul des moments sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Calcul des moments

Moments	M_0^x (KN.m)	M_0^y (KN.m)	M_t^x (KN.m)	M_t^y (KN.m)	M_{ax} (KN.m)
ELU	17,50	4,37	14,87	3,71	8,75
ELS	12,98	4,00	11,03	3,39	6,49

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times e)$.

Les résultats de calcul de ferrailage sont dressés dans le tableau ci-après :

$$\text{Avec : } A_{min}^{RPA} = 0.1\% \times b \times h$$

Tableau V.12.Ferrailage des voiles périphériques.

localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Entraves	X- X	14, 87	0.0 33	0.0 41	0.1 77	2,4 1	2,11	4HA10 = 3.16
	Y- Y	3,7 1	0.0 08	0.00 10	0.1 79	1,0 5	2,11	4HA10 = 3.16
Enappui		8,7 5	0.0 19	0.0 24	0.1 78	1,5 1	2,11	4HA10 = 3.16

$$\text{Espacements} = \begin{cases} \text{sens } x - x : st \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \rightarrow st = 33 \text{ cm} \\ \text{sens } y - y : st \leq \min(4e ; 45 \text{ cm}) \rightarrow st = 45 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 \times l_x^4} \Rightarrow V_u^x = 24,09 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 \times l_x^4} \Rightarrow V_u^y = 87,62 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{87,62 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,28 \text{ MPa}$$

→ $\tau_u = 0,48 \text{ MPa} < 1,17 \text{ MPa}$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ **ELS**

• **Vérification des contraintes :**

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

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma_{st}}$$

Tableau V.13 Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\frac{\sigma_{bc} \leq}{\overline{\sigma_{bc}}}$ (MPa)	Obs	$\frac{\sigma_{st} \leq}{\overline{\sigma_{st}}}$ (MPa)	Obs
Trav ée	x- x	11, 03	4, 05	13686	3,27 < 15	vérifiée	168,67 ≤ 201.63	vérifiée
	y- y	3,3 9	4, 05	13686	1,1 < 15	vérifiée	51,90 ≤ 201.63	vérifiée
Appui		6,5	3, 67	11320	2,1 < 15	vérifiée	123,24 ≤ 201.63	vérifiée

Schéma de ferrailage : (annexe 04)

Conclusion général

Ce travail nous a été d'une grande importance puisqu'il nous a permis d'exploiter et d'évaluer nos connaissances acquises durant notre cursus, et d'apprendre les différentes méthodes de calcul, les concepts et les règlements gouvernant le domaine étudié.

D'après les résultats de l'étude que nous avons effectuée, on peut souligner les points ci-après :

Les voiles de contreventement sont d'une très grande importance vis-à-vis la dissipation des efforts horizontaux.

Il est indispensable d'équilibrer entre les deux critères économiques et résistance, autrement dit, il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité de l'ouvrage tout en assurant l'économie qui sert à diminuer le coût du projet.

La somme des coefficients de participation massique des modes de vibration représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment, d'où l'utilité des voiles de contreventement qui assurent un bon comportement dynamique de la structure.

Pour la réalisation de cet ouvrage, un contrôle de qualité des matériaux et d'exécution est nécessaire.

On peut remédier à l'irrégularité de la structure par une disposition appropriée de voiles de contreventement.

La sécurité de la structure soumise aux effets des actions sismiques n'est pas à craindre si les conditions relatives à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité des fondations, les déformations et la stabilité de forme sont simultanément observées.

Dans notre cas (groupe d'usage 2), on peut tolérer pour les éléments non structuraux quelques dommages à condition que ces derniers ne soient dangereux pour la sauvegarde des vies humaines.

Le radier général permet d'avoir une distribution uniforme de charges qui lui sont appliquées par la superstructure.

Le modèle construit par le logiciel ETABS V16 doit se rapprocher le plus que possible de la réalité afin d'avoir une étude plus exacte.

Le logiciel ETABS V16 nous a permis d'économiser beaucoup de temps, et la maîtrise de ce dernier exige un bagage théorique riche et varié.

Annexe 1

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.9$$

		u/l_x										
		v/l_y	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
Valeur de M_1	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	<u>0.065</u>	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M_2	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	<u>0.052</u>	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe 3

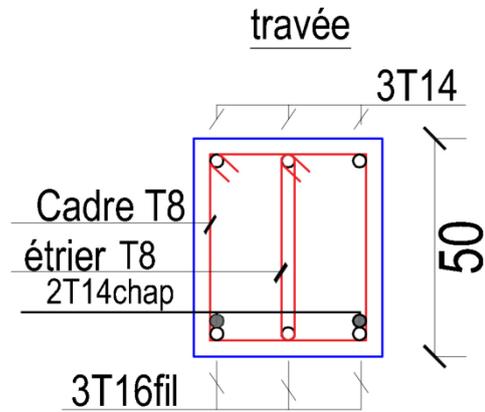
Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	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	19.64	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	188.5
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	226.2
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

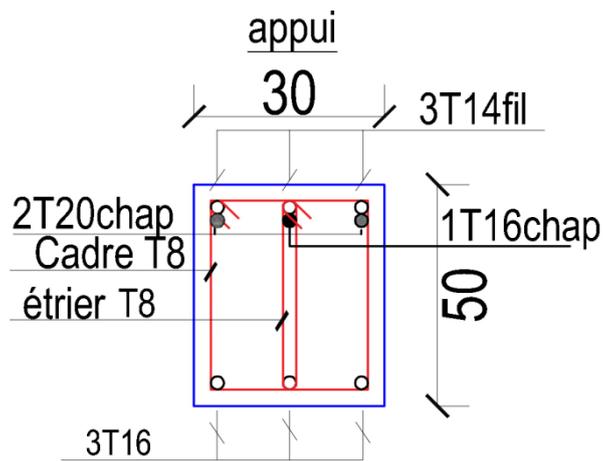
Annexe 4

Les poutres principales associées aux voiles (50* 35) :

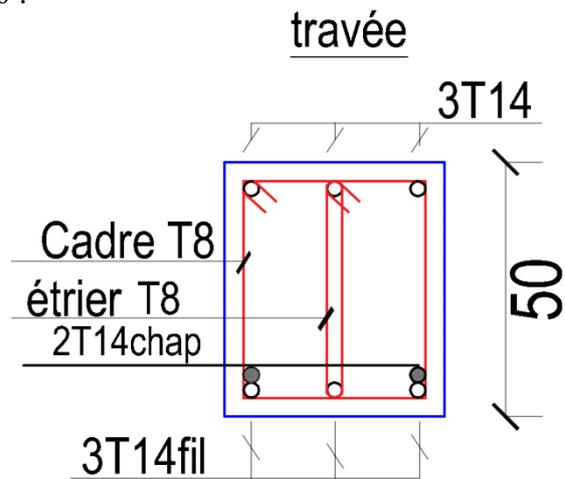
- RDC :
Travée



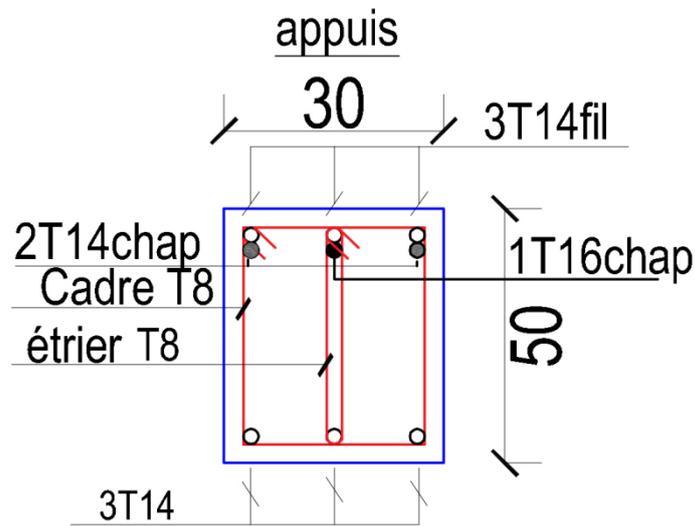
Appui



- Etage 1→10 :
Travée

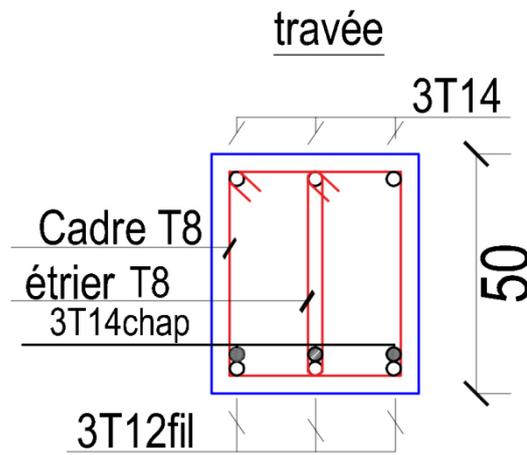


Appui

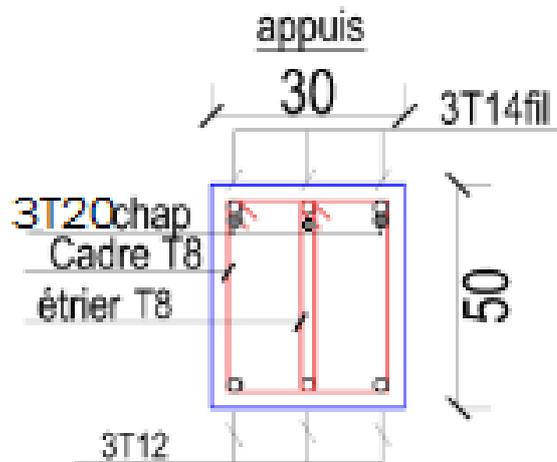


Les poutres principales non associé aux voiles :

