

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE



FACULTE DES TECHNOLOGIES
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de master en génie civil

Option : structures

*Etude d'un bâtiment (R+8+SOUS SOL)
Sis à l'kseur –Bejaia*

Réalisé par :

ABDERRAHMANI Mohamed

TAHAR CHAOUICHE Farhat

Encadré par :

M^r. M.OURTMACHE.

Membres de jury :

- M^{me} MEZIANI Meriem.
- M^r. ATTAL Riad.

2018-2019

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur Mr OURTEMACHE .

Nous remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Nous remercions le B.E.T BMA pour son accueil et son aide durant notre stage

Nous remercions les entreprises SNC SC BAS AIT AISSI et SNC ETOILE STEEL pour leurs aides pendant notre stage sur chantier

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénible de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenue durant toutes ma vie, et mon père qui a sacrifié toutes sa vie a fin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

- *A mes frères Amrane , Mourad et Ali*
- *A ma sœur Zakia.*
- *A ma bien aimée Kamilia et sa Maman.*
- *A mes oncles et mes tantes.*
- *A mon binôme et sa famille.*
- *A monsieur Fares ABDERRAHMANI.*
- *A mes chères Slimane et Ilyes et Imad.*

Mohamed.

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

➤ *A mes frères Mouloud, djamel*

➤ *A mon binôme et sa famille*

➤ *A monsieur BELHARET Abdighani et BENBELIL Rachid.*

➤ *A toutes mes chères ami(e)s sans exception*

➤ *A ma Bien aimée Sarah.*

Farhat.

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

Introduction	1
I-1 Présentation de l'ouvrage	1
I-2 Rapport de sol	1
I-3 Caractéristique de la structure	2
I-6 Règlements et normes utilisés	4
I-7 Caractéristiques des matériaux utilisés	4

Chapitre II : prédimensionnement des éléments secondaire

▪ Introduction	9
II-1.1 Les planchers a corps creux	9
II-1.2 Les planchers a dalle pleine	10
II-1.3 Les escaliers	11
II-1.4 L'acrotère	13
II-2.1 Les poutres	13
II-2.2 Les voiles	14
II.2.3 : Poteaux	15
II-2.3 Descente de charge	17
II-3 Evaluation des charges et surcharges	18
▪ Conclusion	23

Chapitre III : Etude des éléments secondaire

▪ Introduction.....	24
III.1.1 Etude des planchers à corps creux	24
III.1.2 Etude des poutrelles	25
III.2 Etude de la dalle de compression	37
III.3 Etudes des dalles pleines	37
III.4 Etude des escaliers.....	41
III.5 Etude de la poutre paliere	44

III.6	Etude des poutres de chainages.....	48
III.7	Etude de l'acrotère	50
III.7	Etude de l'ascenseur	55

Chapitre IV : Etude dynamique

▪	Introduction.....	59
IV.1	Méthodes de calcul	59
IV.2	Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes	63
IV.3	Modalisation et résultats	63
▪	Conclusion	70

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V.1	Etude des poutres	71
V.2	Étude des poteaux	78
V.3	Étude des voiles	92

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

▪	Introduction.....	100
VI.1	Choix du type des fondations	100
VI.1	Radier général	100
VI.2	Ferrailage du radier	104
VI.3	Etude des nervures	106
VI.4	Voile périphérique	111

Conclusion générale

Bibliographie

Annexe

Liste des figures

Fig I.1 : Implantation de l'ouvrage.....	01
Fig I.2 : Diagramme des contraintes déformation (ELU).....	06
Fig I.3 Diagramme des contraintes déformation (ELS)	06
Fig II.1 : schéma statique de types des poutrelles et les dalles pleines	09
Fig II.2 : plancher a corps creux	10
Fig II.3: schémas d'une poutrelle	10
Fig II.4:la vue sur plan de l'escalier.....	12
Fig II.5: surface affirmement du poteau P1.....	18
Fig II.6: surface afférente du poteau B4.....	20
Fig III.1 : Schémas statique de type de poutrelle calculé	25
Fig III. 2 : schéma d'une poutrelle	28
Fig III.3. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	37
Fig III. 4: schéma de ferrailage de la dalle pleine	38
Fig III.5-Schéma statique de l'escalier	41
Fig III.6 Schéma de ferrailage de l'escalier....	44
Fig III.7 : Section creuse équivalente.....	45
Fig III.8. Schéma de ferrailage de la poutre palière d'escalier	48
Fig III.9. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	49
Fig III.10. Coupe transversale de l'acrotère.....	50
Fig III.11 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	55
Fig III .12. Cage d'ascenseur.....	55
Fig III.13. Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur	58
Fig IV.1 : spectre de réponse	63
Fig IV.2 : disposition des voiles	64
Fig IV.3 : 1 ^{er} mode de déformation	65
Fig IV.4: 2 ^{eme} mode de déformation.....	65
Fig IV.5 : 3 ^{eme} mode de déformation.....	65
Fig V.1. Schéma de ferrailage des Poutres.....	78
Fig V.2 : Zone nodale.....	80

Fig V.3.exemple de ferrailage des poteaux	91
Fig V.4: Schéma de ferrailage du voile Vy1	99
Fig VI.1. Zone de contact poteau- radier.....	102
Fig VI.2. panneau le plus défavorable de radier	104
Fig VI.3: Charge transmise aux nervures sens x-x.....	106
Fig VI.4: Charge transmise aux nervures sens Y-Y	106
Fig VI.5 : section a ferrailée de la nervures	109

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers haute adhérence [BAEL91]	07
Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	08
Tableau II.1. Pré dimensionnement des panneaux de dalle pleine	11
Tableau II.2: Tableau d'évaluation des charges sur l'acrotère	13
Tableau II.3: pré dimensionnement des voiles	14
Tableau II-4: Tableau d'évaluation des charges des planchers de la terrasse inaccessible.....	15
Tableau II-5: Tableau d'évaluation des charges d'un plancher Corp. creux (16+4).....	15
Tableau II-6: Evaluation des charges dans les murs extérieurs	16
Tableau II-7: Tableau d'évaluation des charges d'un plancher dalle pleine de la terrasse inaccessible	16
Tableau II-8 : Tableau d'évaluation des charges d'un plancher dalle pleine.....	16
Tableau II.9 : évaluation des charges sur l'escalier	17
Tableau II.10 : évaluation de la descente de charge	18
Tableau III.1: Vérification des poteaux à la compression simple	21
Tableau II.12. Vérification au flambement	22
Tableau III.1: Les différents Types de poutrelles	24
Tableau III.2. Récapitulatifs des moments dans les autres appuis.	26
Tableau III.3 : les moments calculés pour les autres travées	27
Tableau III.4. Les efforts tranchants (exemple de poutrelle calculée)	27
Tableau III.5 : Sollicitation les plus défavorables.....	28
Tableau III.6:Les sollicitations dans les types de poutrelle étudiée par la méthode de caquot...35	
Tableau III.7 : Les sollicitations dans les types de poutrelle étudiée par la méthode forfaitaire	35.
Tableau III.8 : Récapitulatifs des sollicitations dans les autres types de poutrelles	36
Tableau III.9: Schéma de ferrailage des poutrelles	36
Tableau III.10. Résultats de ferrailage de la dalle (D6)	38
Tableau III.11 : Résultats de ferrailage de la dalle (D1)	39
Tableau III.12 : Résultats de ferrailage de la dalle (D2 et D3)	40
Tableau III.13 : Résultats de ferrailage de la dalle (D4)	40
Tableau III.14 : Résultats de ferrailage de la dalle (D5 et D7)	40

Tableau III.15: ferrailage de l'escalier en travée et aux appuis).....	42
Tableau III.16: Vérification des contraintes à l'ELS	43
Tableau III.17 : Les sollicitations de la poutre palière	44
Tableau III.18 : ferrailage de la poutre palière à la flexion simple	45
Tableau III.19 : Calcul des moments et ferrailage correspondant a la poutre de chaînage	48
Tableau III.20: ferrailage de l'acrotère	52
Tableau III.21. Ferrailage de la dalle pleine du local machinerie	57
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités Pq	60
Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses	64
Tableau IV.3. Vérification sous charges verticales	66
Tableau IV.4. Vérification sous charges horizontales	66
Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit	67
Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques	67
Tableau IV.7. Vérification des déplacements	68
Tableau IV.8 : Vérification de l'effet P- Δ	69
Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires	72
Tableau V.2 : Vérification des contraintes tangentielles	76
Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	76
Tableau V.4 .Vérification de l'état limite de compression du béton	77
Tableau V.5. Vérification de la flèche pour les poutres	77
Tableau V.6. Sollicitations dans les poteaux	81
Tableau V.7. Ferrailage des poteaux	84
Tableau V.8 : Calcul des armatures transversales	85
Tableau V.9. Vérification du flambement pour les poteaux	86
Tableau V.10. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux	87
Tableau V.11. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux	88
Tableau V.12. Les moments résistants dans les poteaux	90
Tableau V.13. Vérification de la zone nodale	90
Tableau V.14: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y1}	94
Tableau V.15: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y2} et V_{y3}	94
Tableau V.16: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y4}	94
Tableau V.17: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1}	95
Tableau V.18: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x2}	95

Tableau V.19 : les résultats de ferrailage verticales et horizontales de voile V_{y1}	95
Tableau V.20 : les résultats de ferrailage verticales et horizontales de voile V_{y2} , V_{y3}	96
Tableau V.21 : les résultats de ferrailage verticales et horizontales de voile V_{y4}	97
Tableau V.22 : les résultats de ferrailage verticales et horizontales de voile V_{x1}	98
Tableau V.23: les résultats de ferrailage verticales et horizontales de voile V_{x2}	98
Tableau VI.1 : sollicitation dans le panneau le plus défavorable	104
Tableau VI .2. Section des armatures du radier	105
Tableau VI.3 .Vérification de l'effort tranchant	105
Tableau VI.4. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier	105
Tableau VI .5. Section des armatures du radier après vérifications	106
Tableau VI.6 : moments aux appuis et effort tranchant dans la nervure.....	107
Tableau VI.7 : moments en travées dans la nervure	108
Tableau IV.8: résultats de ferrailage la nervure	109
Tableau VI.9. Résumé des résultats (vérification des contraintes)	110
Tableau VI .10. Section des armatures opté après vérifications.....	111
Tableau VI .11. sollicitations dans le voile périphérique.....	113
Tableau VI.12. Section des armatures du voile périphérique.....	113
Tableau VI.13. Résumé des résultats (vérification des contraintes)	114
Tableau VI.14. section opté après vérifications	114

Introduction générale

Le Génie civil est une branche de l'ingénierie qui englobe la conception, la construction et la gestion des immeubles résidentiels et commerciaux, des structures et des installations d'approvisionnement en eau ainsi que le contrôle de l'environnement pour le maintien et l'amélioration de la qualité de vie.

L'ingénieur civil tient à la sécurité ; les projets et les systèmes doivent être conformes aux réglementations gouvernementales et aux lois ; ils doivent être construits économiquement pour fonctionner correctement avec un minimum d'entretien et de réparation tout en résistant à l'usage prévu ainsi qu'aux conditions météorologiques.

Le présent projet consiste à étudier un bâtiment R +8 avec sous-sol contreventé par un système mixte « voiles-portiques". Le travail a été partagé en 2 parties principales :

La première partie est l'étude de la superstructure, et qui contient :

- Généralités sur les matériaux
- Pré dimensionnement des éléments, qui est une estimation préliminaire des dimensions des éléments
- Calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers, ...)
- Étude dynamique de la structure (période, interaction ...)
- Étude des éléments structuraux (poteaux, voiles, ...)

La deuxième partie est l'étude de l'infrastructure et qui consiste à :

- choisir sur la base du rapport géotechnique le type de fondation pour la structure, puis la calculer.

Chapitre I

I. INTRODUCTION :

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, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage objet de notre étude est un immeuble (R+8) +sous-sol (bloc A). Cet ouvrage est à usage trifonctionnel (stockage au un sous-sol, RDC à usage bureaux et crèche, et autres étages à usage d'habitation). Il est classé, d'après les Règles Parasismiques Algériennes « RPA99 /version 2003 », dans le groupe 2, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage sera implanté au niveau du territoire de la wilaya de Bejaïa (L'KSEUR), qui est, d'après la classification en zones sismiques des wilayas et communes d'Algérie (RPA99/2003), en zone (II_a), qui est une zone à moyenne sismicité.

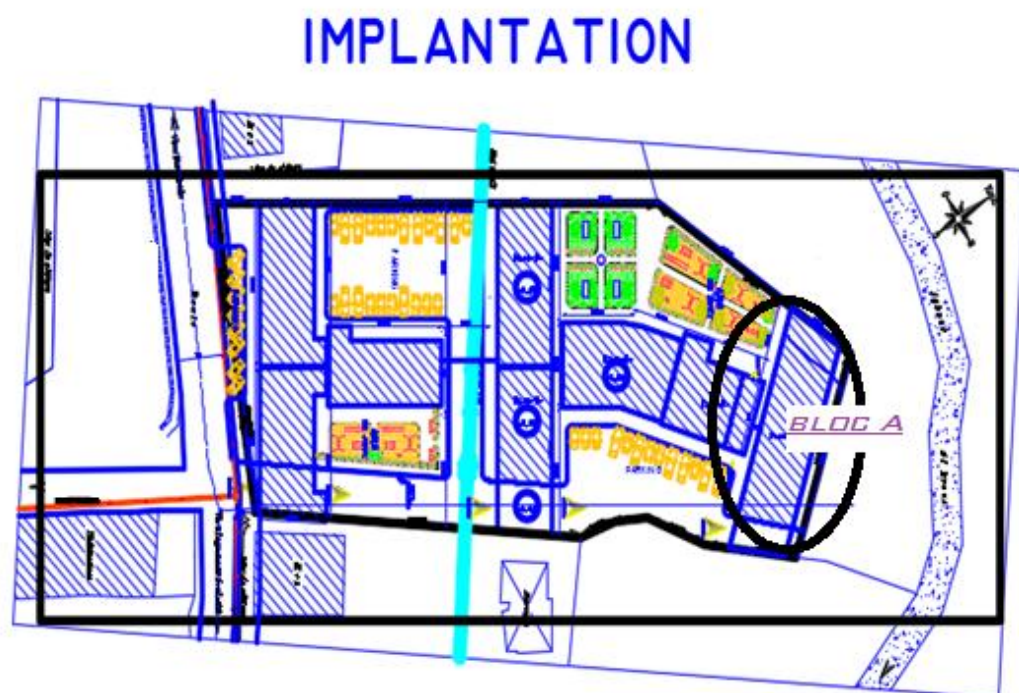


Figure I.1 implantation de l'ouvrage

I.2. Rapport de sol

Le site destine pour la réalisation d'une promotion immobilière de 114 logements est situé sur un terrain doté d'une pente faible a moyen ; caractérisé par de faible dépression. Il est limité à l'Est par la rue ATALA AEK, à l'Ouest par la zone non aedificandie, au Nord par l'ilot n°15, n°16 et une bâtisse en R+1 et au Sud par l'ilot n°12 et un oued.

D'après le **laboratoire SNC BOUNIA** la géologie du site est constitué par des argiles limoneuses noirâtres légèrement graveleuse, une nappe alluvionnaire de dimensions moyennes a grossières composée par des argiles, limoneuses associées avec des grès.

- En se basant sur la nature du sous-sol, les caractéristiques géotechniques ainsi que les résultats des essais pénétrométriques nous vous recommandons des fondations superficielles de type radier qu'il y a lieu d'ancrer à partir de **2m** de profondeur et de prendre une contrainte admissible **1,5 bars (sol S3 meuble)**, cohésion 1.8 KN/m^2 , Le poids spécifique $\gamma_h = 20 \text{ KN/m}^3$, L'angle de frottement $\varphi = 19^\circ$.

Le sous-sol du site est constitué par une nappe alluvionnaire, composée par des argiles, sables graviers, galets et blocs, d'où cette formation hétérogène peuvent engendrer des tassements différentiels, d'où il y a lieu d'opter pour un compactage de l'assise de fondation afin d'éliminer tous les vides.

Les tassements seront ressentis lors de la construction de l'ouvrage qui consiste à la réorganisation des éléments graveleux.

Afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage, il y lieu d'effectuer :

Un drainage efficace des eaux pluviales et les eaux de surfaces.

- Réaliser des dispositifs de protection du ravin contre les affouillements et l'érosion.
- De prendre en compte la sismicité de la région dans le calcul des structures en béton armés.

Les analyses chimiques indiquent que ces sols ne présentent aucune agressivité pour les bétons hydrauliques de l'infrastructure.

I.3. Caractéristiques géométriques de la structure :

✓ Largeur en plan.....	12.21m.
✓ Longueur en plan.....	35.75 m.
✓ Hauteur totale du bâtiment.....	30.34m.
✓ Hauteur du sous-sol.....	02.80m.
✓ Hauteur du RDC.....	03.06m.
✓ Hauteur des étages courants.....	03.06m.

I.4. Choix du contreventement :

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone **IIa**, l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un

contreventement mixte (portiques-voiles), avec justification d'interaction portique-voile. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises par les voiles et les portiques proportionnellement à leur rigidité relative ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.5. HYPOTHESES DE CALCUL :

I.5.1. E.L.U :

Selon le **CBA93 (article A.4.3.2)** ; les hypothèses de calcul à l'ELU sont :

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10%.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contrainte déformation ($\sigma; \varepsilon$) de calcul du béton est celui décrit par une parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme est rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- 7- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

I.5.2. E.L.S :

Selon le **BAEL91 (article A.4.5)** ; les hypothèses de calcul à l'ELS sont :

- 1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
- 2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$)
- 3- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s : module de Young de l'acier ; n : coefficient d'équivalence acier-béton.
- 4- On ne déduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé

I.6. Règlements et normes utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- RPA99 /version 2003.
- CBA93.
- DTR B.C.2.2.
- BAEL91/version 99.
- DTR BC2.33.1. Règles de calcul des fondations superficielles.

I.7. Caractéristiques des matériaux utilisés :

Les principaux matériaux utilisés dans la réalisation de ce projet sont :

- ✓ Le béton.
- ✓ L'acier.

I.7.1. Béton :**I.7.1.1. Définition :**

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux internes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvants).

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de la conception des ouvrages en béton armé (BAEL).