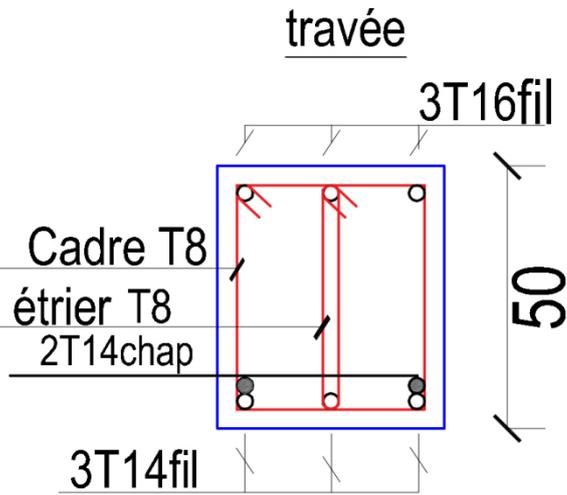
- RDC
Travée



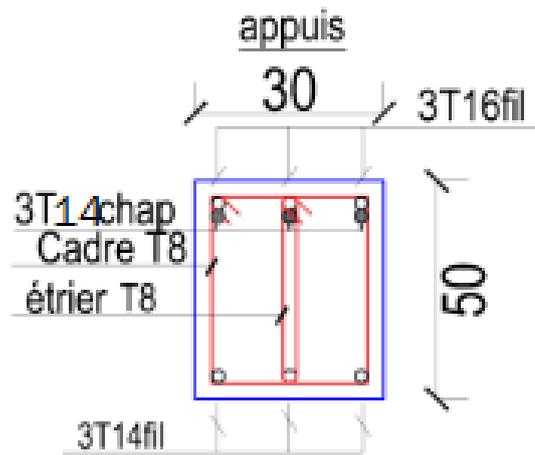
Appui



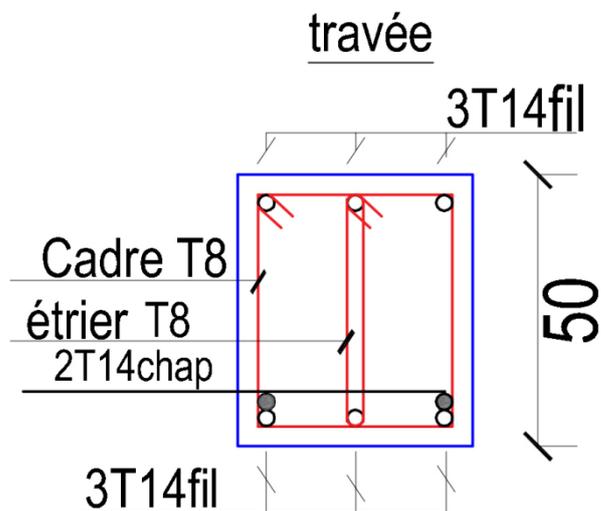
- Etages 1→8 :
Travée



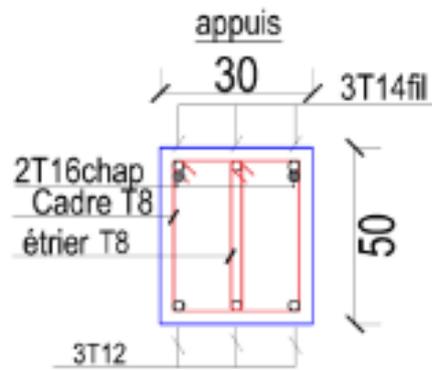
Appui



- Etage 9→10
Travée

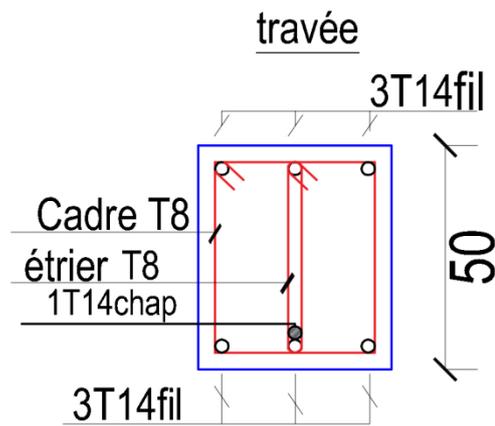


Appui

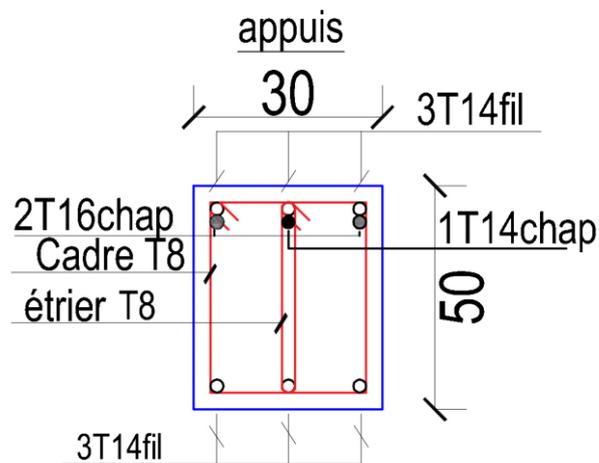


Les poutres secondaire associé et non associer aux voiles

- Tout les étages :
Travée

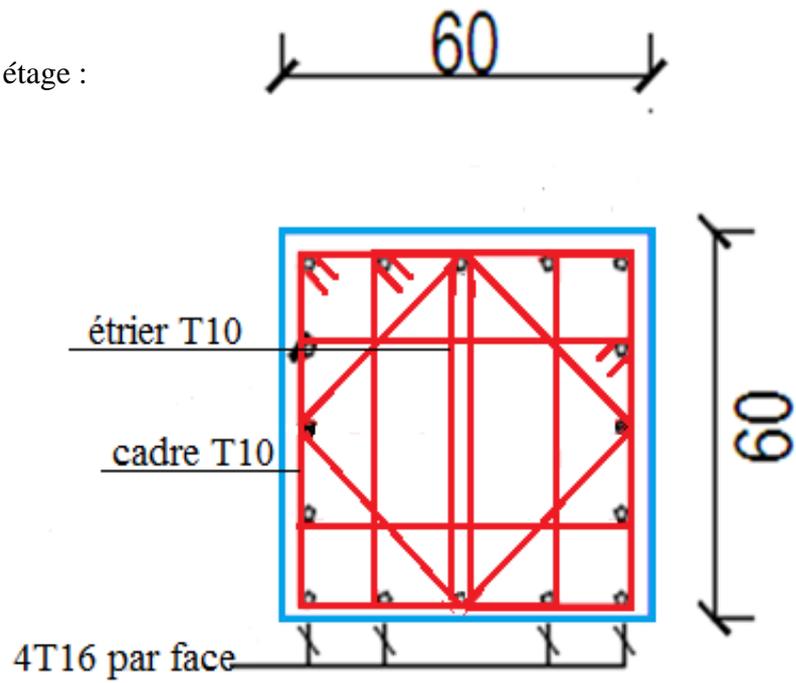


Appui

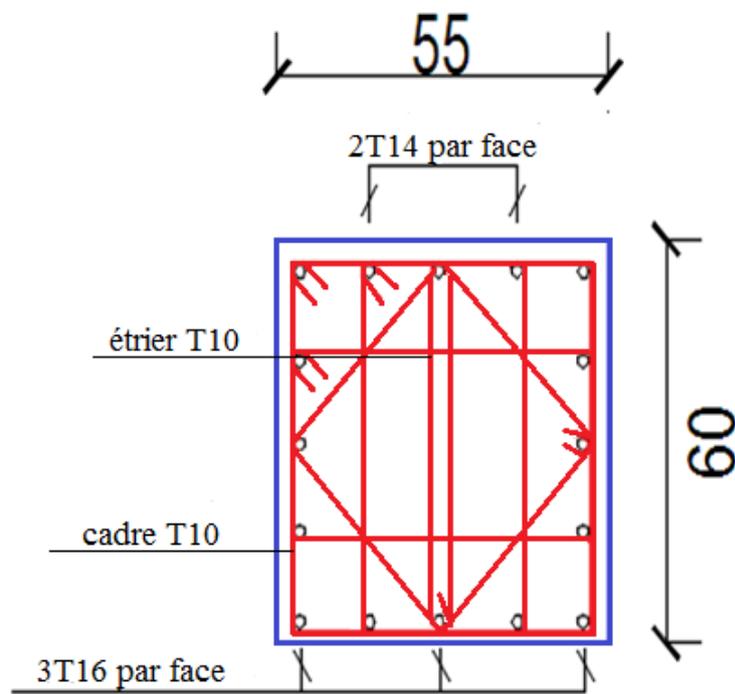


Les poteaux

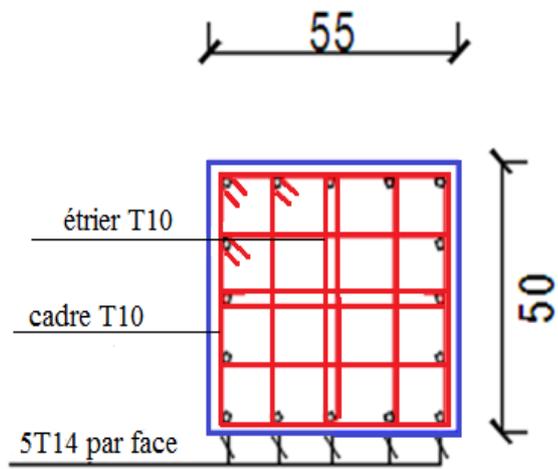
- RDC et 1 étage :



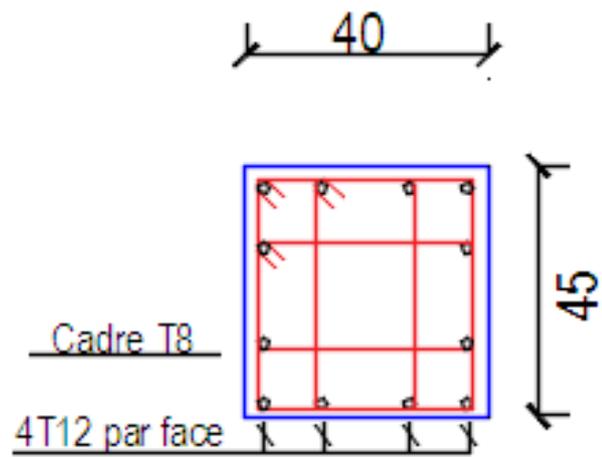
- 2 et 3 étage :



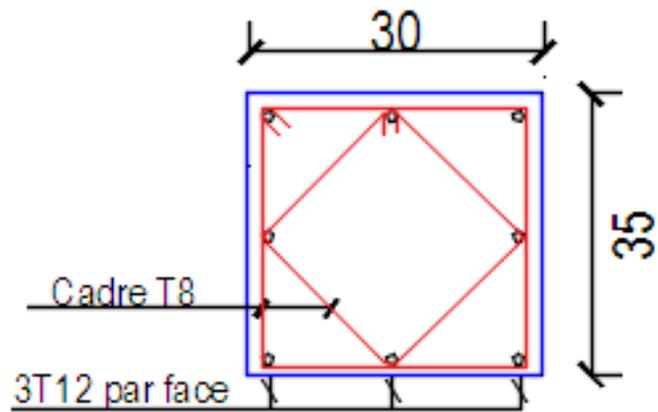
- 4 et 5 étage :



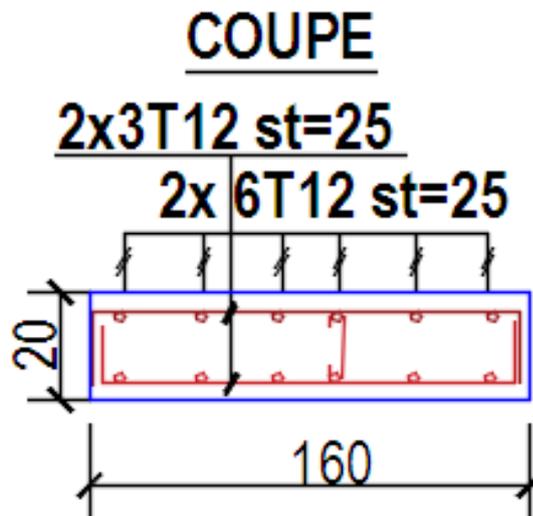
- 6 et 7 étage :



- 8 , 9et 10 étage :



- Schémas de ferrailage des voiles :
- Voiles Vx7
RDC et 1 étage (AV):



1 étage → 10 étage (AV) :

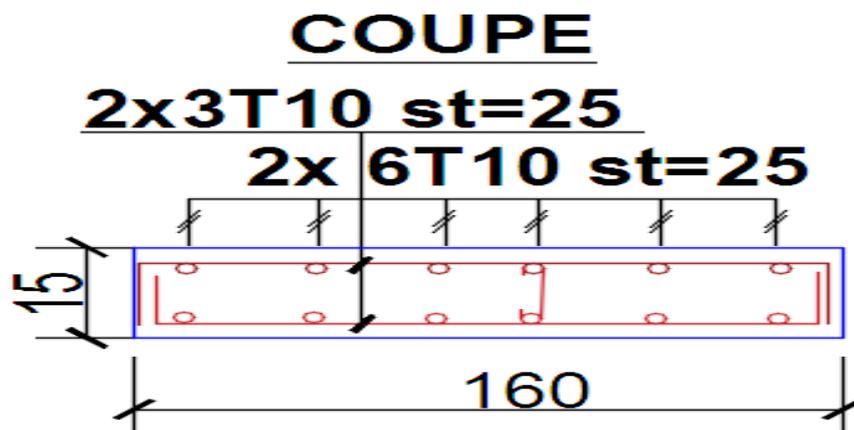
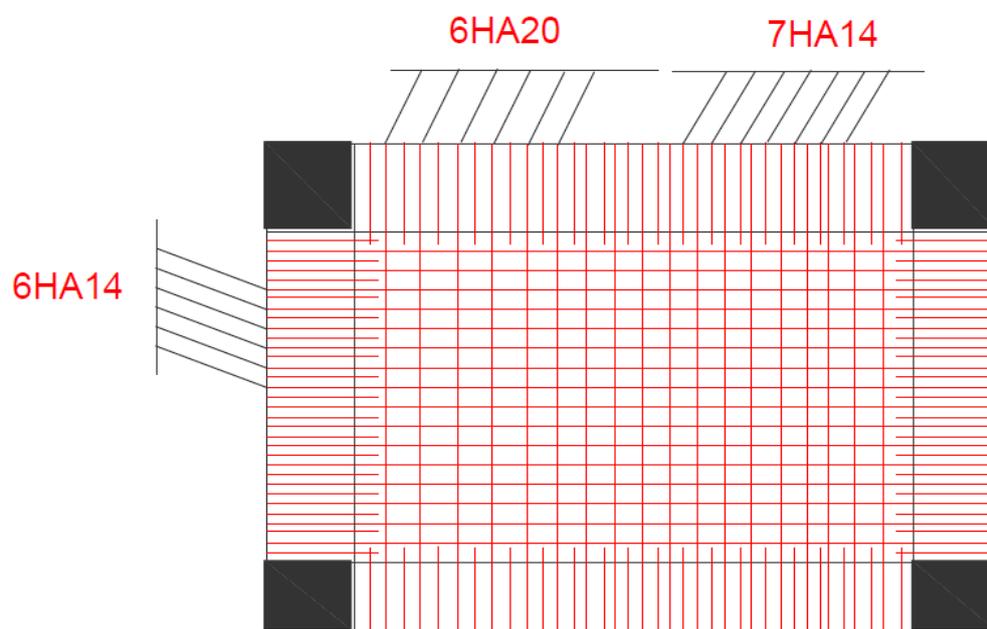
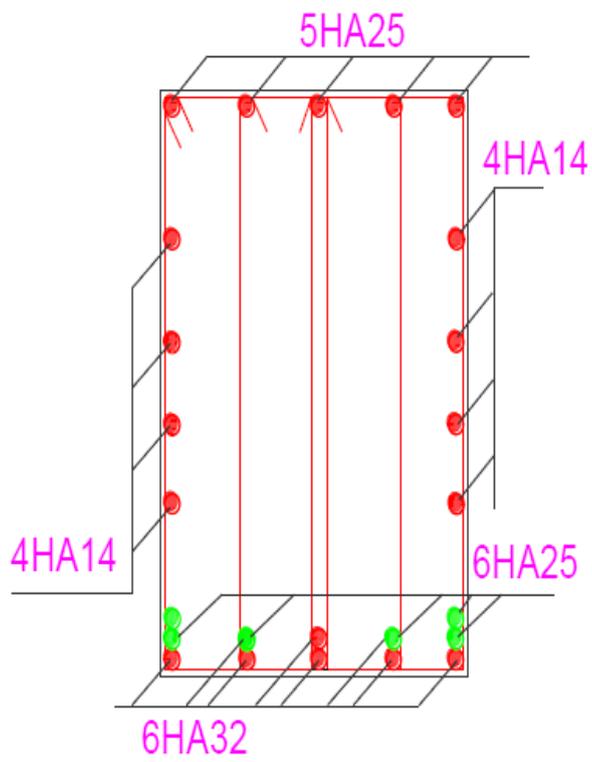


Schéma de ferrailage du radier :

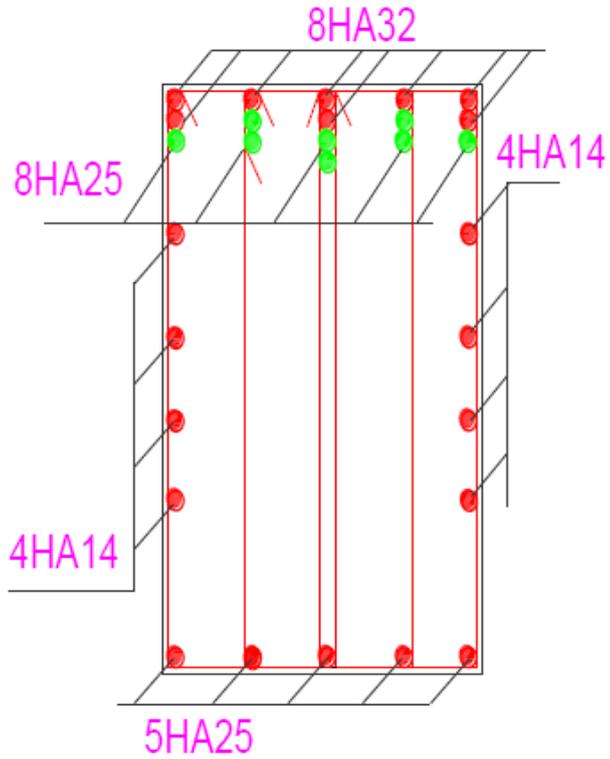


Ferrailage des nervures :