Le rapport entre la quantité d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est mentionné sous la forme de rapport eau-ciment (E/C), est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport E/C augmente, le béton frais devient plus plastique et son ouvrabilité ainsi que compactibilité s'améliorent, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible.

Le béton présente les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression
- Une souplesse d'utilisation
- Un entretien facile
- Une bonne résistance aux feux
- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes

I.7.1.2. Caractéristiques mécaniques :

I.7.1.2.1 Résistance à la compression : Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours ; notée f_{c28} . Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de

compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm du diamètre et de 32 cm de hauteur.

Selon le BAEL pour : $j > 28$ jours $f_{cj} = f_{c28}$

Pour : $j < 28$ jours $f_{cj} = 0,685 \times f_{c28} \times \log(j + 1)$

D'après le **CBA 93** on a pour f_{cj} les relations suivantes pour $j \leq 28$ jours

$f_{cj} = [j / (4,76 + 0,83j)] f_{c28}$ Pour $f_{c28} \leq 40$ MPA (**Art : A.2.1.1**)

$f_{cj} = [j / (1,4 + 0,95j)] f_{c28}$ Pour $f_{c28} > 40$ MPA (**Art : A.2.1.1**)

Pour $j > 28$ jours : $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

-pour le calcul dans notre projet on prend $f_{cj} = f_{c28} = 25$ MPA.

I.7.1.2.2. Résistance à la traction :

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

$$\text{A.2.1.1.2).} \quad \left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPA} \\ f_{tj} = 0,275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPA} \end{array} \right. \quad \text{[CBA93] (article)}$$

Pour $j = 28$ jours et $f_{c28} = 25$ Mpa ; $f_{t28} = 2,1$ Mpa.

I.7.2.3. Les contraintes limites du béton :

a) À l'Etat Limite Ultime :

• Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [\text{MPa}] \quad \text{avec } \theta : \text{coefficient d'application.}$$

- $\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 heures.
- $\theta = 0,9$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est comprise entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison considérée est inférieure à 1 heure.

• Diagramme contrainte – déformation :

Ce diagramme est réalisé en soumettant une éprouvette de béton normalisée ($h = 32$ cm, $\emptyset = 16$ cm) à un essai de compression.

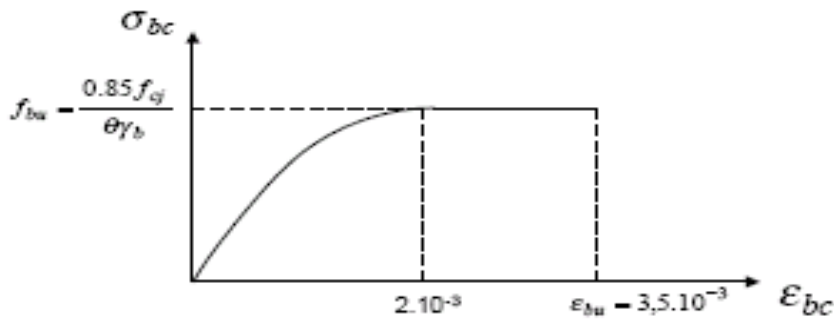


Figure I.2 : Diagramme contrainte- déformation [BAEL91]

Le diagramme déformations (ϵ_{bc})-contraintes (σ_{bc}) du béton comporte un arc de parabole du second degré d'axes parallèle à l'axe des contraintes de compression (σ_{bc}) suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations (ϵ_{bc}) et tangent à la parabole en son sommet.

Ce segment s'étend entre les valeurs 2 ‰ et 3.5 ‰ de la déformation ϵ_{bc} . L'arc de parabole s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet, de coordonnées $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$ et

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad f_{bu} = \left\{ \begin{array}{l} 14.2 \text{ situation courante} \\ 18.48 \text{ accidentelle} \end{array} \right\}$$

b) À l'Etat Limite de Service (ELS) :

- **La contrainte de compression ($\bar{\sigma}_{bc}$) :**

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

A l'état limite de service, le béton est en phase élastique d'où le diagramme est le suivant :

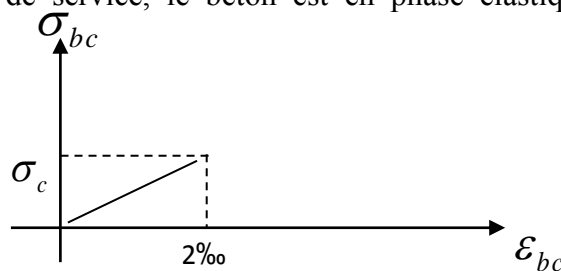


Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation. [BAEL91]

- **La contrainte de cisaillement du béton :**

La contrainte admissible dans le cas où les armatures sont d'âme droite et lorsqu'elle comporte à la fois des barres relevées et des armatures droites définies comme suit :

▪ **Cas de fissuration peu nuisible :**

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

D'où : $\bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$

▪ **Cas de fissuration nuisible ou très nuisible :**

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa})$$

D'où : $\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$

I.7.2. Aciers :

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.

Pour les barres d'aciers on utilise le fe400 ;et pour le treillis a soudé on prend utilise le fe500.

I.7.2.1 Les barres de haute adhérence :

Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

I.7.2.2. Caractéristiques mécaniques des aciers :

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers hautes adhérence [BAEL91] :

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de rupture (MPa)	Allongement à la rupture (%)
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25

Selon (**l'Art 7.2.2 du RPA99**), les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec $f_e \leq 500 \text{ MPa}$, et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5 %.

- **La contrainte limite des aciers**

Etat limite ultime: la contrainte de l'acier est $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Etat limite de service: on distingue les cas suivants:

- Fissuration peu nuisible

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

Art (A.4.5.3.2) BAEL91

- Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante. La contrainte est limitée à:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \quad \text{Art (A.4.5.3.3) BAEL91}$$

f_{ij} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

- Cas où la fissuration est très préjudiciable:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \quad \text{Art (A.4.5.3.4) BAEL91}$$

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration avec: } \eta=1,6 : \text{donc } \bar{\sigma}_s = \begin{cases} 201.63 \dots\dots \text{F.N} \\ 164.97 \dots\dots \text{F.T.N} \end{cases}$$

Conclusion :

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisé

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable	14,2
	*situation accidentelle	18,45
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32456,59
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10818,86
Acier	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	2×10^5
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle	400
	*situation courante	348
	Contrainte à l'ELS : *FPN	/
	*FN : $\bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e , 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$	201.63
	*FTN : $\bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e , 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$	164.97
	η : Coefficient de fissuration	
	$\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA)	

Chapitre II

Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **BAEL91** et du **CBA93**.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase du ferrailage

II.1. Etude des éléments secondaires :

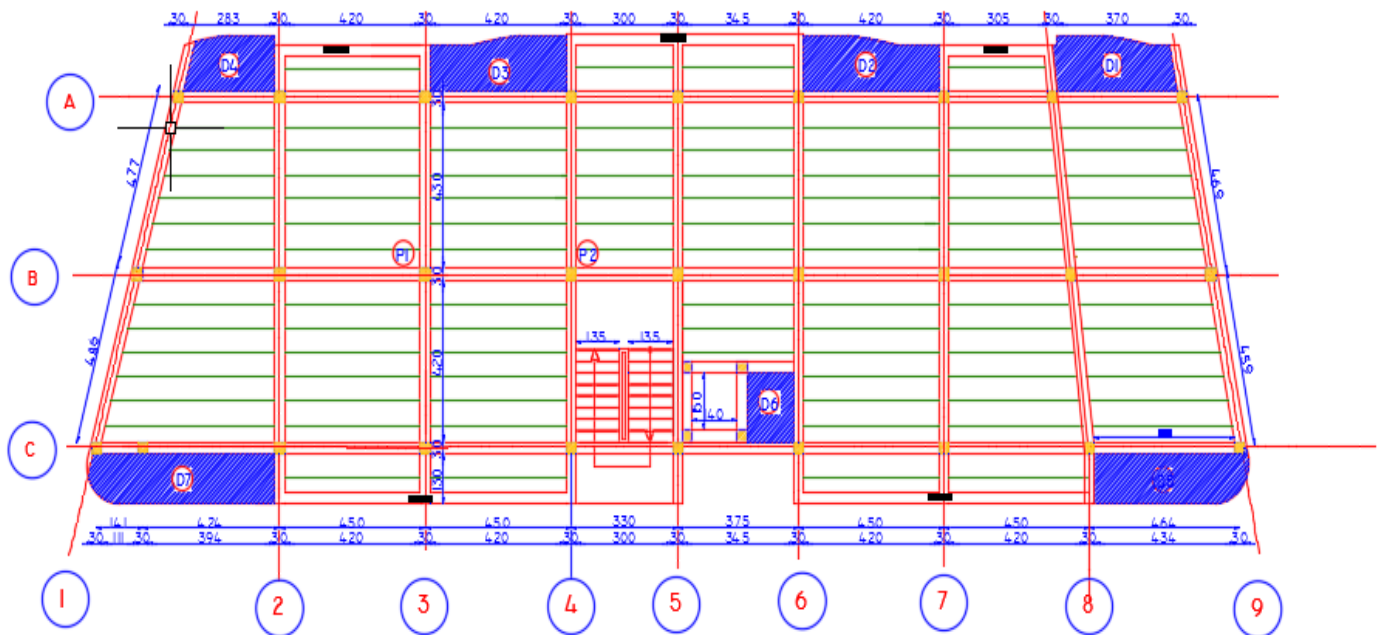
II.1.1. Plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges, et séparateur entre les différents niveaux. Il est composé de corps creux, de poutrelles et de la dalle de compression (Figure II.1 et II.2). Son pré dimensionnement est régi par la loi suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec : L_{max} : la portée maximum entre nus d'appuis dans la direction des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher.



FigureII.1 schéma de disposition des poutrelles et dalles pleines

$$L_{max}=464-30 = 434\text{cm}$$

$$h_t \geq \frac{434}{22.5} \quad h_t \geq 19.29\text{cm}$$

On adopte pour $h_t=20\text{cm}$; (voir figure II.2)



Figure II.2. Plancher à corps creux.

Pré dimensionnement des poutrelles :

Calculées comme des sections en T à la flexion simple, elles sont caractérisées par les dimensions suivantes (Figure II.3) :

$ht = 16+4\text{ cm}$ hauteur totale du plancher.

$h0 = 4\text{cm}$ hauteur de la dalle de compression.

$b0 = 10\text{cm}$ largeur de la nervure.

$Lx = 55\text{ cm}$ distance entre nus de deux poutrelles.

$Ly = 283\text{ cm}$ longueur de la travée minimale de la poutrelle.

La largeur efficace de la dalle de compression est évaluée à partir de l'expression suivante :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{Lx}{2}, \frac{Ly}{10} \right) \Rightarrow b = 65\text{ cm} \dots \dots \dots \text{CBA93 (article A.4.1.3)}$$

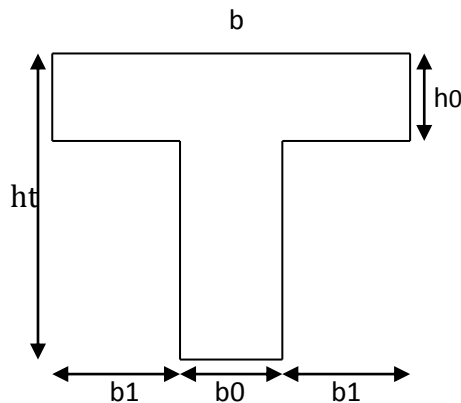


Figure II.3 : Schema d'une poutrelle

II.1.2 : Planchers dalles pleines :

Le plancher à dalle pleine est constitué d'une dalle pleine en béton armé supportée par un système de poutres orthogonales. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères Suivants :

α) Critère de résistance :

$e \leq Lx/20$ → Pour une dalle sur un seul appui.

$Lx/35 \leq e \leq Lx/30$ → Pour une dalle travaillant comme une poutre sur deux appuis.

$Lx/50 \leq e \leq Lx/40$ → Pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

β) 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.

c) : isolation phonique :

Le CBA 93 stipule que pour avoir une bonne isolation, l'épaisseur de la dalle doit être supérieur ou égale a 14 cm. ($e_{\text{min}} = 14\text{cm}$)

-Dans notre projet, nous disposons sept (7) panneaux de dalles pleines (Figure II.1).

En se basant sur les critères cités ci-dessus, les résultats de calcul des épaisseurs des différents panneaux sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau II.1. Pré dimensionnement des panneaux de dalle pleine

panneau	Nbr d'appuis	Lx(m)	Ly(m)	e (cm)	e choisie (cm)	Critère	Lx/Ly
D1	3	1.22	3.63	2.44 à 3.05	12	2h de Coupe-feu	0.336
D2	3	1.2	4.2	2.4 à 3	14	isolation phonique	0.29
D3	3	1.2	4,2	2.4 à 3	14	isolation phonique	0.29
D4	3	1.3	2.83	2.6 à 3.25	12	2h de Coupe-feu	0.46
D5	2 \perp	1.3	4.73	3.71 à 4.33	14	isolation phonique	0.27
D6	2 \perp	1.45	1.9	2.9 à 3.62	14	isolation phonique	0.76
D7	2 \perp	1.3	5.76	3.71 à 4.33	14	isolation phonique	0.22

II.1.3. Les escaliers :

Le dimensionnement revient à déterminer :

- la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.
- l'épaisseur de la paillasse.

La formule très empirique de BLONDEL qui les lie est :

$$2h + g = m; \text{ avec } 60 \leq m \leq 65\text{cm}$$

Elle correspond à la distance franchie lors d'un pas moyen.

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

Avec : n : est le nombre de contres marches sur la volée.

H : hauteur de la volée.

L_0 : longueur projetée de la volée.

n - 1 : Nombre de marche.

L_v : longueur de la volée.

L_p : longueur de palier.

Calcul de l'épaisseur "e" :

L'épaisseur "e" de la paillasse est calculée selon la formule suivante :

$$L/30 \leq e \leq L/20^*$$

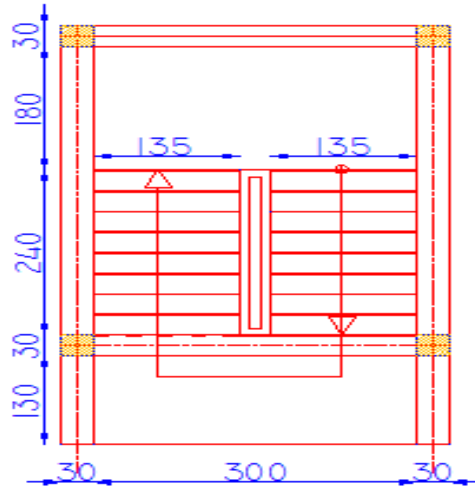


Figure II.4 :vue sur plan et le schéma statique de l'escalier.

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow$$

$$L = \sqrt{240^2 + 153^2} + 180 = 464.62 \text{ cm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{464.62}{30} \leq e \leq \frac{464.62}{20} \Rightarrow 15.48 \text{ cm} \leq e \leq 23.23 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ Pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : **e = 18cm.**

- Calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a : $L_0 = 2.4 \text{ m}$; $H = 1.53 \text{ m}$.

D'après le plan :

Le nombre de contre marche est : **n =9**

Le nombre de marche est : **n -1 =8**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = 240/8 \Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

La formule très empirique de BLONDEL qui les lie est :

$$2h+g=m ; \text{ avec } 60 \leq m \leq 65 \text{ cm}$$

$$\text{Tel que : } m= 2*17+30=64$$

Donc la loi de blondel est vérifiée.

II.1.4. L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

La surface de l'acrotère est donnée par :

$$\mathbf{Sacrotère} = (0.50 \times 0.10) + (0.10 \times 0.05) + (0.10 \times 0.05) / 2 = 0.575m^2$$

Les dimensions de l'acrotère sont montrées sur la figure ci-dessous :

Tableau II.2: Tableau d'évaluation des charges sur l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Enduit en ciment(cm)	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/m ²)	G (KN/ml)
50	10	0.015	1.44	1.0	1.59

II .2 :Etude des éléments principaux :**II.2.1 : Les poutres :**

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

-Les poutres principales (P.P) :

Les poutres principales sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis. Leur pré dimensionnement se fait en respectant la condition de la flèche du CBA93 suivante :

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10}$$

Avec:

L_{max} : portée maximale entre nus d'appuis : $477-30=447$ cm

$$\frac{447}{15} \leq h \leq \frac{447}{10} = 29.8 \leq h \leq 44.7$$

On prend **h=40cm**

On prend **b=30cm**

Suivant l'article **7.5.1** du **RPA99/2003**, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} , \quad b = 30 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} , \quad h = 40 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \quad \frac{40}{30} = 1.33 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} (\text{condition vérifiée}). \\ (\text{condition vérifiée}). \\ (\text{condition vérifiée}). \end{array}$$

-Les poutres secondaire (P.S) :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles. Leur hauteur est donnée par :

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10}$$

Avec :

l_{max} : portée maximale entre nus d'appuis : $450-30=420\text{cm}$

$$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} = 28 \leq h \leq 42$$

On prend **h=35cm**

On prend **b=30cm**

$$\left\{ \begin{array}{ll} b \geq 20 \text{ cm} , & b = 30\text{cm} & (\text{condition vérifiée}). \\ h \geq 30 \text{ cm} , & h = 40\text{cm} & (\text{condition vérifiée}) \\ \frac{h}{b} \leq 4 & \frac{40}{30} = 1.33 & (\text{condition vérifiée}) \end{array} \right.$$

II.2.2 : Les voiles :

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e \geq 15 \text{ cm} \dots\dots\dots (1).$
- $e \geq h_e / 20 \dots\dots\dots (2).$
- $L \geq 4 e \dots\dots\dots (3).$

h_p : Hauteur totale de la poutre.

h_e : Hauteur libre d'étage.

e : Épaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

Tableau II.3: pré dimensionnement des voiles

Nature d'étage	Hauteur libre d'étage (m)	"e" calculé (m)	"e" optée (m)
Sous-sol	2.4	0,12	0,15
RDC	2.66	0,133	0,15
Etage courant	2.66	0,133	0,15

II.2.3 : Poteaux :

Les poteaux sont dimensionnés à la compression simple, Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le **RPA99/2003 (Article 7.4.1)** doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone II_a :

- min (b,h) ≥ 25 cm.
- min (b,h) ≥ $\frac{he}{20}$ cm
- $0.25 < \frac{b}{h} < 40$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/2003 citées ci-dessus .