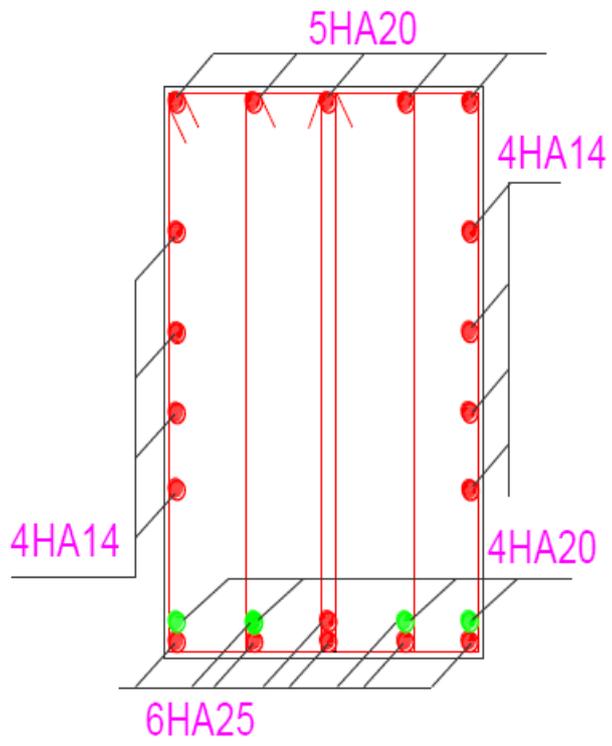
- Sens X-X :
Travée



Appui



- Sens Y-Y :
Travée



Appui

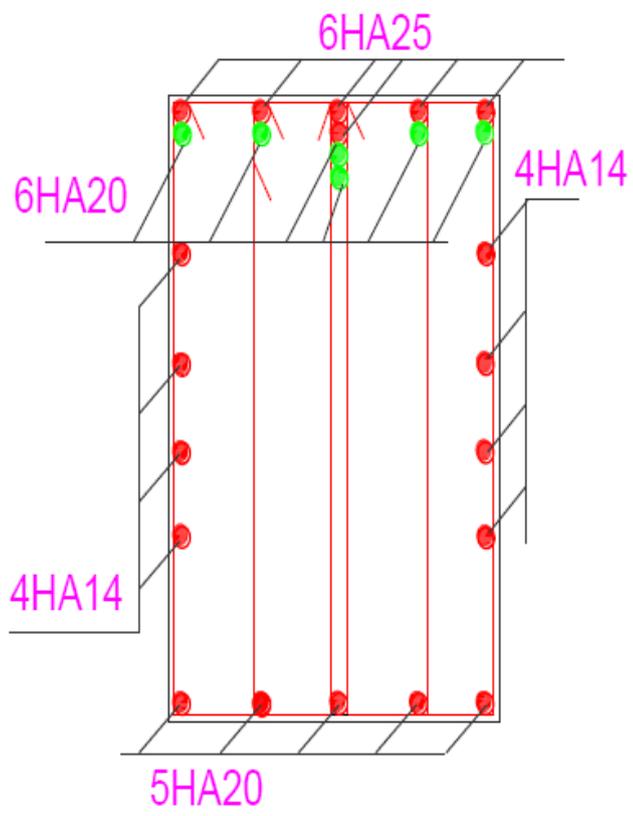


Schéma de ferrailage de voile périphérique :

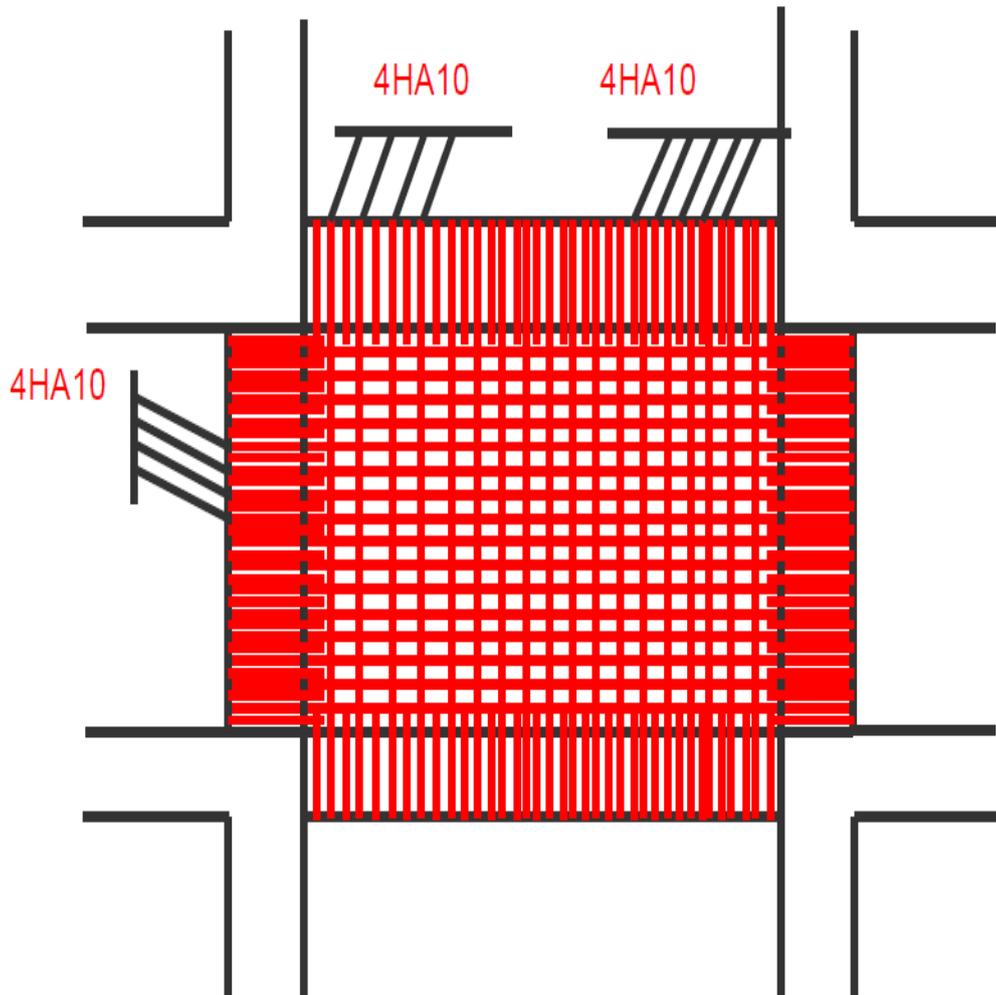
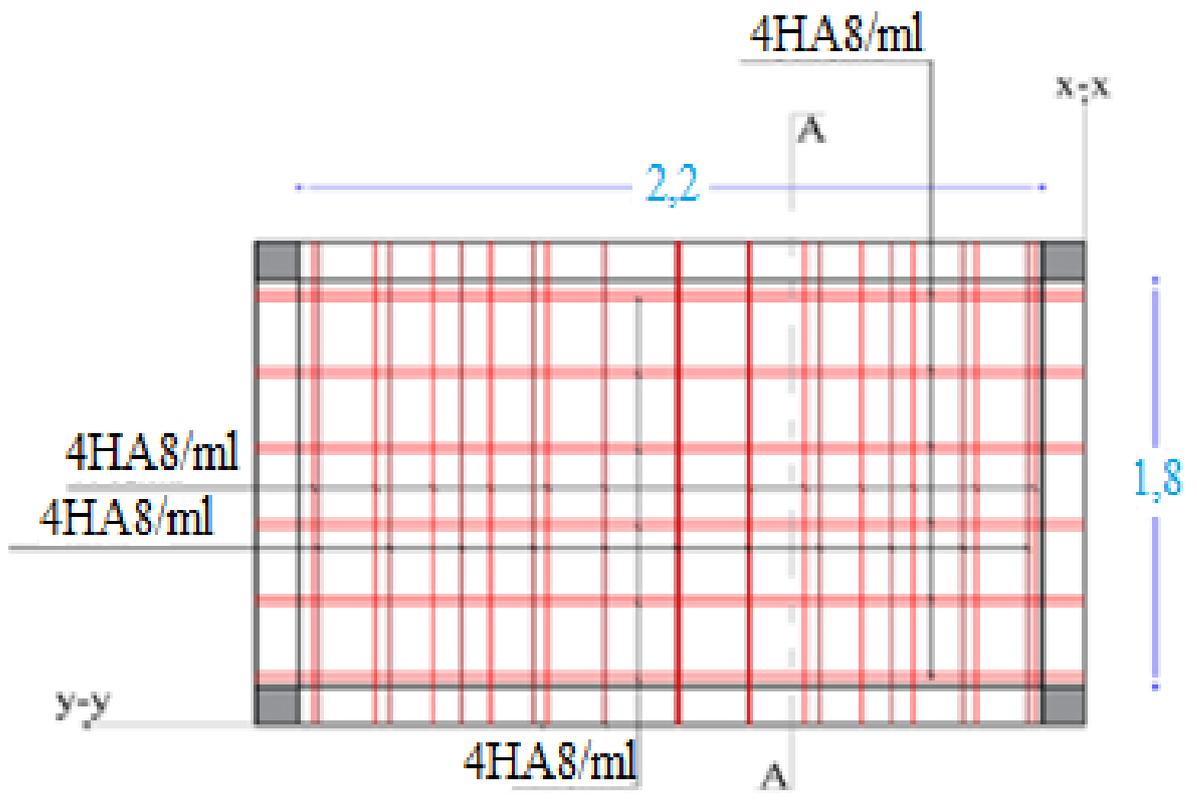


Schéma de ferrailage de dalle supérieur de l'ascenseur :



Annexe 5

Niveaux	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		V (KN)
		N (KN)	(KN.m)	N (KN)	(KN.m)	(KN.m)	N(KN)	
RDC Etage 1	Vx1, Vx4	960.99	104.42	149.41	149.46	452.14	458.77	146.29
	Vx3	1582.85	617.83	7.06	74.1	779.18	327.31	231.04
	Vx2 Vx5	1545.785	8.85	369.735	377.7	403.37	1465.22	117.81
	Vx6 Vx8	1276.06	410.02	136.26	572.42	950.42	759.60	340.60
Etages ,2,3 et 4	Vx1, Vx4	756.23	75.66	95.87	140.11	169.27	234.34	109.60
	Vx3	1039.14	21.16	246.37	205.33	249.77	513	161.79
	Vx2 Vx5	1182.31	54.48	378.54	64.79	168.96	840.21	108.32
	Vx6 Vx8	889.61	42.62	315.92	147.67	339.10	534.36	421.44
5,6 et 7 Etages	Vx1, Vx4	603.08	134.5	27.07	113.14	155.18	508.24	100.94
	Vx3	789.33	120.29	220.41	146.86	236.51	454.14	157.12
	Vx2 Vx5	945,6	114,76	323.21	33.30	171.63	741.09	111.95
	Vx6 Vx8	796.88	78.33	218.75	103.62	175.80	467.35	371.28
8,9 et 10	Vx1, Vx4	409.84	128.55	28.80	45.51	139.38	356.51	95.25
	Vx3	511.68	104.28	66.96	64.40	182.34	315.65	132.68
	Vx2 Vx5	639.31	96,44	98,42	7,71	141,65	493,22	98,35
	Vx6 Vx8	648,20	71,28	36,88	65,71	183,08	428,12	297,47

Annexe 6

Niveaux	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		V (KN)
		N (KN)	(KN.m)	N (KN)	(KN.m)	(KN.m)	N(KN)	
RDC Etage 1	VY1 et VY3	1174,15	46,1	400	36,76	131,14	490,8	44,19
	VY4 et VY6	1050,49	19,24	261,62	67,63	113,7	895,62	33,48
	VY2 et VY5	918,90	39,07	258,07	139,06	150,25	478,31	52,25
	VY7et VY9	674,34	14,54	273,73	4,74	53,81	507,34	31,19
Etages ,2,3 et 4	VY1 et VY3	469,42	31,82	306,04	11,44	73,47	698	50,14
	VY4 et VY6	857,39	8,01	266,18	26,25	47,60	488,65	27,90
	VY2 et VY5	720,14	20,48	205,03	38,82	59,60	488,61	40,66
	VY7et VY9	802,76	10,34	193,28	4,42	206,83	690,50	114,66
Etages 5,6 et 7	VY1 et VY3	495,84	76,20	386,13	70,22	76,47	437,21	50,48
	VY4 et VY6	680,59	5,98	171,08	21,3	35,64	341,64	23,58
	VY2 et VY5	560,6	27,80	165,89	5,40	53,33	357,42	36
	VY7et VY9	714,07	51	147,61	10,28	52,23	509,93	33,97
Etages 8,9 et 10	VY1 et VY3	472,45	72,73	62,63	71,79	131,96	138,23	64,48
	VY4 et VY6	467,31	9,8	22,21	11,07	32,57	212,73	22,77
	VY2 et VY5	384	38,07	51,66	48,74	75,52	115,04	58,51
	VY7etVY9	539,9	35,46	42,59	18,66	58,30	86,30	40,26

Annexe 7

LABORATOIRE DES CONSTRUCTIONS CIVILES ET TRAVAUX PUBLICS "LCCTP BELHATRI"

VII- CONCLUSION :

Le site objet de notre étude est destiné pour recevoir le projet d'un ensemble immobilier en R+10 + sous sol bloc B avec commerce et parking à Bejaia.

D'après les résultats des sondages carottés, pénétrométriques, les essais au laboratoire, ainsi que les observations visuelles sur le site, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

1. Les sondages pénétrométriques nous ont permis de déterminer la résistance du sol, son homogénéité ainsi que sa capacité portante. L'analyse des pénétrographes a enregistré des résistances à la pointes moyennes en surface ;
2. Au vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, nous vous recommandons des fondations superficielles, ancrées à partir de **4,00 m** de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel et de prendre une contrainte admissible **$Q_{adm} = 1,80 \text{ bars}$** ;
3. 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 naturel ;
4. Nous avons constaté que la nature du terrain est constituée essentiellement par des sables limoneux;
5. Eviter les travaux de terrassement en période de pluies ;
6. Nous pouvons classer le sol en catégorie **S3** selon sa nature géotechnique ;
7. D'après les résultats des analyses chimiques, le sol n'est pas agressif pour les bétons de fondations ;
8. Selon les recommandations du CGS (règlement parasismique algérienne RPA 99/version 2003), la région de la wilaya Bejaia est classée en zone de sismicité moyenne **IIa**. Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

LE REDACTEUR DU RAPPORT

DJILALLA
Chef de Service

LE DIRECTEUR

BELHATRI

L.C.C.T.P BELHATRI
Tél 05 53 72 47 34
Cité 274 Logs LSP
EtA N° 05 EL-Ksour
Bejaia
N° 09 A 095762-01