On adopte préalablement les sections des poteaux comme suit:

Étages	S.sol et RDC	Etage 1	Etage 2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6	Etage 7	Etage 8
Section(bxh)cm ²	50*50	45*50	45*45	40*45	40*40	35*40	35*35	30*35	30*30

II.3. Evaluation des charges et surcharges

a) Terrasses inaccessible (16+4) :

Tableau II-4: Tableau d'évaluation des charges des planchers de la terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids "G"(KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	20	1.00
Multicouche d'étanchéité	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	14	2.80
Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
Forme de pente	0.1	22	2.2
Total charges permanentes			G = 6.43 kn/m²
Total charges Exploitations			Q = 1 kn/m²

b) Plancher Etage courant (16+4) :

Tableau II-5: Tableau d'évaluation des charges d'un plancher Corp. creux (16+4)

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
Cloisons de séparation	0.10	10	1.00
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de Sable	0.03	18	0.54
Plancher à corps creux	0.20	14	2.8

Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
Total charges permanentes			G = 5.33 kn/m²
Total charges Exploitations			Q = 1.5 kn/m²

c) Murs extérieur et mur de séparation entre appartement :

Tableau II-6: Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
Briques creuses	0.15	9	1.35
Lame d'air	0.05	00	0.00
Briques creuses	0.10	9	0.90
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Total charges permanentes			G= 2.80 kn/m²

d) Panneau dalle pleine d'une terrasse inaccessible :

Tableau II-7: Tableau d'évaluation des charges d'un plancher dalle pleine de la terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
Multicouche d'étanchéité	0.02	6	0.12
Gravillon de protection	0.05	20	1.00
Plancher dalle pleine	0.12	25	3
Forme de pente	0.1	22	2.2
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Total charges permanentes			G = 6.72 kn/m²
Total charges Exploitations			Q = 1.5 kn/m²

e) Panneau dalle pleine (étage courant):

Tableau II-8 : Tableau d'évaluation des charges d'un plancher dalle plein.

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Plancher dalle pleine	0.12	25	3
Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
Total charges permanentes			G = 4.53 kn/m²
Total charges Exploitations			Q = 1.5 kn/m²

f) évaluation des charges sur l'escalier :

Tableau II.9 : évaluation des charges sur l'escalier :

Désignation des éléments	Paliers (KN/m ²)	Volées (KN/m ²)
Poids de la dalle	4,5	5.35
Poids des marches	0.00	1.87
Mortier de pose	0.44	0.44
Carrelage	0.44	0.44
Lit de sable	0.36	0.36
Revêtement vertical	0.00	0.27
Enduit de ciment	0.4	0.4
Total G KN/m ²	6.14	9.13
Total Q KN/m ²	2.5	2.5

- **Descente de charges :**

La descente de charges permet d'évaluer les charges revenant à chaque élément de la structure. a considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires.

Pour notre projet, on va effectuer la décente de charge P1 et P2 (voir la fig II.1).

La loi de dégression des charges (DTR.BC2.2.art.6.3) :

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse :

$$Q_0$$

Sous dernier étage :

$$Q_0 + Q_1$$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage n quelconque :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$.

Descente de charges du poteau B3 :

calcul de la surface afférente :

Sous G :

$$S_{\text{aff.G}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_{\text{aff.G}} = (2.1 \times 2.15) \times 2 + (2.10 \times 2.10) \times 2$$

$$S_{\text{aff.G}} = 17.85 \text{m}^2$$

Sous Q :

$$S_{\text{aff.Q}} = S_{\text{aff.G}} + (b.L_{\text{pp}} + b.L_{\text{ps}})$$

$$S_{\text{aff.Q}} = 17.85 + (2.1 \times 0.3) \times 3 + (2.15 \times 0.3)$$

$$S_{\text{aff.Q}} = 20.39 \text{m}^2$$

Calcul du poids propre :

-Plancher terrasse inaccessible

$$P_{\text{terrasse}} = 17.85 \times 6,43 = 114,78 \text{KN}$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 20,39 \text{KN}$$

-Plancher étage courant :

$$P_{\text{e.c}} = G \times S_{\text{aff.c.c}} = 5,33 \times 17,85 = 95,14 \text{KN}$$

$$Q_{\text{e.c}} = 1,5 \times 20,39 = 30,59 \text{KN}$$

-Poids propre des poutres :

$$P_{\text{poutres}} = 25 \times (V_{\text{pp}} + V_{\text{ps}})$$

$$P_{\text{poutres}} = 25 [(0,3 \times 0,35 \times 4,2) + (0,3 \times 0,4 \times 4,25)].$$

$$P_{\text{poutres}} = 23,76 \text{KN}$$

Les résultats de la descente de charges pour le poteau (**B3**) sont représentés dans le tableau suivant :

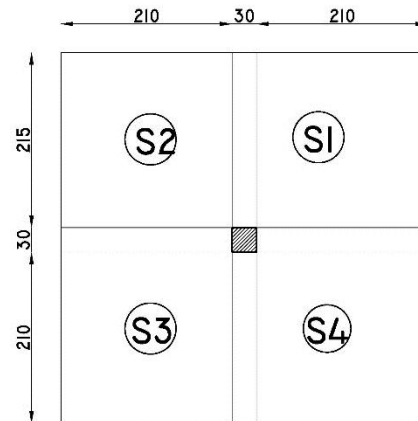


figure II.5 :surfaces afférentes du poteau p1.

Tableau II.10 : évaluation de la descente de charge

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible	114.78	
	Poutres	23.76	
	Poteau(30*30)	6.44	
	Total	144.98	20.39
N2	Venant de N1	144.98	
	Plancher étage courant	95.14	
	Poteau(30*35)	7.5	
	Poutres	23.76	
	Mur double cloison	15.27	
Total	286.65	50.98	

N3	Venant de N2	286.65	
	Plancher corps creux	95.14	
	Poteau(35*35)	8.15	
	Poutres	23.76	
	Mur double cloison	15.27	
Total	428.97	78.51	
N4	Venant de N3	428.97	
	Plancher corps creux	95.14	
	Poteau(35*40)	10.01	
	Poutres	23.76	
	Mur double cloison	15.27	
Total	573.15	102.98	
N5	Venant de N4	573.15	
	Plancher corps creux	95.14	
	Poteau(40*40)	11.44	
	Poutres	23.76	
	Mur double cloison	15.27	
Total	718.76	124.39	
N6	Venant de N5	718.76	
	Plancher corps creux	95.14	
	Poteau(40*45)	12.87	
	Poutres	23.76	
	Mur double cloison	15.27	
Total	865.8	142.75	
N7	Venant de N6	865.8	
	Plancher corps creux	95.14	
	Poteau(45*45)	14.98	
	Poutres	23.76	
	Mur double cloison	15.27	
Total	1014.95	158.04	
N8	Venant de N7	1014.95	
	Plancher corps creux	95.14	
	Poteau(45*50)	16.09	
	Poutres	23.76	
	Mur double cloison	15.27	
Total	1165.21	172.42	

N9	Venant de N8	1165.21	
	Plancher corps creux	95.14	
	Poteau(50*50)	17.88	
	Poutres	23.76	
	Total	1301.99	188.51
N10	plancher corps creux	95.14	
	Poteau (50*50)	17.88	
	Poutres	23.76	
	Total	1438.77	310,65

Poteau « B4 » :

D'une manière semblable au calcul précédent on trouve :

A la base $G=1237.33\text{KN}$

$Q=295.38\text{KN}$

Donc $N_u=2114.14\text{KN}$

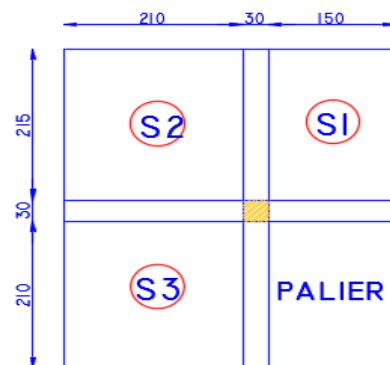


Figure II.6 surfaces afférentes du poteau B4

Conclusion :

Les calculs montrent que le poteau(B3) est le plus sollicité avec N_u à la base égale à 2408.31KN.

Vérifications :

Les poteaux sont pré dimensionnés en satisfaisant trois critères :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99

a- Critère de résistance :

Les poteaux sont sollicités en compression simple par un effort N_u .

On doit vérifier que : $\frac{N_u}{B} \leq \sigma_{bc}$

avec: N_u : Effort normal pondéré du aux charges et surcharges.

B : Section transversale du poteau tel que : $B = b \cdot h$.

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à la compression à l'Etat Limite Ultime, tel que

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

Selon le **CBA93 (article B.8.11)** on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% : pour le poteau centrale tel que : $N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$

Tableau II.11: Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveaux	Nu*	sections			$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$
			B	σ_{bc} (MPa)	
Sous-sol	2649.14	50*50	0.25	10.59	Vérifiée
RDC	2244.49	50*50	0.25	8.97	Vérifiée
1 ^{er} étage	1831.66	45*50	0.225	8.14	Vérifiée
2 ^{me} étage	1607.24	45*45	0.2025	7.93	Vérifiée
3 ^{me} étage	1382.95	40*45	0.18	7.68	Vérifiée
4 ^{me} étage	1156.69	40*40	0.16	7.22	Vérifiée
5 ^{me} étage	955.22	35*40	0.14	6.82	Vérifiée
6 ^{me} étage	696.87	35*35	0.1225	5.68	Vérifiée
7 ^{me} étage	463.44	30*35	0.105	4.15	Vérifiée
Terrasse	226.30	30*30	0.090	2.51	Vérifiée

b- Critère de stabilité de forme :

Pour vérifier le flambement des poteaux, on doit vérifier la condition suivante :

$$B_{rcal} \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL 91(7-4-2)}$$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1.5

B_r : Section réduite du poteau : $B_r = (b - 0.02) \times (h - 0.02)$ (m²).

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ

λ : L'élancement définie par ; $\lambda = L_f / i_{min}$.

Avec : L_f longueur du flambement.

Pour le cas de bâtiment courant : $L_f = 0.7 * l_0$ où : l_0 : Longueur libre du poteau.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I : \text{moment d'inertie de la section du poteau.}$$

B : section transversale du poteau, tel que : $B = b * h$

-pour une section rectangulaire on a : $\lambda = 3,46 \text{ lf} / b$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

Tableau II.12. Vérification au flambement.

Type de poteau	B (m ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	B _{r cal} (m ²)	Nu* (KN)	B _r (m ²)
50*50(S_S)	0.25	2.4	1.68	11.62	0.831	0.144	2649.14	0.23
50*50(RDC)	0.25	2.66	1.862	12.88	0.827	0.123	2244.49	0.23
45*50	0.225	2.66	1.862	14.31	0.822	0.101	1831.66	0.21
45*45	0.2025	2.66	1.862	14.31	0.822	0.088	1607.24	0.18
40*45	0.18	2.66	1.862	16.10	0.815	0.077	1382.95	0.16
40*40	0.16	2.66	1.862	16.10	0.815	0.064	1156.69	0.14
35*40	0.14	2.66	1.862	18.40	0.805	0.053	955.22	0.12
35*35	0.1225	2.66	1.862	18.40	0.805	0.039	696.87	0.1
30*35	0.105	2.66	1.862	21.47	0.790	0.026	463.44	0.092
30*30	0.09	2.66	1.862	21.47	0.790	0.013	226.30	0.078

Règles du RPA99 :

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire les conditions suivantes en zone II_a :

$$\begin{cases} \min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \quad \text{Où } h_e : \text{ hauteur d'étage} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{cases}$$

➤ **vérification selon le critère de résistance :****Calcul de l'effort normal ultime :**

$$Nu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 1469,31 + 1.5 * 310.65 = 2449.54 \text{ KN.}$$

Selon le CBA93 (article B.8.1, 2) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10% tel que : $Nu^* = 1.10 \times (1.35G + 1.5Q)$ $Nu^* = 1.10 * 2449.54 = 2694.5 \text{ KN.}$

D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

c- Condition de RPA 99 :

1. $\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ vérifié.
2. $\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm}$ vérifier.

3. $0.25 < \frac{b}{h} < 4$ vérifier.

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

II.11. Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments ; les sections suivantes:

- Poutres principales (30*40) cm².
- Poutres secondaires.....(30*35).
- Sous- sol, R.D.Cpoteaux (50,50) cm².
- 1er étagepoteaux (45,50) cm²
- 2^{ème} étage poteaux (45,45) cm².
- 3^{ème} étage..... poteaux (40,45) cm².
- 4^{ème} étage..... poteaux (40,40) cm².
- 5^{ème} étage..... poteaux (35,40) cm².
- 6^{ème} étage..... poteaux (35,35) cm².
- 7^{ème} étage..... poteaux (30,35) cm².
- 8^{ème} étage..... Poteaux (30,30) cm².
- Plancher.....(16+4) cm
- Escalierépaisseur 18cm

Chapitre III

Introduction :

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 /2003...).

III .1 : Etude des planchers a corps creux :

III.1.1 : Les différents poutrelles des planchers (16+4) :

D'après la disposition des poutrelles optée on distingue différents types qui sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : Les différents Types de poutrelles

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	
Type 7	
Type 8	
Type 9	
Type10	
Type11	
Type12	

Remarque :

Les différents types de poutrelles pour chaque niveau sont représentés comme suit :

Sous-sol : types 1,2,3,4,5,6

RDC : types 1,2,4,6,7,8,9

Etages 2 à 8 : types 4,9,10,11,12

III.1.2. Etude des poutrelles :

A titre d'exemple d'application, on exposera le type 10 :

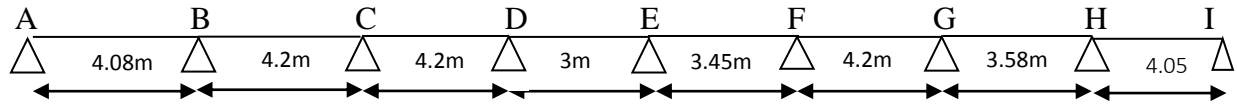


Figure III.1. Schéma statique du type de poutrelle à calculer

Les Charges et les surcharges revenant à ce type de poutrelles sont représentées sur le tableau suivant :

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Etage 2 à 8	5.33	1.5	9.45	6,14	6.83	4.44

III.1.2.1: Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire de BAEL (Art. L.III,2)

$$G \leq \min(2 \times G, 5 \text{ KN/m}^2).$$

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

- 2) Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.
- 3) La fissuration est peu nuisible.

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc on utilise la méthode de CAQUOT ;

- a) Le principe de cette méthode :

On minore "G" par un coefficient de (2/3) uniquement pour le calcul des moments sur appuis, puis on reprend la totalité de "G" pour le calcul des moments en travées.

$$\text{Soit } G' = (2/3) * 5.33 = 3.55 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow P_u = (1.35G' + 1.5Q) l_0 = 4.53 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow P_s = (G' + Q) l_0 = 3.285 \text{ KN/ml}$$

- b) calcul des moments aux appuis :

M_a=M_i=0, d'après le BAEL (91/99), il faut mettre des aciers de fissuration tel que :

$$M_a = M_i = 0.15 M_0 \text{ avec : } M_0 = \max(M_0(A-B), M_0(H-I)).$$

$$\text{ELU: } M_0 = (4.53 \cdot 4.08^2) / 8 = 9.43 \text{ KN.m.}$$

$$\text{ELS: } M_0 = (3.285 \cdot 4.08^2) / 8 = 6.835 \text{ KN.m.}$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_A = M_I = -1.41 \text{ KN.m.} \\ \text{ELS : } M_A = M_I = -1.025 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

Le calcul des moments Pour les autres appuis est donné par la formule suivante :

$$M = -\frac{Qg \cdot l'g^3 + Qd \cdot l'd^3}{8.5(l'g + l'd)} \quad \text{Telque } l': \left\{ \begin{array}{l} L \quad \text{pour une travée de rive.} \\ 0.8L \quad \text{pour une travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

- **Appui B :**

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{ELU : } Qg = Qd = q'u & l'g = 4.08 \quad (\text{T.R}) \\ \text{ELS : } Qg = Qd = q's & l'd = (0.8 \cdot 4.2) = 3.36 \text{ m} \quad (\text{T.I}). \end{array} \right.$$

$$\text{à l'ELU : } M_B = -\frac{4.53(4.08^3 + 3.36^3)}{8.5(4.08 + 3.36)} = -7.6 \text{ KN.m}$$

$$\text{à l'ELS : } M_B = -\frac{3.285(4.08^3 + 3.36^3)}{8.5(4.08 + 3.36)} = -5.49 \text{ KN.m}$$

Le calcul des moments dans les autres appuis est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.2. Récapitulatif des moments dans les autres appuis.

Appuis	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)
C	-6.02	-4.36
D	-4.8	-3.47
E	-3.6	-2.61
F	-5.14	-3.72
G	-5.26	-3.81
H	-6.94	-5.026

- **c) calcul des moments en travées :**

Remarque : les moments aux appuis sont des moments négatifs, mais pour le calcul des moments en travées par la méthode de Caquot on les replace par leur signe.

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \left(\frac{x}{L}\right).$$

Avec : $M_0(x)$: moment max dans une travée concéderei isostatique :

$$M_0(x) = \frac{q^* x^* (L - x)}{2} \quad \text{avec :} \quad x_0 = \frac{L}{2} - \frac{Mg - Md}{qL}$$

Travée AB :

$$x_0 = \frac{4.08}{2} - \frac{-1.41 + 7.6}{6.14 * 4.08} = 1.79m$$

Pour $x=1.79m$,

$$\text{à l'ELU : } M_{t \text{ AB}} = \frac{6.14}{2} * 1.79(4.08-1.79) - 7.6 * \frac{1.79}{4.08} = 9.25 \text{ KN.m.}$$

$$\text{à l'ELS : } M_{t \text{ AB}} = \frac{4.44}{2} * 1.79(4.08-1.79) - 5.49 * \frac{1.79}{4.08} = 6.69 \text{ KN.m.}$$

Les moments des autres travées sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : les moments calculés pour les autres travées

Travée	X(m)	Mtu(KN.m)	Mts(KN.m)
BC	2.161	6.67	4.86
CD	2.148	8.08	5.88
DE	1.565	2.70	1.96
EF	1.652	4.74	3.45
FG	2.095	8.28	6.02
GH	1.638	2.92	2.15
HI	2.598	12.06	8.75

- **d) L'effort tranchant :**

Travée (AB) :

$$V_A = qu^* \frac{L_1}{2} - \frac{M_A - M_B}{L_1} = 6.14 * \frac{4.08}{2} - \frac{7.6}{4.08} = 10.66 \text{ KN.}$$

$$V_A = -qu^* \frac{L_1}{2} - \frac{M_A - M_B}{L_1} = -6.14 * \frac{4.08}{2} - \frac{7.6}{4.08} = -14.38 \text{ KN.}$$

De la même manière, nous avons calculé tous les efforts tranchants, les résultats obtenus sont regroupés dans le suivant :

Tableau III.4. Les efforts tranchants (exemple de poutrelle calculée)

Appuis	Efforts tranchants (KN)
C	13.19
D	-12.60
E	10.14
F	12.86
G	-12.92

H	15.95
I	-12.17

- e) **Récapitulatifs des sollicitations les plus défavorables :**
- Pour l'exemple de calcul sollicitations les plus défavorables sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : Sollicitation les plus défavorables

Sollicitation	ELU	ELS
Ma(rive)	-1.41	-1.025
Ma(intermédiaire)	-3.6	-2.61
Mt	12.06	8.75
Vu max	15.95	

III.1.2.2 Ferrailage des poutrelles :

Les poutrelles se calculent comme des section en 'T' à la flexion simple.

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 65cm$$

$$h_0 = 4cm$$

$$h = 20cm$$

$$b_0 = 10cm$$

$$d = 18cm$$

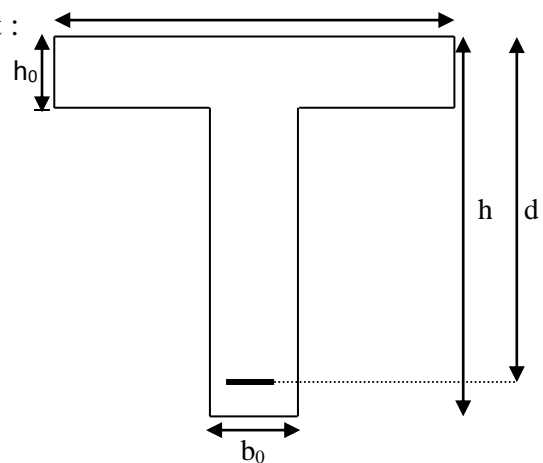


Figure. III.2 : schéma d'une poutrelle

- a) **Ferrailage en travée :**

Les poutrelles sont des sections en T, il faut alors calculer le moment équilibré par la table de Compression MTu

$$M_{TU} = f_{bu} * b * h_0 * (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow M_{TU} = 14.2 * 0.65 * 0.04 * \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right)$$

$$M_{TU} = 59.072KN.m > M_T = 12.06KN.m$$

➡ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc L'axe neutre se trouve dans la table de compression \Rightarrow étude d'une section rectangulaire $b \times h$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} * b * d^2} = \frac{12.06 \times 10^{-3}}{14.2 * 0.65 \times 0.18^2} = 0.04$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \quad \Rightarrow \quad \text{pivot A} \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348Mpa$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.051 \implies Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.176 \text{ m}$$

Donc :

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{12.06 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 1.97 \text{ cm}^2.$$

- **a.1) -Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{\text{calculer.}} \quad (\text{ArtA.4.2.1 [1]}).$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 1.41 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculer.}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 3HA 10 avec $A = 2.36 \text{ cm}^2$

- **b) Ferrailage en appuis :**

b.1) Appuis intermédiaires : $M_{a \text{ inter}}^{\max} = -3.6 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.6 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0782 \implies \mu_{bu} < 0.186$$

Donc On est dans le pivot A

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.102$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.102) = 0.173 \text{ m.}$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\sigma_{st} \times Z} \implies A_a = \frac{3.6 \times 10^{-3}}{348 \times 0.173} \implies A_a = 0.6 \text{ cm}^2.$$

- **b.2) Vérification de la condition de non fragilité :**

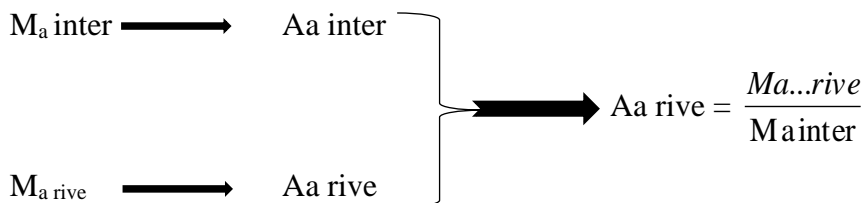
$$A_{\min} = (0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{\text{calculer.}}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 0.22 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculer.}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 1HA10 avec $A = 0.79 \text{ cm}^2$.

- **c) Calcul de l'armature aux appuis de rive :**

$$M_{a \text{ rive}} = -1.41 \text{ KN.m}$$



$$A_a = \frac{1.41 \times 0.6}{3.6} = 0.235 \text{ cm}^2.$$

- **c.1) Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = (0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{\text{calculer}}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 0.22 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculer}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 1 HA10 avec $A = 0.79 \text{ cm}^2$.

- **d) Vérifications à ELU :**

- **d.1) Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$V^{\max} = 15.95 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{15.95 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.886 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$ Condition vérifiée ; Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

- **D.2) Armatures transversales :**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{ht}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \Phi_L \right\}$$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 8 \text{ mm}$).

$$\Phi_t \leq \min \{ 5.71 ; 10 ; 8 \}$$

$$\Phi_t = 5.71 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{on opte pour } \Phi_t = 6 \text{ mm.}$$

On adopte à un étrier $\Phi 6$.

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$

- **d.2.1) Espacement S_t :**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

$$1). S_t \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$2). S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{ij} K)} \quad \text{CBA (Art A.5.1.2.2)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \\ \alpha = 90^\circ \text{ (Armatures droits.)} \end{array} \right.$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow St = 0.57 \times 10^{-4} \times \frac{0.8 \times 400}{0.1 \times (0.886 - 0.3 \times 2.1)} = 0.7125m = 71.25cm$$

$$St \leq 71.25m$$

$$3). St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.1 \times 0.4} = 0.57m = 57cm$$

$$St = \min(1; 2; 3)$$

$$\text{Soit } St = 15cm.$$

e) Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

e.1) Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :

Appuis de rive :

On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$

$$A_s = 2.36 + 0.79 = 3.15cm^2.$$

$$1.15 \times 15.95 \times 10^{-3} / 400 = 0.46cm^2$$

$$A_s > 1.15 \times V_u / f_e \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Appuis intermédiaire :

On doit vérifier que :

$$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d).$$

$$A_s = 2.36 + 0.79 = 3.15cm^2.$$

$$1.15 / 400 (15.95 - 3.6 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.18) = -0.18cm^2$$

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

f) Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table – nervure :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 f_c 28 ; 5MPa] = 3.25MPa$$

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 15.95 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.041Mpa \leq \bar{\tau}_u = 3.25Mpa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

g) Vérification à ELS :**g.1) Etat limite d'ouvertures de fissures :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire

g.2) Etat limite de compression de béton :

On doit vérifier que $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

En travée :

$M_{ser} = 8.75 \text{ KN.m}$; $A = 2.36 \text{ cm}^2$

Position de l'axe neutre

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

$$A' = 0 \longrightarrow H = 0.65 \frac{0.04^2}{2} - 15 * 0.000236(0.18 - 0.04)$$

$$H = 2.24 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression)

➡ Calcule comme une section rectangulaire $b \times h$.

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$\frac{0.65}{2} y^2 + 15 * 0.000236 y - 15(0.000236 * 0.18) = 0$$

$$0.325y^2 + 3.54 * 10^{-4} y - 6.372 * 10^{-4} = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 4.38 \text{ cm}$

$$\text{Calcul de } I: I = (b/3) * y^3 + 15A(d-y)^2$$

$$I = 1.14 * 10^{-4} \text{ m}^4.$$

Calcul de :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{8.75 * 10^{-3}}{1.14 * 10^{-4}} \times 0.0438 = 3.36 \text{ MPa}$$

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

III.1.2.3. Etat limite de déformation :

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de limiter les déformations de service.

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

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

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_{ts}}{15 \times M_{0s}}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

$$\diamond L \leq 8\text{m}$$

$$\text{On a : } \frac{h}{l} = \frac{20}{420} = 0.048 < 0.065$$

La 1^{ère} condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{420}{500} = 0.84\text{cm}$$

• **Evaluation des charges :**

$$q_{gser} = 0.65 \times G \longrightarrow q_{gser} = 0.65 * 5.33 = 3.46\text{KN/ml}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G \longrightarrow q_{jser} = 0.65 * 2.8 = 2.47\text{KN/ml}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \longrightarrow q_{pser} = 0.65 * 6.83 = 4.43 \text{ KN/ml}$$

• **calcul des moments aux appuis :**

$$M = - \frac{Qg.l'g^3 + Qd.l'd^3}{8.5(l'g + l'd)}$$

Prenons la travée BC tel que :

$$M_{Bg} = - \frac{3.46(4.08^3 + 3.36^3)}{8.5(4.08 + 3.36)} = -5.79\text{KN.m}$$

$$M_{Bj} = -4.13\text{KN.m} \quad M_{BP} = -7.41 \text{ KN.m}$$

Même calcul pour l'appui C et on trouve :

$$M_{cg} = -4.6\text{KN.m} ; M_{cj} = -3.29\text{KN.m} ; M_{cp} = -5.9\text{KN.m}$$

• **Calcul de X₀ :**

X₀ se calcule par la loi donnée par la méthode de caquot et on trouve :

$$X_0 = 2.16 \text{ m}$$

• calcul des moments en travées sous g, j et p :

A partir de la loi de caquot des moments en travée utiliser dans l'exemple de calcul on trouve :

$$M_{og} = 7.62 \text{ KN.m} \longrightarrow M_{tg} = 2.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{oj} = 5.44 \text{ KN.m} \longrightarrow M_{tj} = 1.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{op} = 9.76 \text{ KN.m} \longrightarrow M_{tp} = 3.07 \text{ KN.m}$$

• Constraints (σ_s) :

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

• Inerties fictives (I_f) :

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

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

• Evaluation des flèches :

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

Propriété de la section								
$I_0 (cm^4)$	$I (cm^4)$	$A_s (cm^2)$	ρ	$E_i (MPa)$	$E_v (MPa)$	$Y (m)$	λ_v	λ_i
18810	8323.04	2.36	0.013	32456.59	10818.86	0.0392	1.31	3.28

Calcul des contraintes :			
$\sigma_{sj} (MPa)$	$\sigma_{sg} (MPa)$	$\sigma_{sp} (MPa)$	
31.72	44.66	56.41	
Calcul des μ			
μ_j	μ_g	μ_p	
0.02	0.16	0.27	
Calcul des inerties fictives			
$I_{f_{ij}} (m^4)$	$I_{f_{ig}} (m^4)$	$I_{f_{ip}} (m^4)$	$I_{f_{vg}} (m^4)$
0.0001941	0.000136	0.000109	0.000171

• calcul des flèches :

$$f_{ji} = 0.48mm, \quad f_{vg} = 2.32mm, \quad f_{gi} = 0.97mm, \quad f_{pi} = 1.53mm$$

• La flèche totale Δf :

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (2.32 - 0.48) + (1.53 - 0.97) = 2.4mm$$

$$\Delta f = 2.4m \leq f_{adm} = 8.4mm$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

Tableau III.6: Les sollicitations dans les types de poutrelle étudiée par la méthode de caquot.

Etages	Types des poutrelles	Etats limites						
		ELU				ELS		
		M appuis (KN.m)		Mt max	V max	M appuis (KN.m)		Mt max
		Rive	Inter			Rive	Inter	
Sous-sol	T1	-1.34	-4.41	10.52	15.3	-0.95	-3.13	7.55
	T2	-0.13	-5.012	11.22	17.25	-0.091	-3.55	8.055
	T3	-0.93	-4.41	11.22	13.7	-0.66	-3.13	8.055
	T4	-2.33		15.54	14.87	-44.47		11.12
	T5	-1.58		10.59	12.27	-30.29		7.57
RDC au 7eme étage	T1	-1.1	-3.64	9.23	13.19	-0.79	-2.61	6.69
	T2	-0.106	-4.13	9.84	14.8	-0.076	-2.96	7.14
	T4	-2.01		13.41	12.83	-38.79		9.69
	T7	-1.37		9.14	10.6	-26.42		6.61
	T11	-1.15		7.69	10.91	-0.84		5.61

Tableau III.7 : Les sollicitations dans les types de poutrelle étudiée par la méthode forfaitaire.

Types	Travées	ELU					ELS			
		M appuis		Mt	Effort tranchant		M appuis		Mt	
		Mg	Md		Vg	Vd	Mg	Md		
T6 S-sol	A_B	-1.99	-7.85	13.27	14.94	16.436	0	-5.61	9.49	
	B_C	-7.85	-7.85	9.35	16.436	16.436	-5.61	-5.61	9.49	
	C_D	-7.85	-1.99	13.27	16.436	-14.94	-5.61	0	9.49	
T6 RDC	A_B	-1.66	-6.77	11.048	12.89	14.18	0	-4.895	7.99	
	B_C	-6.77	-6.77	7.66	14.18	14.18	-4.895	-4.895	5.44	
	C_D	-6.77	-1.66	11.048	14.18	-12.89	-4.895	0	7.99	
T8 RDC	A_B	-1.64	-8.75	10.94	13.9	15.98	0	-6.4	7.99	
	B_C	-8.75	-1.64	10.94	15.98	-13.9	-6.4	0	7.99	
T9 du 1 ^{er} au 7eme étage	A_B	0	-6.77	6.533	10.59	14.18	0	-4.89	4.59	
	B_C	-6.77	-6.77	7.663	14.18	-14.18	-4.89	-4.89	5.54	
	C_D	-6.77	0	7.101	-14.18	-10.99	-4.89	0	5.14	
T12 du 1 ^{er} au 7eme étage	A_B	-1.65	-6.77	11.05	12.89	-14.18	0	-4.89	7.99	
	B_C	-6.77	-7.23	7.3	-14.18	14.66	-4.89	-5.23	5.3	
	C_D	-7.23	-1.77	11.80	14.66	-13.32	-5.23	0	8.53	

III.1.2.4 : Ferrailage des poutrelles pour les différents planchers :

Le calcul des ferrailages des poutrelles se fait à partir des sollicitation maximales dans les différents types de poutrelles pour chaque niveau.

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.8 : Récapitulatifs des sollicitations dans les autres types de poutrelles

Plancher		s-sol	Rdc	Etage 1	Etages 2a7	Terrasse inaccessible
En travée	M	15.54	13.41	13.54	14.79	15.95
	μ^{bu}	0.052	0.045	0.045	0.049	0.053
	a	0.067	0.057	0.058	0.063	0.069
	Z	0.175	0.176	0.175	0.175	0.175
	At (cm ²)	2.55	2.19	2.21	2.42	2.64
En appuis intermédiaire	M	1.58	3.64	3.64	3.64	3.76
	μ^{bu}	0.034	0.079	0.079	0.079	0.082
	a	0.044	0.103	0.103	0.103	0.107
	Z	0.177	0.173	0.173	0.173	0.172
	At (cm ²)	0.26	0.61	0.61	0.61	0.63
En Appuis de rive	M	1.34	0.106	0.106	0.105	0.107
	μ^{bu}	0.029	0.002	0.002	0.002	0.002
	a	0.037	0.003	0.003	0.003	0.003
	Z	0.177	0.18	0.18	0.18	0.18
	At (cm ²)	0.22	0.17	0.17	0.17	0.17

Remarque :

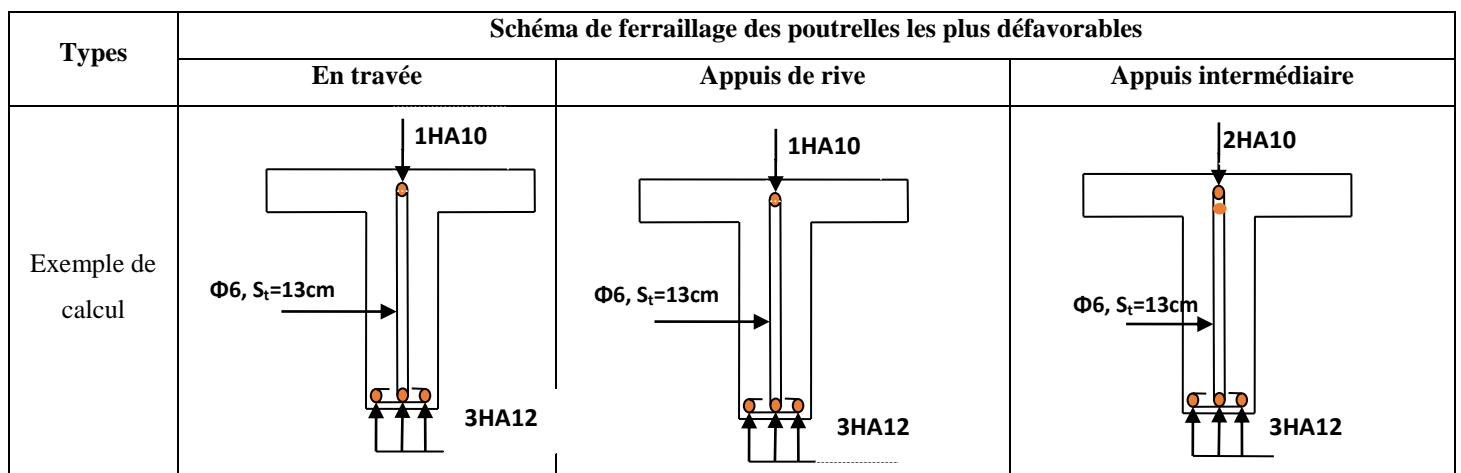
D’après le tableau III.8 ci-dessus on voit bien qu’il y a une légère différence dans les résultats de calcul.