coupe facade.jpg

facade.jpg

ss.jpg

rdc.jpg

1ertg.jpg

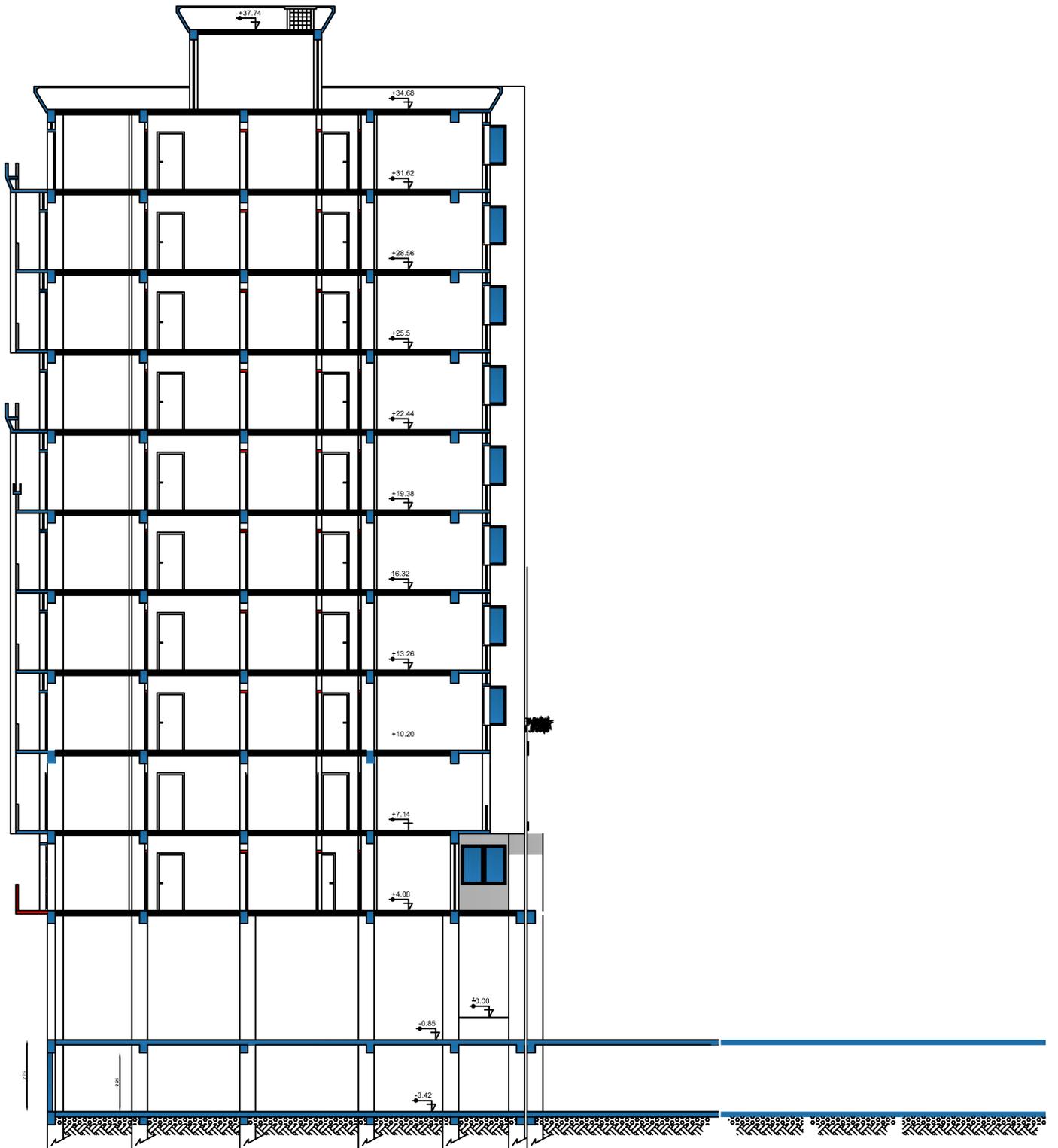
plan 2345etg.jpg

6emeetg.jpg

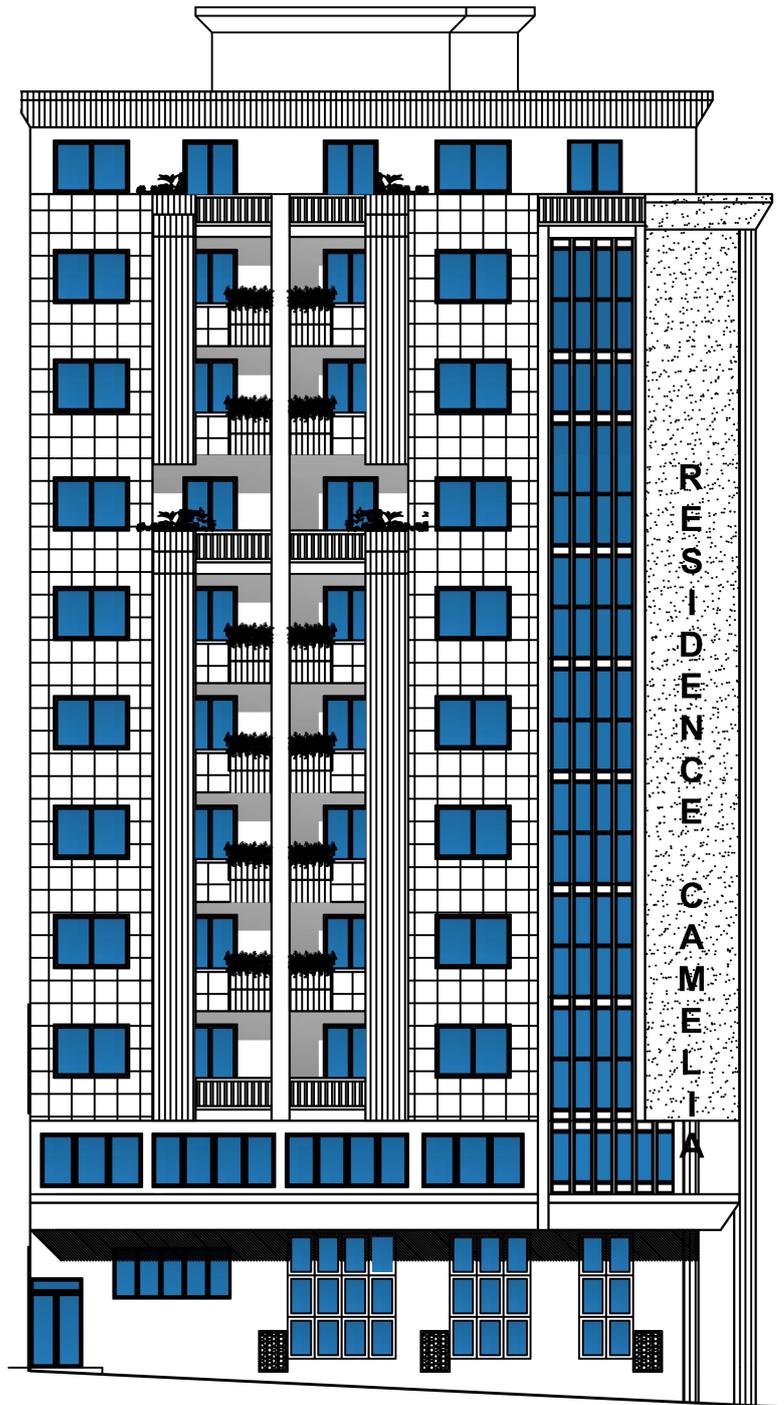
78910.jpg

10eme.jpg

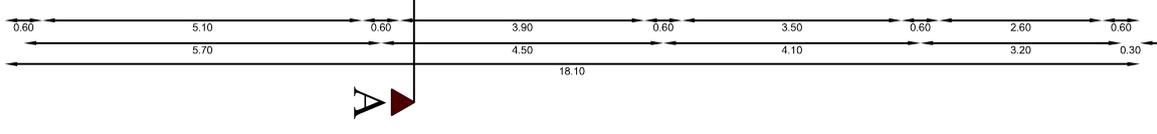
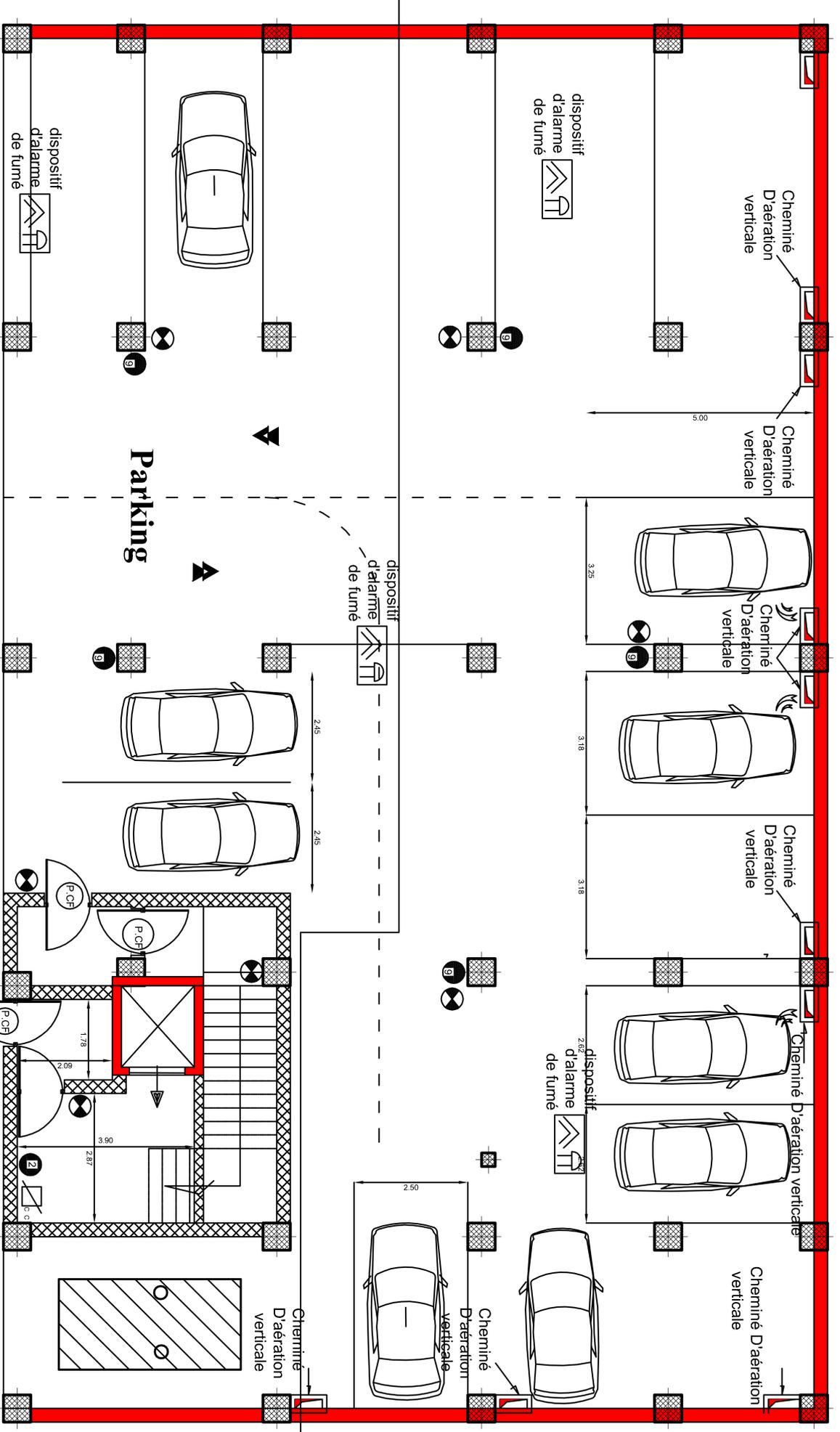
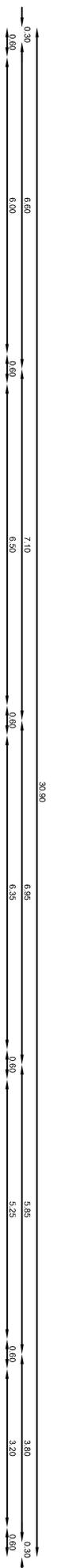
toiture.jpg