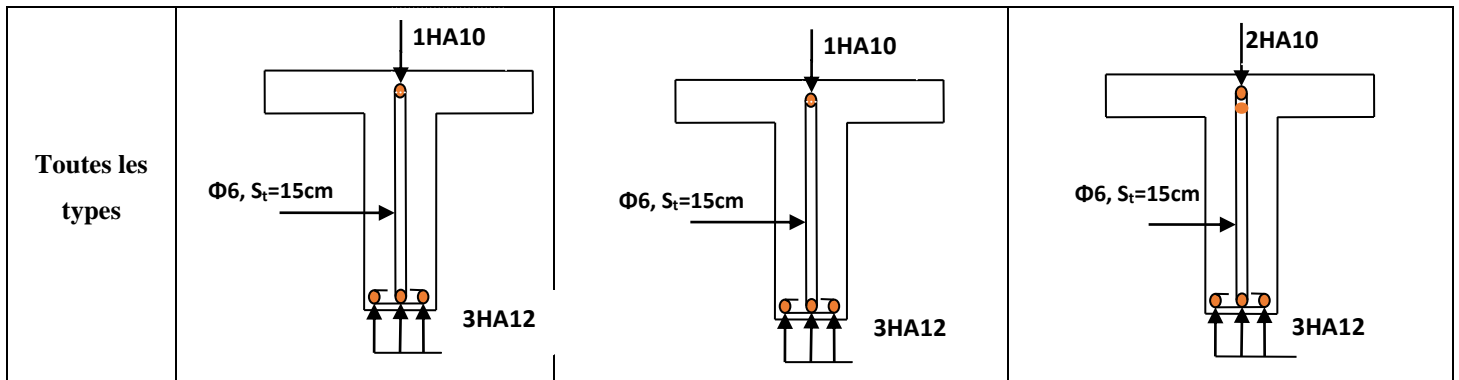
Ce qui nous permet d’opter pour les mêmes sections de ferrailages pour les différents types de poutrelles.

Section de ferrailage (cm ²)	En travée	En appuis intermédiaire	En appuis de rive	Vmax (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)
	3T12=3.39cm ²	1T10=0.79cm ²	1T10=0.79cm ²	17.25	0.96	3.25

D’après le tableau on a $\tau_u < \bar{\tau}_u \implies$ pas de risque de cisaillement.

Tableau III.9: Schéma de ferrailage des poutrelles





III.2 : Etude de la dalle de compression :

On utilise un treillis soudé de nuance $f_e = 400\text{MPa}$

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

On choisit : $5\Phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$: ($S_t = 20\text{cm}$) $\leq 20\text{cm}$vérifiée.

- Armatures parallèles aux poutrelles $A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.65 / 2 = 0.33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$;

On choisit $4\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; ($S_t = 25$) $\leq 30\text{cm}$c'est vérifiée.

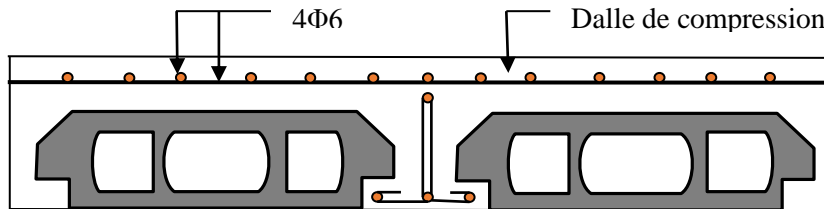


Figure III.3 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3: Planchers à dalle pleine

III.3.1 : Dalle sur 2 appuis panneau (D6) :

- Calcul du chargement :

$$G=4.53\text{KN/m}^2 ; Q=1.5\text{KN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35 \times 4.53 + 1.5 \times 1.5 = 8.37 \text{KN/ml.} \\ q_s = 4.53 + 1.5 = 6.03 \text{KN/ml.} \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.45}{1.9} = 0.76 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow$$

La dalle travaille selon deux sens l_x et l_y

Du tableau (annexe 1) on tire la valeur μ_x et μ_y à l'ELU et l'ELS

$$\text{à l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0608 \\ \mu_y = 0.5274 \end{cases} \quad \text{à l'ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0672 \\ \mu_y = 0.6580 \end{cases}$$

- **Calcul de M_{x0} et M_{y0} :**

Donc à l'ELU : $M_{x0} = 0.0608 \times 8.37 \times (1.45)^2 = 1.07 \text{ KN.m.}$

$$M_{y0} = 0.56 \text{ KN.m.}$$

Et à l'ELS : $M_{x0} = 0.85 \text{ KN.m.}$

$$M_{y0} = 0.56 \text{ KN.m.}$$

- **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**

- **En travée**

$$\text{ELU : } M_{tx} = 0.85 M_{x0} = 0.85 \times 1.07 = 0.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{y0} = 0.85 \times 0.56 = 0.48 \text{ KN.m.}$$

$$\text{ELS : } M_{tx} = 0.723 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.48 \text{ KN.m}$$

- **En appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -0.32 \text{ KN.m.}$$

- **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.10. Résultats de ferraillage de la dalle (D6)

En travée								
Sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
X	0.91	0.0064	0.008	0.1	0.26	1.2	2.01=4HA8	25
Y	0.48	0.038	0.048	0.098	0.15	1.2	2.01=4HA8	25
En appui								
X et Y	0.32	0.0023	0.0057	0.1	0.092	1.2	2.01=4HA8	25

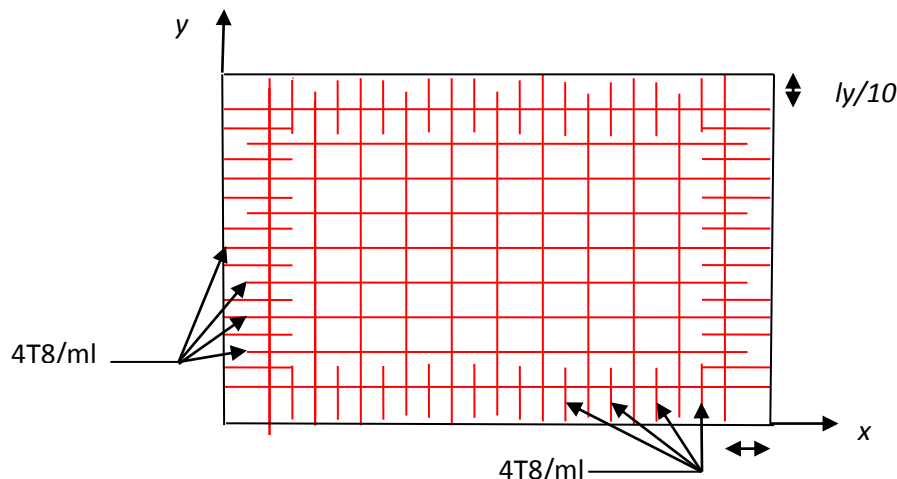
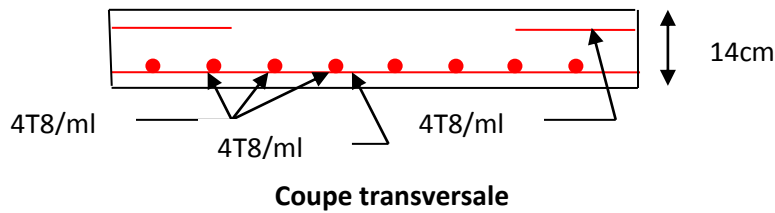


Figure III.4 : Schéma de ferraillage de la dalle pleine



- Vérifications :

A l'ELU :

- Vérification à l'effort tranchant : $\rho > 0.4$

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^x = \frac{8.37 \times 1.9}{2} \times \frac{1.9^4}{1.45^4 + 1.9^4} = 1.88 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.0188 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.0188 \text{ MPa} \leq 1.25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

- Vérification de l'espacement

Sens x : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3.e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ condition vérifiée

Sens y : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4.e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ condition vérifiée

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

La flèche :

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{1.45} = 0.083 \geq \max \left[\frac{3}{80}, \frac{M_t^{ser}}{20 \times M_0} \right] = 0.06 \quad \frac{A_s}{b \times d} = 0.0023 < \frac{2}{f_e} = 0.005$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3.2 : Les ferrillages des autres types de dalle sont résumés dans les tableaux suivants :

-Pour D1 :

Tableau III.11 : Résultats de ferrillage de la dalle (D1)

En travée								
Sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² /ml)	St (cm)
X	16.10	0.113	0.151	0.094	4.93	0.96	5.65=5HA12	20

Y	3.85	0.023	0.029	0.099	0.95	0.96	2.01=4HA8	25
En appui								
X	9.47	0.067	0.087	0.096	2.82	0.96	3.14=4HA10	25
Y	1.92	0.014	0.017	0.99	0.56	0.96	2.01=4HA8	25

-Pour D2 et D3 :

Tableau III.12 : Résultats de ferrailage de la dalle (D2 et D3)

En travée								
Sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm²)	A min (cm²)	A adoptée (cm²/ml)	St (cm)
X	20.23	0.143	0.193	0.092	6.3	0.96	7.7=5HA14	20
Y	3.11	0.022	0.027	0.099	0.90	0.96	2.01=4HA8	25
En appui								
X	11.9	0.084	0.109	0.095	3.58	0.96	3.93=5HA10	20
Y	1.83	0.0129	0.0162	0.1	0.53	0.96	2.01=4HA8	25

--Pour D4 :

Tableau III.13 : Résultats de ferrailage de la dalle (D4)

En travée								
Sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm²)	A min (cm²)	A adoptée (cm²/ml)	St (cm)
X	10.01	0.07	0.09	0.096	2.98	1.21	3.14=4HA10	25
Y	3.95	0.027	0.035	0.098	1.15	0.96	2.01=4HA8	25
En appui								
X	5.89	0.041	0.053	0.098	1.73	1.21	2.01=4HA8	25
Y	2.32	0.016	0.02	0.1	0.67	0.96	2.01=4HA8	25

-Pour D5 et D7 :

Tableau III.14 : Résultats de ferrailage de la dalle (D5 et D7)

En travée								
Sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm²)	A min (cm²)	A adoptée (cm²/ml)	St (cm)
X	24.05	0.017	0.021	0.099	6.98	1.21	7.7=5HA14	20
Y	/	/	/		7.7/3=2.56	/	3.14=4HA10	25

III.4. Etude de la volée d'escalier :

- **La charge permanente sur la volée d'escalier :**

$$G=9.13 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q=2.50 \text{ KN/m}^2.$$

- **La charge permanente sur le palier d'escalier :**

$$G=6.14 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q=2.50 \text{ KN/m}^2.$$

III.4.1 : Calcul à l'ELU :

- **La charge qui revient sur la volée :**

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 9.13) + (1.5 \times 2.5) = 16.07 \text{ KN/ml.}$$

- **La charge qui revient sur le palier :**

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 6.14) + (1.5 \times 2.5) = 12.04 \text{ KN/ml.}$$

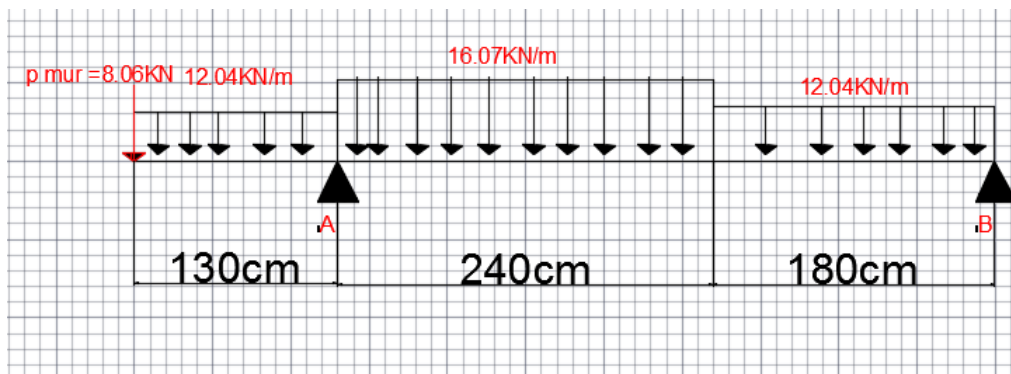


Figure III.5: schéma statique de l'escalier

- **Calcul des sollicitations :**

- Calcul des réactions:

- Après calcul de la RDM, on trouve :

$$R_A = 60.82 \text{ KN.}$$

$$R_B = 23.13 \text{ KN.}$$

- Calcul des moments :

- **1^{er} tronçon : $0 < x < 1.8 \text{ m}$**

$$M = 23.13x - 6.02x^2$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KNm.} \\ T=-23.13 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=1.8 \rightarrow \begin{cases} M=22.13\text{KNm} \\ T=-1.46\text{KN} \end{cases}$$

Calcul de x :

$dM/dx=0$, $x=1.92\text{m}$ donc solution rejeté.

Calcul des moments :

- **2^{eme} tronçon : $1.8\text{m} < x < 4.2\text{ m}$**

$$M=-8.04x^2+30.38x-6.53$$

$$\text{Pour } x=1.8 \rightarrow \begin{cases} M=22.16\text{ KNm.} \\ T=1.36\text{KN.} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=4.2 \rightarrow \begin{cases} M=-20.76\text{KNm} \\ T=39.94\text{KN} \end{cases}$$

Calcul de x :

$$dM/dx=0, x=1.89\text{m}$$

Donc $M^{\max} = 22.16\text{ KNm}$.

- **Calcul des moments réels :**

$$M_r = 0.75 M^{\max} = 0.75 \times 22.16 = 16.65\text{ KNm.}$$

- **3^{eme} tronçon : $0 < x < 1.3\text{ m}$**

$$M=8.06x+6.02x^2$$

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

$$\text{Pour } x=1.3 \quad m=-20.65\text{KN.m.}$$

- **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.15: ferraillage de l'escalier en travée et aux appuis :

En travée							
Mu (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
16.65	0.0073	0.0091	0.159	3.01	1.93	3.14=4HA10	25
En appui							
20.65	0.057	0.073	0.155	3.83	1.93	4.52=4HA12	25

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

$$V_u=39.94.\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = 0.249\text{MPa} < \bar{\tau} = 1.16\text{MPa}$$

- **Armatures de répartition**

En travée : $A_t = \frac{A_{sl}}{4} = \frac{3.01}{4} = 0.75\text{cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01cm²/ml

En appuis : $A_a = \frac{A_{al}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.41\text{cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01cm²/ml

- **Vérification des espacements :**

– Armatures principales : $St = \min(3.e, 33\text{ cm}) = 33\text{cm} > 25\text{cm}$Condition vérifiée.

– Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45\text{ cm}) = 45\text{cm} > 25\text{cm}$Condition vérifiée.

III.4.2 : Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

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

- **La charge qui revient sur la volée et sur le palier :**

$$q_v = G_v + Q_v = 9.68 + 2.5 = 11.63\text{KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 6.6 + 2.5 = 8.64\text{ KN/ml.}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.16: Vérification des contraintes à l'ELS :

R_A (KN)	R_B (KN)	X (m)	M₀ (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm²)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	Observation
En travée									
46.79	15.96	1.83	19.62	14.72	4.43	14243	4.58	15	vérifiée
En appui									
46.79	15.96	1.83	35.56	17.78	4.02	11896.1	6.02	15	vérifiée

Etat de déformation :

$$\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{M_{tser}}{20M_{0ser}}; \frac{3}{80}\right) \Rightarrow 0.043 \geq 0.0375$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 1.96 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3}$$

Les deux conditions sont vérifiées, alors la flèche n'est pas nécessaire.

• Schéma de ferrailage :

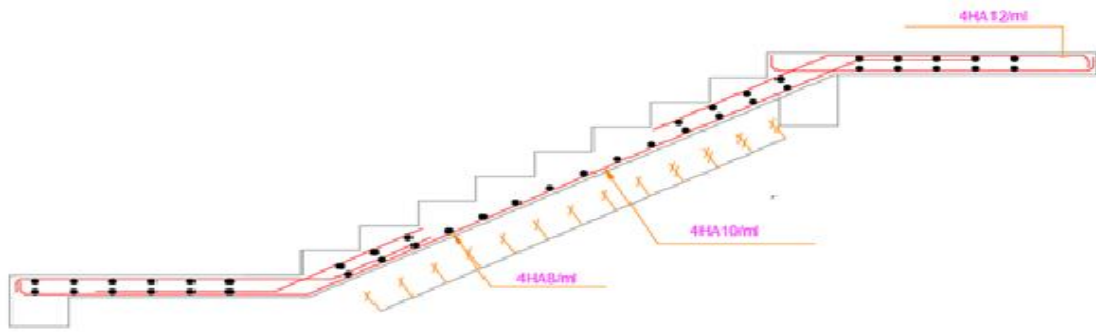


Figure III.6 Schéma de ferrailage de l'escalier

III.5 : Etude de la poutre palière :

• Dimensionnement

Condition de la flèche :

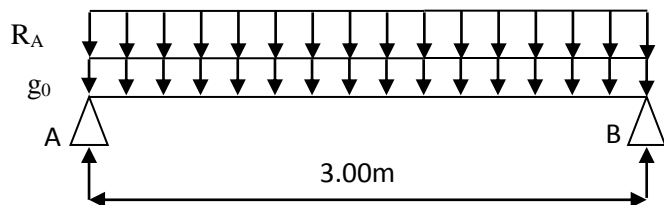
$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 20\text{cm} < h < 30\text{cm}$$

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

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

On prend : h=30cm ; b=30cm.



• Calcul à la flexion simple :

III.5.1 : Calcul des sollicitations :

La poutre est soumise aux charges suivantes :

- \$g_0\$: Poids propre de la poutre \$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25\text{KN} / \text{m}\$
- La réaction de la volée a son niveau :
- ELU: \$R_A=60.82\text{KN}\$.
- ELS: \$R_A=46.79\text{KN}\$.

Tableau III.17 : Les sollicitations de la poutre palière.