COUPE



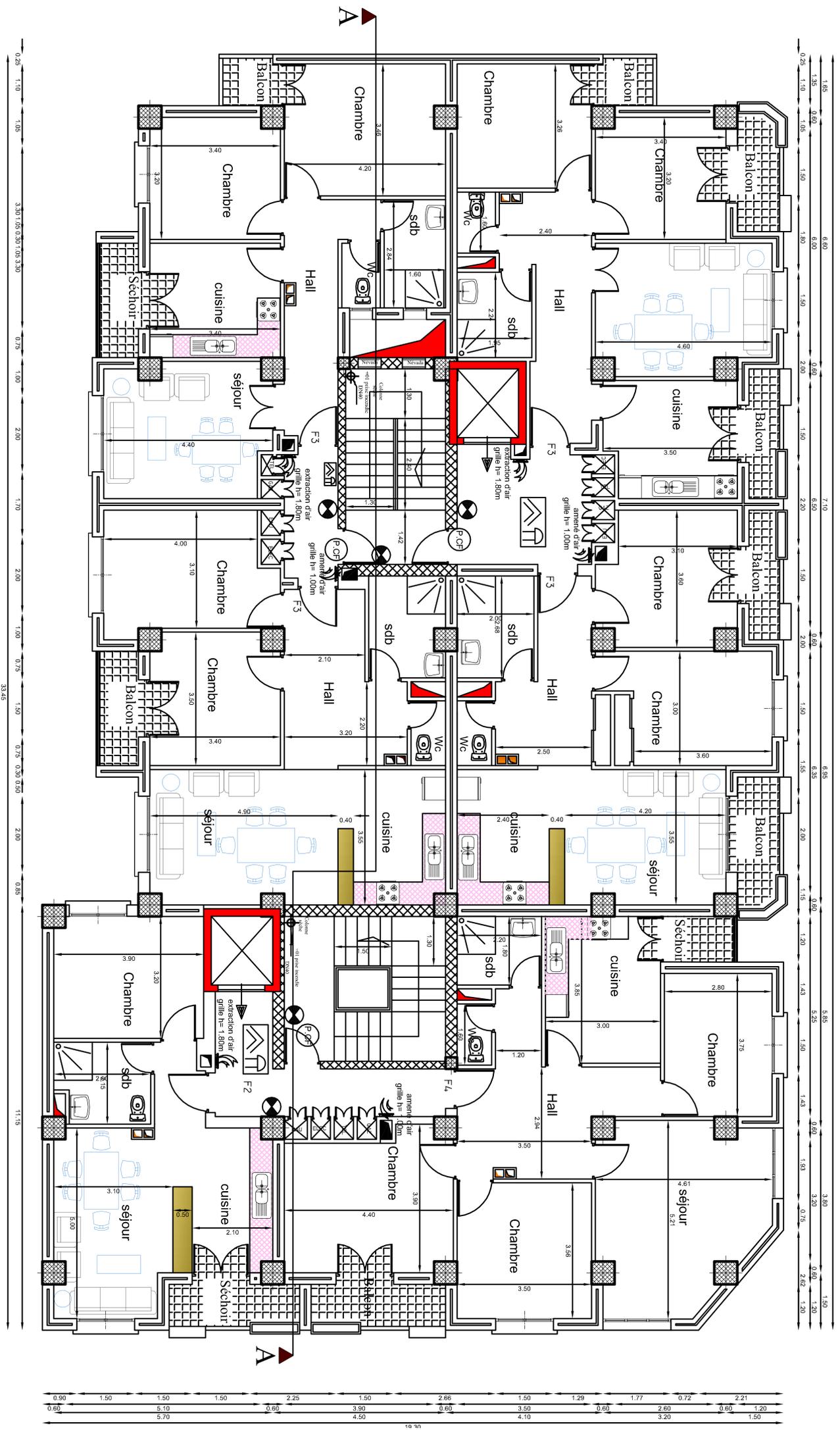
FAÇADE LATÉRALE



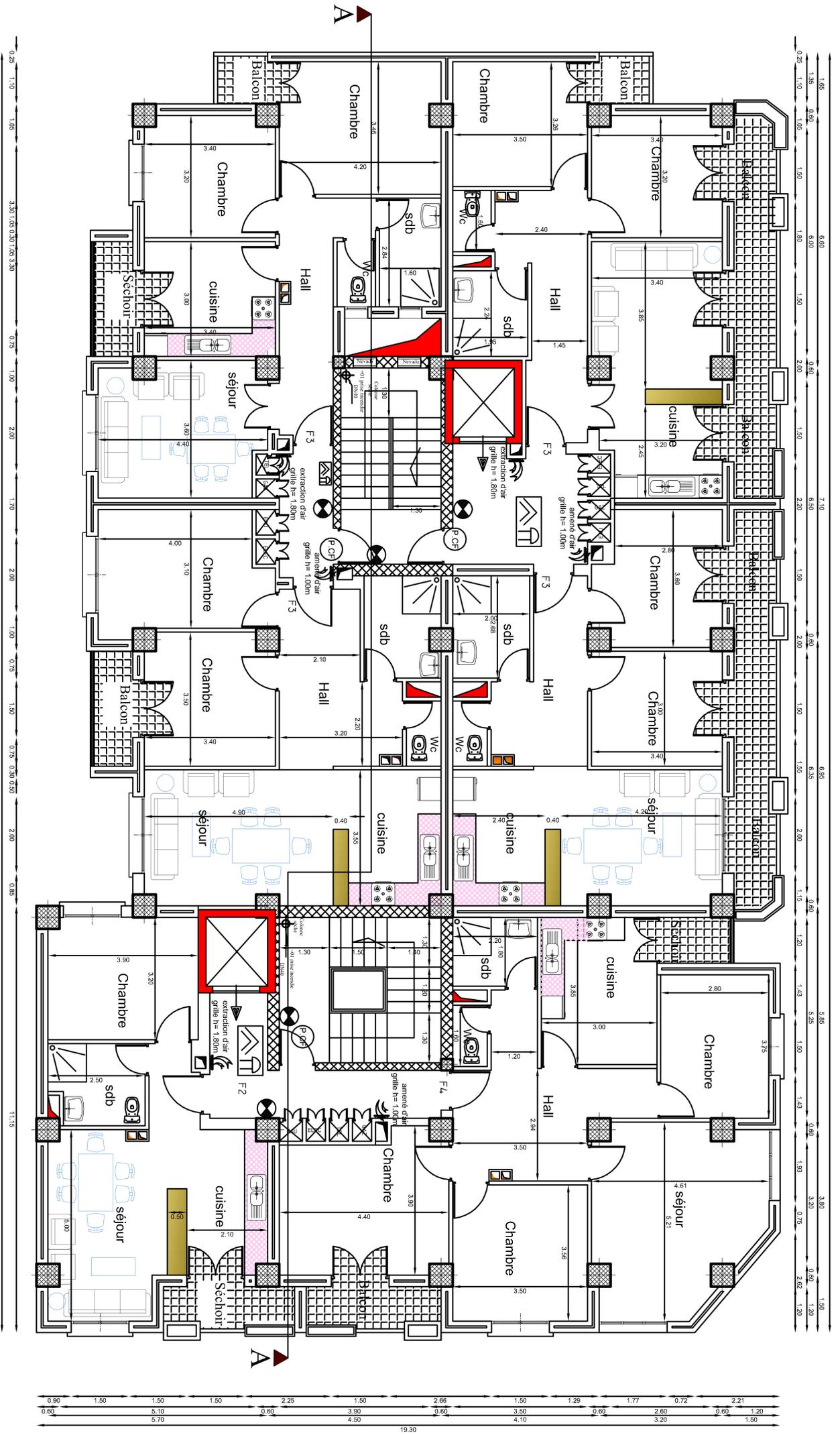
Plan Sous Sol

A

A



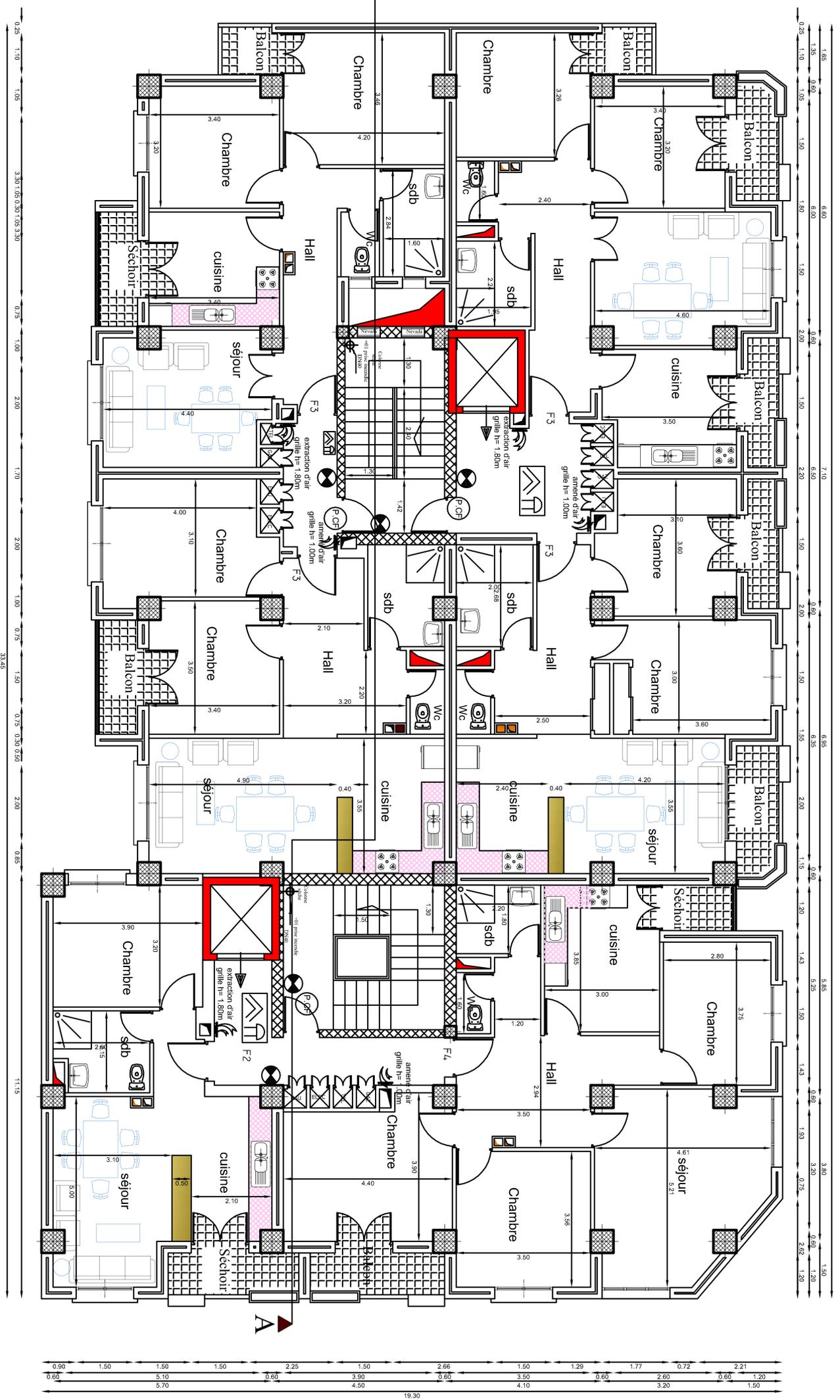