ELU	ELS
$P_u = 1.35 g_0 + R_a$	$P_s = g_0 + R_a$
$P_u = 63.86\text{KN/m}$	$P_s = 49.04\text{KN/m}$

$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 23.95 \text{ KN.m}$	$M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 18.39 \text{ KN.m}$
$M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -47.67 \text{ KN.m}$	$M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -36.78 \text{ KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 95.79 \text{ KN}$	

- **Ferrailage** : b=0.3m ; h=0.3m

Tableau III.18 : ferrailage de la poutre palière à la flexion simple

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (M)	$A_{flexion}^{CAL}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)
En travée	23.95	0.021	0.026	0.28	2.45	4,5
En appuis	-47.67	0.043	0.055	0.247	5	

• **Calcul d'armature a la torsion :**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier

C'est le moment d'appui à l'ELU :
$$M_{tors}^{max} = \frac{M^a \times l}{2} = \frac{20.65 \times 3}{2} = 30.97 \text{ KN.m}$$

III.5.2 : Calcul de la section armature longitudinal :

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur

e : épaisseur de la paroi

A_1 : section d'acier

$$e = \varnothing / 6 = h / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}^2$$

$$A_1 = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 7.12 \text{ cm}^2$$

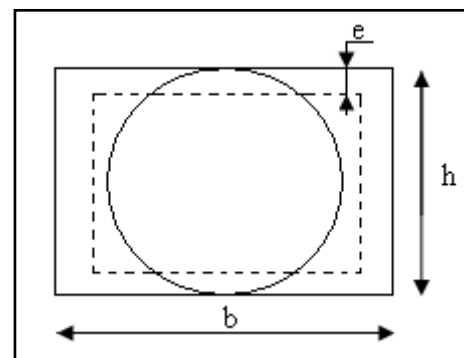


Figure III.7: Section creuse équivalente

En travée :

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 2.45 + \frac{7.12}{2} \Rightarrow A^t = 6.01cm^2$$

On ferraille avec $A^t = 4HA14 = 6.16 cm^2$

Exigence du RPA :

$$A_{min} = 0.5\% b \times h = 4.5cm^2$$

$A = 2.45 + 5 = 7.45 > A_{min}$ Vérifiée

- En appui :

$$A^a = A^a_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 5 + \frac{7.12}{2} \Rightarrow A^a = 8.56cm^2$$

On ferraille avec $A^a = 6HA14 = 9.24 cm^2$.

• Vérification a l'ELU :

- Flexion simple :

a) L'effort tranchant :

$$V_u = 95.79KN \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 1.14MPa \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5MPa\right) = 3.33MPa \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifiée}$$

b) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = (95.79 \times 10^{-3} - \frac{47.67 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.27}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -2.68cm^2 \dots \text{Vérifiée}$$

c) Calcul de l'espacement S_t : D'après le CBA 93(Art A.5.1.2.2 et Art A.5.1.2.3)

$$S_t \leq \text{Min}(0.9d, 40cm) \rightarrow S_t \leq 29.7cm$$

On prend $S_t = 15cm$

• Calcul des armatures transversales :

$$A_t = A_t^{FS} + A_t^T$$

Flexion simple	Torsion
$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.45cm^2$	$A_t^{min} = 0.4 \times e \times S_t / f_e \Rightarrow A_t^{min} = 0.075cm^2$
$A_t \geq b(\tau - 0.3f_{t28})S_t / 0.8f_e \Rightarrow A_t \geq 0.71cm^2$	$A_t = M_t \times S_t / 2 \times \Omega \times f_{st} \Rightarrow A_t = 1.17cm^2$

D'où $A_t = 0.71 + 1.17 = 1.88 \text{cm}^2$ Soit un cadre 2HA10=1.57cm² et un étrier 2HA8=1.01cm²

a) **Vérification de la contrainte de cisaillement :** $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$$

On a $V_{\max} = 95.79 \text{KN}$; $\tau_{flexion} = 1.14 \text{MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{30.97 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 4.95 \text{MPa}$$

D'où : $\tau_u = 5.07 \text{MPa} > \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots$ Non vérifiée.

On augmente la section de la poutre on prend $b=35\text{cm}$ et $h=40\text{cm}$

$$\tau_u = 3.03 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} .$$

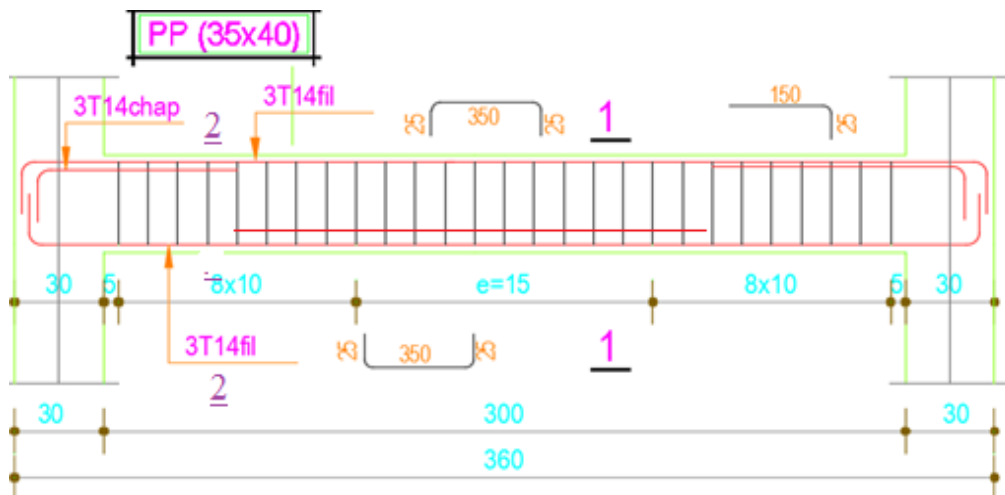
III.5.3: Evaluation de la flèche :

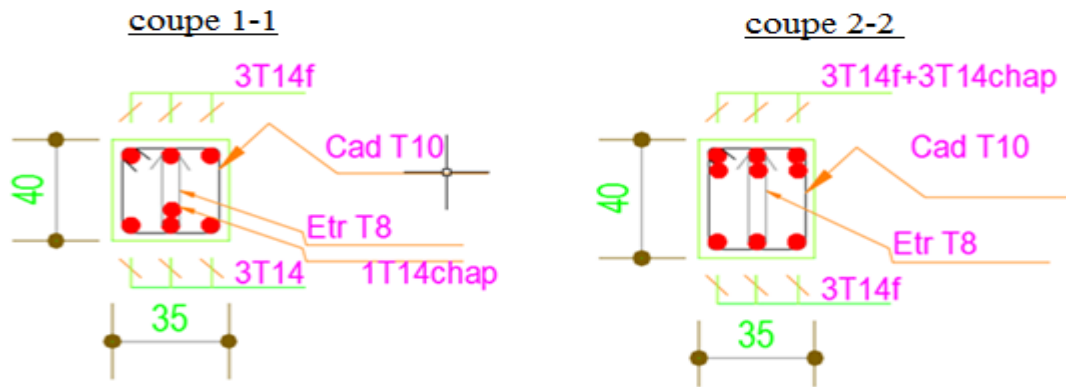
Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{300} = 0.13 > \frac{1}{16} = 0.0625 ; \quad \frac{h}{l} = 0.13 > \frac{Mt}{10 \times M_0} = \frac{16.65}{10 \times 22.2} = 0.075$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6.16}{35 \times 36} = 0.0049 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 . \quad \text{Les conditions sont vérifiées.}$$

- **Schéma de ferrillage :**





Figures. III.8. Schéma de ferrailage de la poutre palière d’escalier

III.6. Etude des poutres de chaînages :

On a $h = 30\text{cm}$; $b = 30\text{cm}$.

III.6.1. Calcul des sollicitations

Poids propre : $P_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 \Rightarrow P_p = 2.25\text{KN/m}$

Poids des murs : $P_m = 2.8 \times (3.06 - 0.3) \Rightarrow P_m = 7.728\text{ KN/m}$.

$P_u = 1.35 \times (2.25 + 7.728) \Rightarrow P_u = 13.47\text{ KN/ml}$; $P_s = 7.728 + 2.25 = 9.978\text{KN/ml}$

III.6.2. Calcul à l’E.L.U

Pour le calcul des sollicitations on applique la méthode de Caquot minoré (FN). Le calcul des armatures longitudinales se fait à la flexion simple, les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau III.19. Calcul des moments et ferrailage correspondant

	M(KN.m)	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
En travée	16.70	0.267	1.79	2HA12=2.26
En appuis	-2.50	0.264	0.27	2HA12=2.26

III.6.3. Vérifications à l’E.L.U

• **Effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.377\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4\text{MPa} \right) = 3.25\text{MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

- **Calcul des armatures transversales** : $\phi_t \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t) \Rightarrow \phi_t \leq 11.42mm$

Soit un cadre T8 $\Rightarrow A_t = 2HA8 = 1.01cm^2$

- **L'espacement**

1) $St \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow St \leq 24.3 cm$

2) $S_t \leq \frac{A_t \times 0.8f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{1.01 \times 0.8 \times 400}{30(0.377 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0$ (CBA Art A.5.1.2.3)

3) $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{1.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 33.66cm$.On prend $St = 15cm$

III.6.4. Vérification à l'E.L.S

- **Vérification de la contrainte dans le béton** : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$; $M_s = 12.36KNm$.

$M_t^s = 12.36KNm$

$M_a^s = -1.85KNm$

Calcul de y : $A = 2.26cm^2$; $\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 6.76cm$

Calcul de I : $I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 16976.55cm^4$

En travée: $(\sigma_{bc} = 5.95MPa) < 15MPa$ Vérifiée

En appuis: $(\sigma_{bc} = 4.26MPa) < 15MPa$ Vérifiée

- **Evaluation de la flèche**

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.075 > 0.0625$; $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.088 > 0.075$; $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0027 < 0.01$

D'ou la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage**

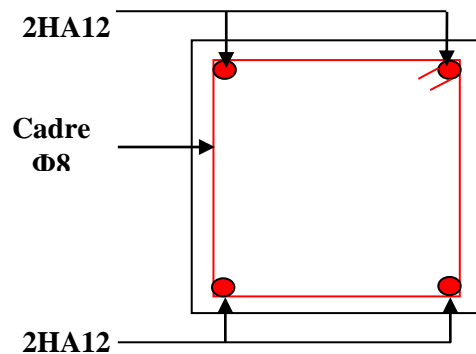


Figure III .9. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.7: Etude de l'acrotère :

L'acrotère est considéré comme une console, encastrée dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F_p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

III.7.1 : Hypothèses de calcul :

- le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- la fissuration est considéré préjudiciable.
- l'acrotère sera calculé en flexion composée.

III.7.2 : Charge horizontale (Charge sismique) :

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 1.59 \text{ KN} / \text{ml}. \end{cases}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.59 \Rightarrow F_p = 0.76 \text{ KN}$$

III.7.3 : Calcul des sollicitations :**• Calcul du centre de gravité :**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 6.23 \text{ cm} \\ Y_G = 27.46 \text{ cm} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 1.59 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.5 \Rightarrow M_Q = 0.5 \text{ KN.m} \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 0.76 \times 0.2742 \Rightarrow M_{F_p} = 0.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

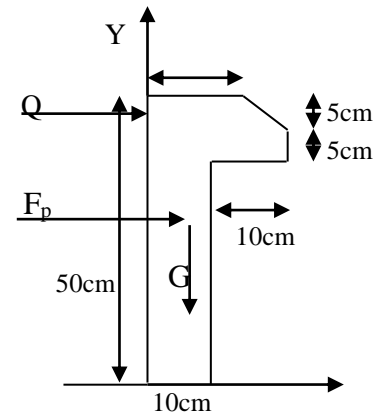


Figure III.10 Chargement de l'acrotère.

RPA99 (Tableau 4.1)

RPA99 (Tableau 6.1)

Combinaisons d'action de l'acrotère :

	ELA	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	1.59	2.13	1.59
M (KN.m)	0.71	0.75	0.5
V(KN)	1.76		

les sollicitations max pour ferrailages sont :

$$-N_{\max}=2.13\text{KN.}$$

$$-M_{\max}=0.75\text{KN.}$$

$$-V_{\max}=1.76\text{KN.}$$

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.71}{1.59} = 0.446\text{m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.5}{6} = 0.083\text{m} .$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extrémité de la section et N_u est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple soumise à un moment

$$M_{ua} = N_u \times e$$

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{Mu}{Nu}$) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définies ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max (2\text{cm} \cdot L/250)$$

L : portée de l'élément = 50cm

$$e_a = \max (2\text{cm} \cdot 50/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

Avec : $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$

$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$

l_f : Longueur de flambement

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1m$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1^2 \times 2}{10^4 \times 0.1} = 0.6cm$$

D'où : $e = 44.6 + 2 + 0.6 = 47.2cm.$

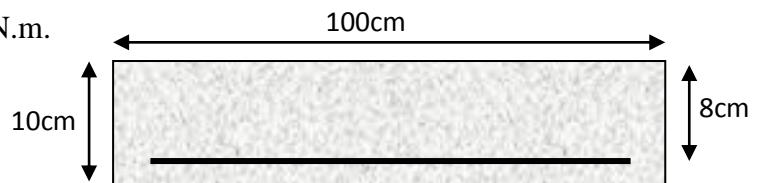
Les sollicitations de calcul deviennent :

$N_u = 1.59 \text{ KN}.$

$M_u = N_u \times e = 1.59 \times 0.446 = 0.71 \text{ KN.m}.$

III.7.4: Ferrailage de l'acrotère :

• Calcul à l'ELU :



Section à ferrailer.

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_F rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 0.76 \text{ KNm}.$$

-le ferrailage de l'acrotère est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.20: ferrailage de l'acrotère

Mf(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A _s (cm ² / ml)
0.76	0.0083	0.01	0.079	0.22	0.25

III.7.4.1 : Vérification à l'ELU :

- **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

- **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = f_p + Q = 1.224 + 1 = 2.224 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 0.022 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.022 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{T}6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 50/3 = 20 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i) \quad \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.224 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.10043) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.3 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

III.7.4.2 : à l'ELS : (vérification des contraintes).

$$\text{On doit vérifier que } \begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases}$$

D'après le **BAEL 91**, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

Position de l'axe neutre

$$C = d - e_A ;$$

Tel que e_A : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.5}{1.59} = 0,314m$$

$$e_A > \frac{h}{6} = 0,016 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\Rightarrow c = \frac{h}{2} - e_A = 0,05 - 0,314 = -0,264m = -26.4cm$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p^* y_c + q = 0$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow$$

$$P = -3 \times 0,264^2 + 90 \times \frac{2,01 \times 10^{-4}}{1} (0,08 - 0,264) = -0,4 m^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -0,098 m^3$$

$$y_c^3 - 0,476 y_c - 0,12 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c$$

$$y_c = -0,34m$$

$$y = 0,016m$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = -3,39 * 10^{-5}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1 \times 10^{-3} \times 0,016}{-3,39 \times 10^{-5}} = -4,71 MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 MPa \dots \dots \dots \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \overline{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 MPa$$

$$\overline{\sigma}_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} \cdot (d - y)$$

$$\sigma_s = 40,9 MPa \leq \overline{\sigma}_s = 240 MPa \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Schéma de ferrailage de l'acrotère.

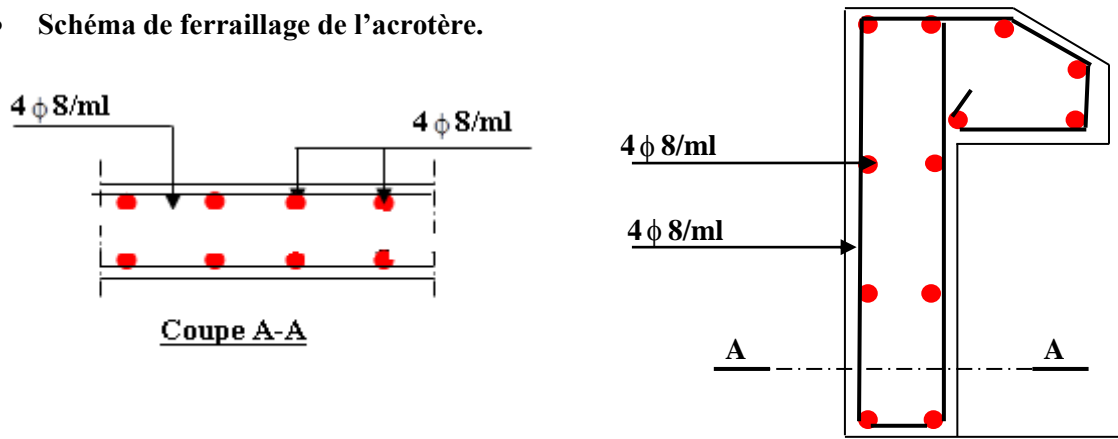


Figure III.11. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).

III.8: Etude de l'ascenseur :

Définition :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 04 personnes.

Les caractéristiques :

- $V=1\text{m/s}$ → vitesse de levage.
- $P_m = 15\text{KN}$: charge due à la salle de machine.
- $D_m = 82\text{ KN}$: charge due au poids propre de la l'ascenseur.
- $F_c = 102\text{ KN}$: charge due à la rupture des câbles.
- $B_s \times T_s = 160 \times 160$ dimensions de la gaine.
- Poids de 04 personnes = 315 kg.

$$P = 15 + 82 + 6.3 = 100.15\text{ KN.}$$

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- dalle de salle machine (locale).
- 2)- dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

III.8.1 : Calcul de premier type de dalle :

Elle supporte une grande charge donc on adopte une épaisseur $h_0 = 20\text{ cm}$.

On a $P = 100.15\text{ KN}$.

$h_0 = 20\text{ cm}$: épaisseur de la dalle.

$h_1 = 4\text{ cm}$: revêtement en béton.

a_0 et U dimensions // $l_x = 160$

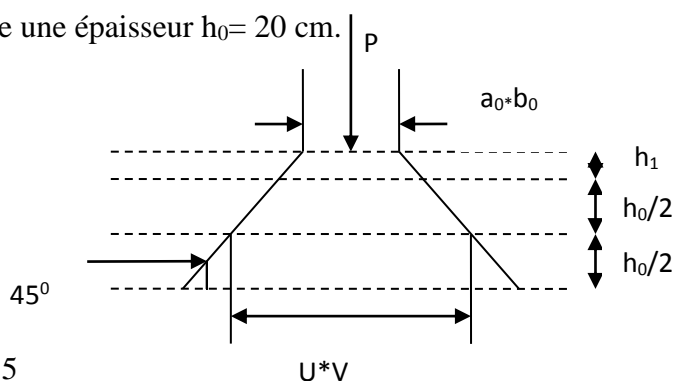


Figure III.12. Cage de l'ascenseur

b_0 et V dimensions // $l_y = 160$.

U et V les côtés de rectangle d'impact.

a_0 et b_0 : surface de chargement.

l_x et l_y les dimensions du panneau dalle.

Avec : $U = a_0 + h_0 + 2\xi h_1$

$$V = b_0 + h_0 + 2\xi h_1$$

Et : $\xi = 1$ (revêtement en béton) $v = 1 \text{ m/s}$ ($a_0 = b_0 = 80 \text{ cm}$)

$$U = 80 + 20 + 2 \times 4 = 108 \text{ cm.}$$

$$V = 80 + 20 + 2 \times 4 = 108 \text{ cm.}$$

III.8.2: Calcul à l'ELU :

1) Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage :

$$M_{x1} = P_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = P_u (M_2 + \nu M_1) \quad \text{avec : } \nu \text{ coefficient de poisson. (0 à l'ELU et 0,2 à l'ELS).}$$

Les moments M_1 et M_2 sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}, \quad \frac{U}{l_x}, \quad \frac{V}{l_y}.$$

$$\text{On } \rho = \frac{160}{160} = 1, \quad \frac{U}{l_x} = \frac{108}{160} = 0,67, \quad \frac{V}{l_y} = \frac{108}{160} = 0,67$$

En utilisant l'abaque de PIGEAUD on obtient :

$$M_1 = 0,072$$

$$M_2 = 0,057$$

$$P_u = 1,35 \times 100,15 = 135,2 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = 135,2 \times 0,072 = 9,73 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 135,2 \times 0,057 = 7,70 \text{ KN.m}$$

III.8.3 : Évaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$\rho > 0,4 \rightarrow$ la dalle dans les deux sens.

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

μ_x et μ_y sont des coefficients en fonction de ρ et de ν

$$\mu_x = 0,0368, \quad \mu_y = 1$$

$$q_u = 1,35G + 1,5q$$

$$G = 25 \times 0,2 + 22 \times 0,04 = 5,88 \text{ KN/ml}$$

$$q = 1 \text{ KN/ml} \quad \rightarrow \quad q_u = 9.438 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0368 \times 9.438 \times (1.6)^2 = 0.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1 \times 0.89 = 0.89 \text{ KN.m}$$

III.8.4 : Superposition des moments :

Les moments max agissant au centre de la dalle.

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.61 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.59 \text{ KN.m}$$

N.B : pour le ferrailage on doit tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des murs.

Les moments en travée et en appui sont :

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 8.59 = 7.30 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 10.93 = 9.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 10.93 = -3.28 \text{ KN.m}$$

III.8.5 : Ferrailage :

La section considérée est une section de (1m×0.20) sollicité à la flexion simple.

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.21. Ferrailage de la dalle pleine du local machinerie :

Sens	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A^t calculée (cm ² /ml)	A^t adoptée (cm ² /ml)	A^a calculée (cm ² /ml)	A^a adoptée (cm ² /ml)
X-X	9.01	3.28	1.49	4T8=2.01	0.53	4T8=2,01
Y-Y	7.30	3.28	1,21	4T8=2.01	0.53	4T8=2,01

III.8.5.1 : Vérifications :

- **Condition de non fragilité :**

$$h > 12 \Rightarrow A_{\min}^x = 0.80\% \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h$$

$$A_x^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 > A_s$$

$$\rho = 1 > 0.4, \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \quad \text{avec: } \rho_0 = 0.0008 \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{\min} \geq A_s$$

- **Vérification au poinçonnement :**

$$\text{On doit vérifier : } Q_u \leq 0,045 \times U_c \times b \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec : U_c : périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 (U + V) = 2 (108 \times 108) = 432 \text{ cm}$$

$$0,045 \times 432 \times 0,2 \times 25 / 1,5 = 648 \text{ KN}$$

$$\text{Or : } Q_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 103,3 = 139,45 \text{ KN} < 648 \text{ KN} \quad \text{c'est vérifié}$$

- **Le diamètre des barres :**

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = 8 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \quad \text{c'est vérifié.}$$

- **les espacements :**

On doit vérifier :

$$S_{tx} \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_{tx} = 25 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min (4h; 4 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_{ty} = 25 \text{ cm}$$

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

On vérifie que :

$$\tau = \frac{Q_u}{U_c \times d} \leq \bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} \quad , \quad \tau = \frac{139,45 \times 10^{-3}}{4,32 \times 0,18} = 0,179 \text{ Mpa} < 1,25 \text{ Mpa} \quad \text{c'est vérifié}$$

III.8.6 : Ferrailage :

On remarque que les sollicitations sont moins défavorables que celles trouvées dans le premier type de dalle donc on opte le même ferrailage.

- **Schéma de ferrailage :**

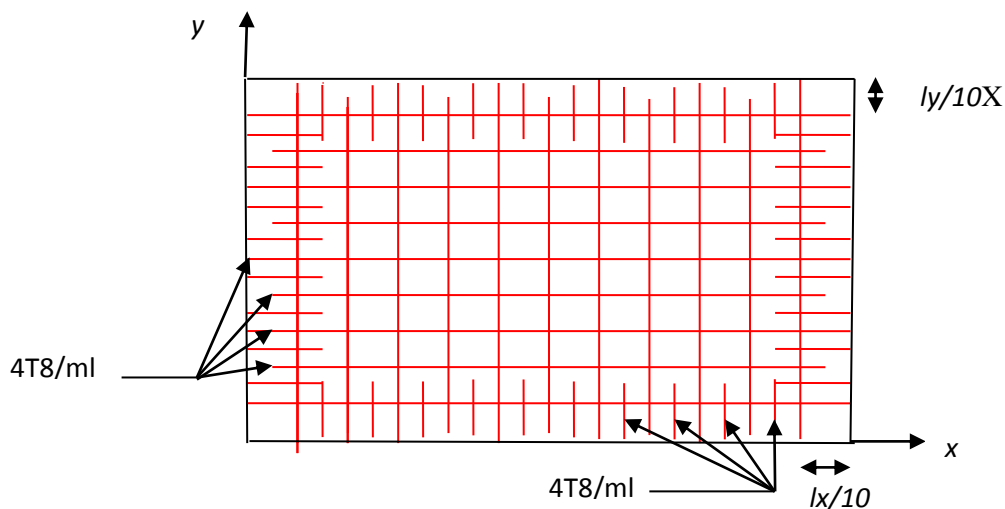


Figure III.13 : Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur.

Chapitre IV

Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement) sous l'effet du séisme.

IV.1 : Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) 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 accélérogramme.

IV.1.1. Méthode statique équivalente

a. Principe : Selon **RPA99.Art (4.2.1)** les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et de même propriétés d'inertie.

b. Condition d'application

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation

Avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.

- Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99 (article 4.1.2)**.

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA99/03.Art (4.2.3)}$$

- **A** : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99/03 (Tableau4.1)**

Le coefficient 'A' représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe **2**
- Zone sismique : zone **IIa** ⇒ **A** = 0.15
- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99/03 (Tableau4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc : **R** = 5

- **Q** : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante : **RPA99 (Formule 4.4)**

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \text{ avec :}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** est satisfait ou non.

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités **Pq** :

“ Critère q ”	Observé	P _q /xx	Observé	P _q /yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0.00	Non	0.05
2- Redondance en plan	non	0.05	oui	0.00
3- Régularité en plan	oui	0.0	oui	0.00
4- Régularité en élévation	oui	0.00	oui	0.00
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc :

$$Q_x=Q_y= 1.05$$

- **W**: poids total de la structure :

$$W = n\beta W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes totales.

W_{Qi} : charge d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

$\beta = 0.2$ pour usage d'habitation

$$\Rightarrow W = 35561.29 \text{ KN.}$$

- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement

(η). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/03 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99/03 (Tableau 4.7)**

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne, donc du **RPA 99/03 (Tableau 3-2)** de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_3 , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend : $\zeta = 10\%$

Donc $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.76 > 0.7$

$T_c = C_T h_n^{3/4}$ **RPA99/03 (Formule 4-6)**

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

$h_N = 27.54m$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.050$

$$T_c = 0.050 \times h_n^{3/4} = 0.601s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09H / \sqrt{L} \quad \text{RPA99 /03(Formule 4-7)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_x = 35.75m$, $L_y = 12.21m$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.41s \\ T_y = 0.71s \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_{sx} = \min(0.41 ; 0.6) = 0.41s \\ T_{sy} = \min(0.71 ; 0.6) = 0.60s \end{cases}$$

$D_x = 1.90$; $D_y = 1.68$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$\text{Sens(x)} : V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.9 \times 1.05}{5} \times 35561.29 \Rightarrow V_{st,x} = 2128.34KN$$

$$\text{Sens(y)} : V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.68 \times 1.05}{5} \times 35561.29 \Rightarrow V_{st,y} = 1881.90KN$$

IV.1.2. Méthode dynamique modale spectrale :

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA99/03) dès lors que les structures considérées

nerépondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel.

La concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation de deux façons :

- ✓ Modélisation par nœuds maîtres,
- ✓ Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété par l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

IV.2. Exigences du RPA99 /03 pour les systèmes mixtes :

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

IV.3. Modalisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est ETABS version 16.2.

IV.3.2. Spectre de réponse :

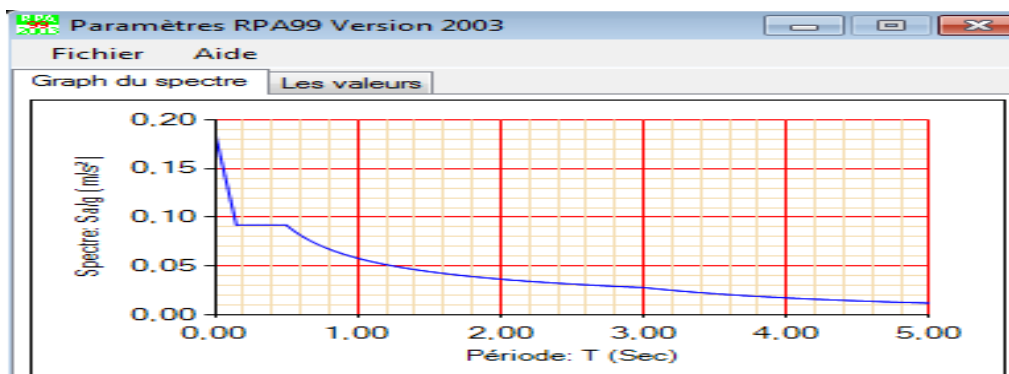


Figure. IV.1 : spectre de réponse.

IV.3.1 Disposition des voiles de contreventement :

-D'après plusieurs étirassions de dispositions de voiles ,on opte pour notre projets la disposition suivante

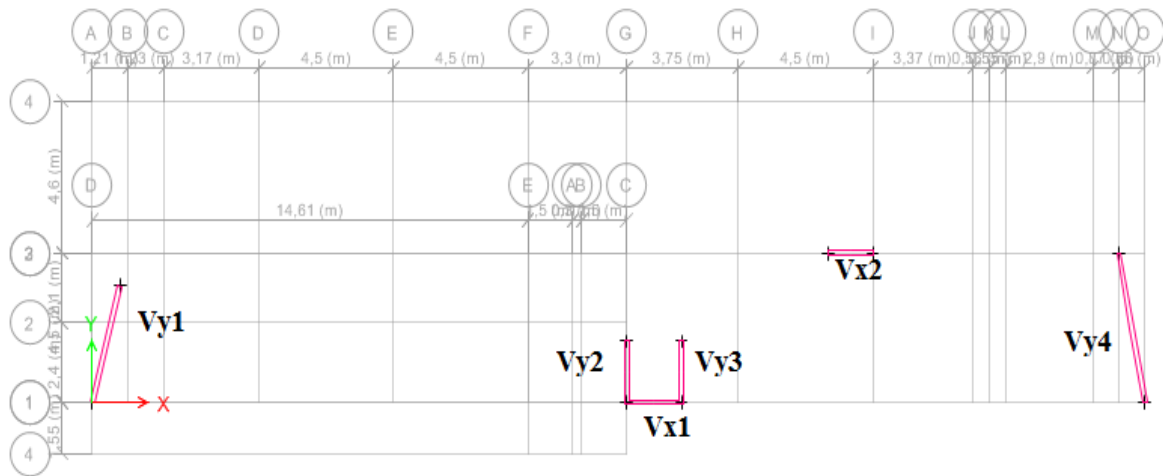


Figure. IV.2 : disposition des voiles

Résultats obtenus :

- Périodes de vibration et participation massique :

Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses :

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	0,738	0,7289	0,0079	0,7289	0,0079
Mode 2	0,712	0,0074	0,6671	0,7364	0,675
Mode 3	0,576	0,0031	0,0156	0,7394	0,6907
Mode 4	0,243	0,1378	0,00004456	0,8773	0,6907
Mode 5	0,201	0,0003	0,1628	0,8775	0,8535
Mode 6	0,145	0,0009	0,0151	0,8784	0,8686
Mode 7	0,131	0,053	0,0001	0,9314	0,8686
Mode 8	0,095	0,0001	0,0581	0,9316	0,9268
Mode 9	0,087	0,0278	0,000004226	0,9593	0,9268

On constate que : au mode 1 une translation selon XX : $T_x = 0,73$ s

Au mode 2 une translation selon YY $T_y = 0,71$ s

Et la participation massique modale est atteinte les 90% de masse totale du bâtiment lorsqu'on prend 8 mode selon X et Y

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA 99/03 sont vérifiées.

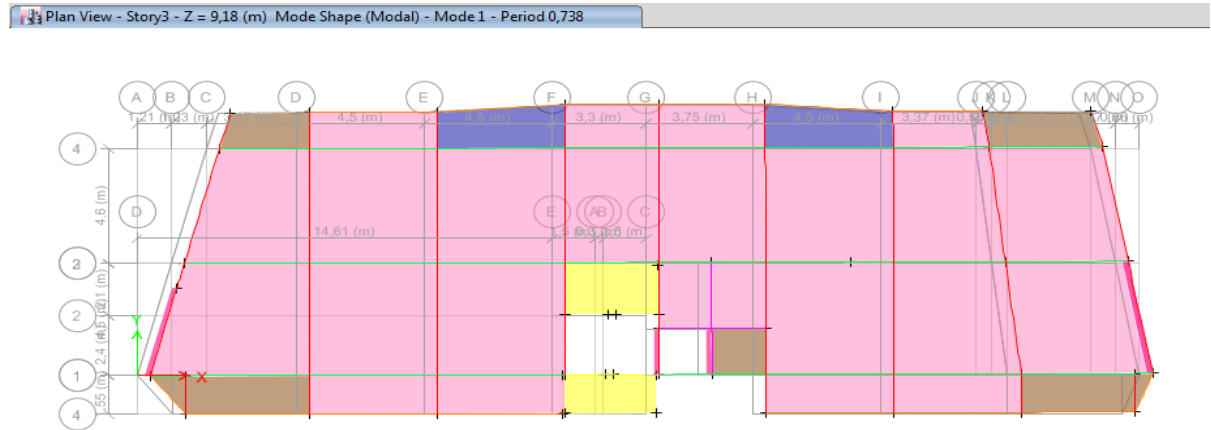


Figure. IV.3 : 1^{er} mode de déformation

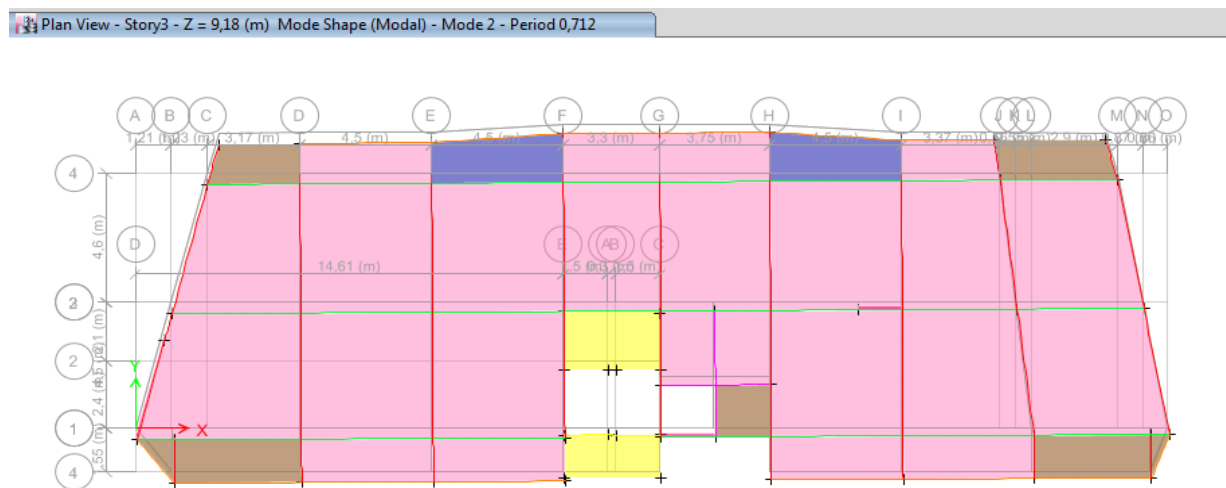


Figure. IV.4 : 2^{ème} mode de déformation

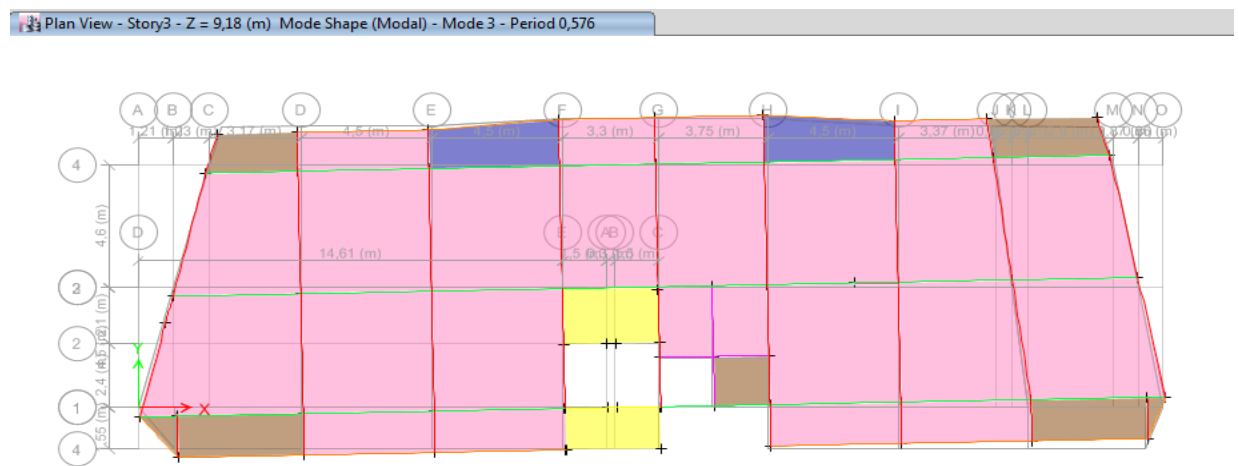


Figure. IV.5 : 3^{ème} mode de déformation

IV.3.2 : Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :

Les tableaux IV.3 et IV.4 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontal.