Plan 2-3-4-5eme Etage



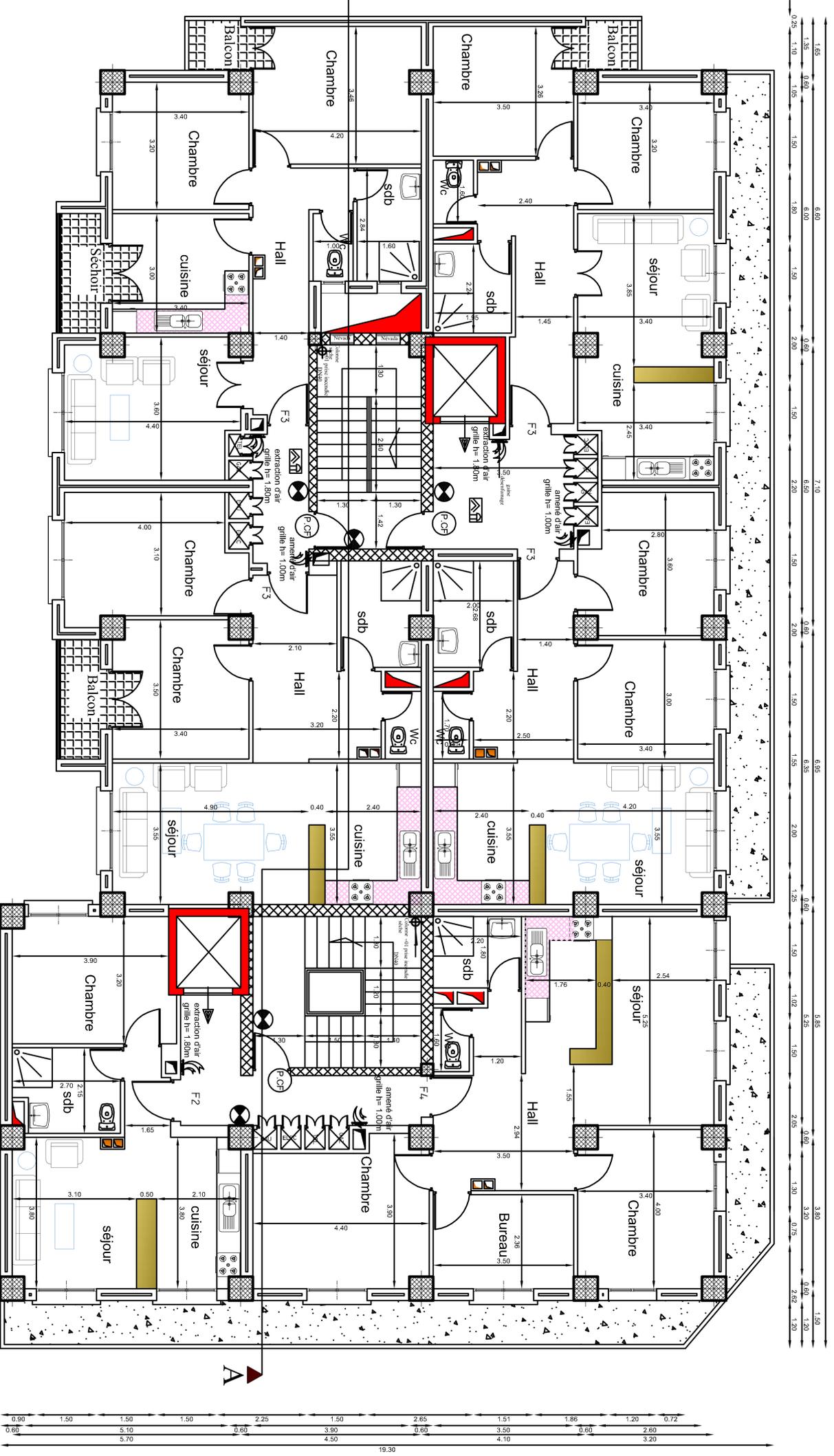
Plan geme Etage

33.44



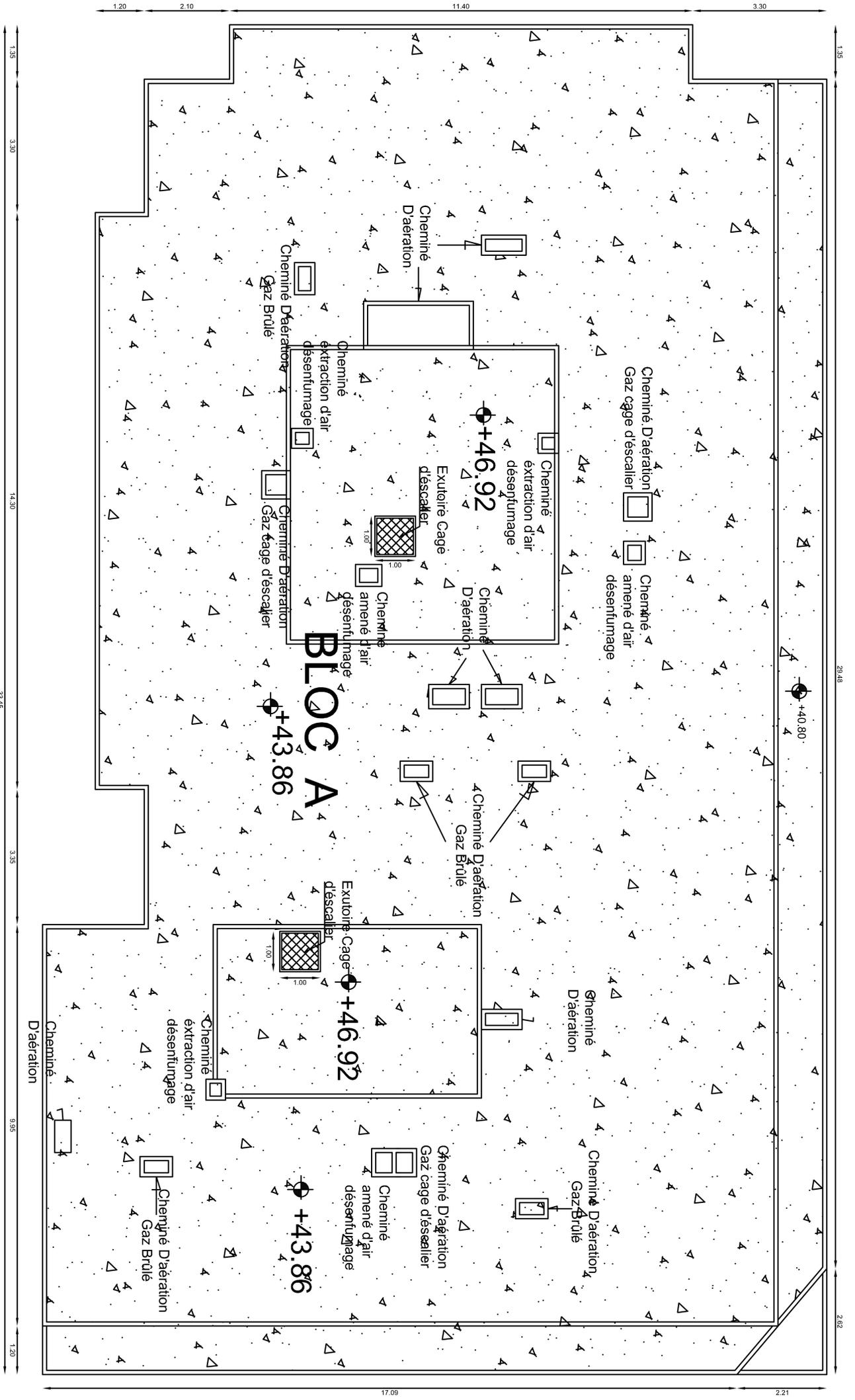


Plan 7-8-9-10eme Etage



Plan 10eme Etage





Plan Toiture