Tableau IV.3. Vérification sous charges verticales :

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)		Observation
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE	
RDC	34095,24	5740.81	85.6	14.4	Vérifiée

Analyse des résultats : On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée à la base.

Tableau IV.4. Vérification sous charges horizontales :

NIVEAU	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	942.30	356,52	984.38	1106,6	48,91	24,37	51,09	75,63
NIV 01	753.94	412,86	786.64	998,99	48,94	29,24	51,06	70,76
NIV 02	525.30	446,77	558.89	852,69	48.45	34,38	51,55	65,62
NIV 03	347.7	495,08	383.25	706,21	47.57	41,21	52.43	58,79
NIV 04	219.64	443	252.93	636,43	46.48	41,04	53.52	58,96
NIV 05	124.25	445,1	152.45	492,05	44.90	47,50	55.10	52,50
NIV 06	74.00	353,11	82.31	415,17	47,34	45,96	52,66	54,04
NIV 07	56.19	321,11	53.45	256,32	51,24	55,61	48,76	44,39
NIV 08	33.40	278,99	33.40	159,95	50.00	63,56	50.00	36,44

Analyse des résultats :

-On remarque que l'interaction voile-portique sous charges horizontales dans le sens x-x est vérifiée dans tous les niveaux. mais dans le sens y-y n'est pas vérifiée dans le 1 premier niveaux avec un écart négligeable .

IV.3.3 : Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA99/03 (7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.5.

Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _d (KN)	ν	Observation
RDC	55*55	3025	2199,42	0,29083	vérifiée
1 ^{ème} étage	50*55	2750	1909,35	0,27772	vérifiée
2 ^{ème} étage	50*50	2500	1527.	0,23778	vérifiée
3 ^{ème} étage	45*50	2250	1245,43	0,22141	vérifiée
4 ^{ème} étage	45*45	2025	1027,36	0,20294	vérifiée
5 ^{ème} étage	40*45	1800	811,80	0,1804	vérifiée
6 ^{ème} étage	40*40	1600	599,64	0,14991	vérifiée
7 ^{ème} étage	35*40	1400	390,99	0,11171	vérifiée
8 ^{ème} étage	35*35	1225	185,29	0,0605	vérifiée

IV.3.4 : Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'**RPA99/03**, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	$0.8V_{st}$ (KN)	Observation
Sens x-x	1580,63	1702.67	Non vérifiée
Sens y-y	1548,33	1505.52	vérifiée

-Dans le sens XX pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la réponse de 0.8 Vst / V dy = 1.04

IV.3.5 : Justification vis à vis des déformations :

Selon le **RPA99/03 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec : $\delta_K = R \times \delta e_K$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

δe_K : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.7.

Tableau IV.7. Vérification des déplacements :

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	$\bar{\delta} Ek$ E-05	$\bar{\delta} K$ E-05	$\bar{\delta} K-1$ E-05	$\bar{\delta} KE$ 05	hK (m)	$\bar{\delta} K/hK$ E-06	$\bar{\delta} Ek$ E-05	$\bar{\delta} K$ E-05	$\bar{\delta} K-1$ E-05	$\bar{\delta} K$ E-05	$\bar{\delta} K/Hk$ E-07
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(%)	(m)	(m)	(m)	(m)	(%)
RDC	0,16	8	0	8	3.06	2,61	0.02	0.1	0	0.1	3,26
NIV 01	0,45	2.25	8	1.45	3.06	4,73	0.08	0.4	0.1	0.3	9,80
NIV 02	0,79	3.95	2.25	1.7	3.06	5,55	0.14	0.7	0.4	0.3	9,80
NIV 03	1,1	5.5	3.95	1.55	3.06	5,06	0.21	1.05	0.7	0,0.35	1,14
NIV 04	1.53	7.65	5.5	2.15	3.06	7,02	0.28	1.4	1.05	0.35	1,14
NIV 05	1.8	9	7.65	1.35	3.06	4,41	0.35	1.75	1.4	0.35	1,14
NIV 06	2,2	11	9	2	3.06	6,53	0.42	2.1	1.75	0.35	1,14
NIV 07	2,5	12.5	11	1.5	3.06	4,90	0.48	2.4	2.1	0.3	9,80
NIV 08	2,8	14	12.5	1.5	3.06	0,003	527	2635	2.4	0.5	1,63

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.3.6 : Justification vis à vis de l'effet P-Δ: [RPA (5.9)] : Les effets du 2ième ordre (ou 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 :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

$i=K$

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 $0.1 \leq \Theta_K \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1-q_K)$.
- ✓ Si $\Theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.8.

Tableau IV.8 : Vérification de l'effet P- Δ

Niveau	h_k (m)	P_k (t)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k E-05	V_k (KN)	Θ_k E-05	Δ_k E-05	V_k (KN)	Θ_k
RDC	3.06	35484,91	0.8	1814,49	5,11	0.1	1463,12	7,9258E-06
NIV 01	3.06	31459,5	1.45	1471,2	10.133	0.3	1411,85	2,1846E-05
NIV 02	3.06	27370,43	1.7	855,88	17.766	0.3	1299,46	2,065E-05
NIV 03	3.06	23343,18	1.55	688,57	17.172	0.35	1201,29	2,2226E-05
NIV 04	3.06	19355,33	2.15	445,01	30.56	0.35	1079,43	2,0509E-05
NIV 05	3.06	15412,48	1.35	260,67	26.085	0.35	937,15	1,8811E-05
NIV 06	3.06	11513,33	2	147,24	51.107	0.35	768,28	1,7141E-05
NIV 07	3.06	7655,01	1.5	103,26	36.34	0.3	577,43	1,2997E-05
NIV 08	3.06	3843,31	1.5	52,91	35.607	0.5	438,94	1,4307E-05

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.8 les effets P- Δ peuvent être négligé.

Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

Chapitre V

V.1 Etude des poutres :

Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **ETABS 16.2**, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q+E$
- 4). $0.8G\pm E$

V.1.1. Ferrailage :

a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1) :

Le pourcentage total minimal 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 :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de $40\Phi_1$ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_l)$ en zone nodale,
- $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

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

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

V. 1.2. Calcul du ferrailage :

Dans le but d'optimiser le ferrailage des poutres, les calculs sont envisager pour chaque niveau de la bâtisse, le ferrailage des poutres principales et secondaires sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.1.Ferrailage des poutres principales et secondaires :

.	Type de poutre	section	localisation	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
RDC	Poutre principale	30×40	Appuis	-74.66	143.45	5.1	6	6.16	4T14(3f+1ch)
			Travée	68.18		4.8		6.03	3T16
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	-43.96	46.41	3.5	5.25	4.52	4T12(3f+1ch)
			Travée	35.19		2.8		3.39	3T12

1 étage	Poutre principale	30×40	Appuis	-106.02	196.33	7.6	6	8.04	4T16(3f+1ch)
			Travée	92.96		6.6		8.04	4T16(3f+1ch)
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	-62.21	63.61	5.1	5.25	6.16	4T14(3f+1ch)
			Travée	44.87		3.6		4.52	4T12(3f+1ch)
2 étage	Poutre principale	30×40	Appuis	-112.09	202.28	8.1	6	9.24	6T14(3f+3ch)
			Travée	93.35		6.6		8.04	4T16(3f+1ch)
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	-70.17	70.17	5.8	5.25	6.16	4T14(3f+1ch)
			Travée	45.27		3.6		4.62	3T14
3 étage	Poutre principale	30×40	Appuis	-108.78	190.59	7.8	6	8.04	4T16(3f+1ch)
			Travée	83.49		5.9		6.16	4T14(3f+1ch)
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	-72.86	71.43	6	5.25	6.16	4T14(3f+1ch)
			Travée	43.1		3.4		4.52	4T12(3f+1ch)
4 étage	Poutre principale	30×40	Appuis	-100.86	170.11	7.2	6	8.04	4T16(3f+1ch)
			Travée	69.19		4.8		6.16	4T14(3f+1ch)
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	-72.71	69.69	6	5.25	6.16	4T14(3f+1ch)
			Travée	40.34		3.2		4.62	3T14
5 étage	Poutre principale	30×40	Appuis	-91.06	146.96	6.5	6	8.04	4T16(3f+1ch)
			Travée	52.89		3.7		4.62	3T14
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	-70.08	65.39	5.8	5.25	6.16	4T14(3f+1ch)
			Travée	37.29		3		3.39	3T12
6 étage	Poutre principale	30×40	Appuis	-80.05	122.35	5.6	6	6.16	4T14(3f+1ch)
			Travée	36.35		2.5		3.39	3T12
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	-65.31	59.09	5.3	5.25	6.16	4T14(3f+1ch)
			Travée	31.35		2.5		3.39	3T12
7 étage	Poutre principale	30×40	Appuis	-70.25	101.24	4.9	6	6.16	4T14(3f+1ch)
			Travée	22.42		1.5		3.39	3T12
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	-57.31	50.06	4.6	5.25	4.62	3T14
			Travée	25.16		2		3.39	3T12

8 étage	Poutre principale	30×40	Appuis	-59.63	76.35	4.1	6	6.16	4T14(3f+1ch)
			Travée	18.37		1.2		6.16	4T14(3f+1ch)
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	-47.7	37.68	3.8	5.25	6.03	3T16
			Travée	12.7		1.1		6.03	3T16

V.1.3. Vérification des armatures selon le RPA 99/03 :

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

- **Les longueurs de recouvrement :**

$$L_r > 40\phi_L$$

- $\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$, on adopte $L_r = 70 \text{ cm}$.

- $\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$, on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$.

- $\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$, on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

V.1.4. Les armatures transversales :

a). Calcul de Φ_t :

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

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

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min(1.2; 1.14; 3\text{cm})$$

Soit $\phi_t = 10\text{mm}$

Donc on opte pour $A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres.

b). Espacement S_t d'armatures transversales :

.1-Selon le BAEL91 (Article H.III.3) :

$S_t \leq \min (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$, avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40cm) = 31.5 \\ S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq 104.66 \\ S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 86.68cm \end{array} \right.$$

2-Selon RPA99 /03:

Zone nodale : $S_t < \min (h/4, 12\phi_{min}, 30cm) = 10cm$ soit $S_t = 10cm$

Zone courante : $S_t < h/2 = 20cm$. Soit $S_t = 15cm$

c). Vérification des sections d'armatures transversales :

$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.38cm^2$

$A_t = 3.14cm^2 > A_{tmin} = 1.38cm^2$condition vérifiée.

V.1.5. Vérification à l'ELU :

a).Condition de non fragilité :

BAEL91 (Art F.IV.2)

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.45cm^2$ Condition vérifiée.

b).Contrainte tangentielle maximale :

Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ **BAEL91 (Art H.III.2)**

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa$.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Vérification des contraintes tangentielles :

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
principales	202.26	1.69	3.33	Vérifiée
secondaires	71.43	0.68	3.33	Vérifiée

Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

c). Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

✓ Appuis de rives $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1)$. **BAEL91 (Art H.IV.2)**

✓ Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots(2)$

✓ γ_s 1.15,

✓ $f_e=400MPa$

✓ Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

Poutres	A_l (cm ²)	Vu (KN)	Ma (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principales	9.24	226.26	112.09	5.81	-4.41	Vérifiée
Secondaires	8.04	71.71	72.71	4.89	-4.58	Vérifiée

V.1.5. Vérification à l'ELS :

a). Etat limite de compression du béton :

$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0;$ $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y;$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$ **BAEL91 (Art E.III.1)**

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.4 .Vérification de l'état limite de compression du béton :

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (m ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	33.02	0.00088	13.9	5.2	15	Vérifiée
	Travées	11.84	0.00065	11.8	9.64	15	Vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	-30.06	0.00061	12.6	1.056	15	Vérifiée
	Travées	14.04	0.00045	10.7	0.59	15	Vérifiée

b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Tableau V.5.Vérification de la flèche pour les poutres :

	h _t cm	b cm	L (cm)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	30	476	9.24	0.084	0.061	0.0088	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	35	30	450	8.04	0.077	0.072	0.0089	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

V.1.6. Schéma de ferrailage des Poutres :

A titre d'exemple d'illustration, la figure Figure V.1 suivante montre le ferrailage de poutre principale au niveau de rez de chaussée et les autres ferrailages des autres niveaux sont données dans l'annexe 4

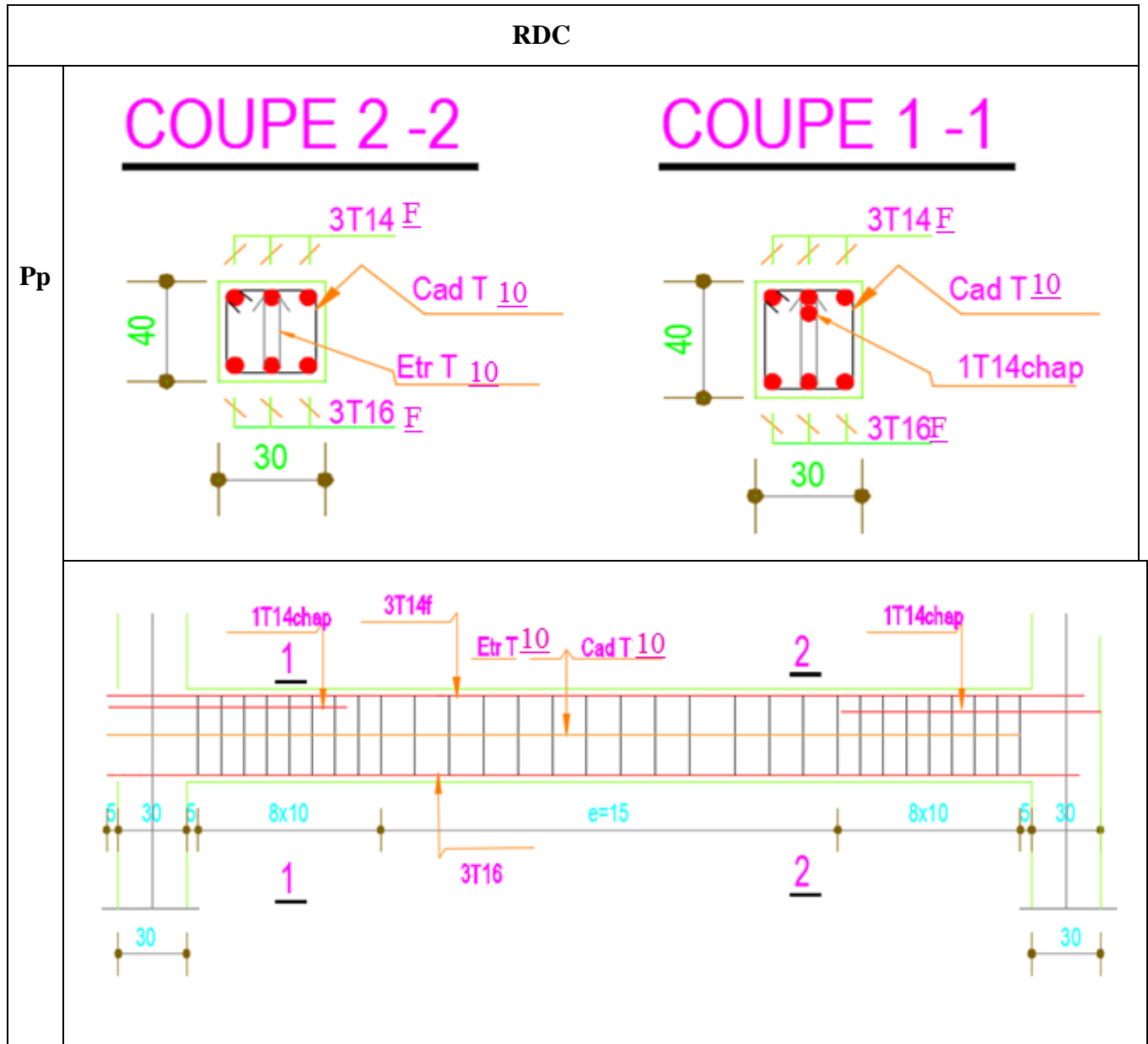


Figure V.1. Exemple de ferrailage des Poutres

V.2. Étude 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 selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **ETABS** dans l'ordre suivant :

- | | | |
|-------------------|----------------|-----------------|
| 1) $G + Q$ | 4) $0.8G - E$ | |
| 2) $1.35G + 1.5Q$ | 5) $G + Q + E$ | RPA99/03 |
| 3) $0.8G + E$ | 6) $G + Q - E$ | |

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

1. ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)

2. ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)

3. ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)

V.2.1. Recommandations du RPA99/03 (Article 7.4.2.1) :

a) - Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% b_1 \times h_1$ en zone IIa
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - 4 % en zone courante
 - 6 % en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25 cm en zone IIa-
 Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la **figure V.1**

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

$b; h$: Dimensions de la section transversale du poteau

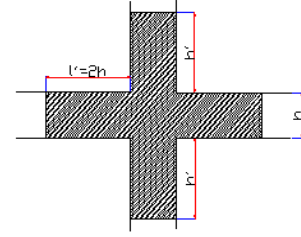


Figure V.2 : Zone nodale

b) Les armatures transversales

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec : 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.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale** $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15\text{ cm})$ en zone IIa
- **Dans la zone courante** $t' \leq 15\phi_l$ en zone IIa

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **ETABS 16.2**, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après

Tableau V.6. Sollicitations dans les poteaux :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC	2400.03	9.75	107.22	154.43	-547.58	8.06
1^{ème} étage	2119.82	28.34	118.48	1656.86	-326.20	7.98
2^{ème} étage	1844.6	21.83	112.53	1300.97	-193.7	10.87
3^{ème} étage	1572.32	22.90	100.93	676.39	-97.33	11.07
4^{ème} étage	1303.28	19.36	101.55	561.67	-32.28	13.27

5 ^{ème} étage	1036.45	20.04	79.84	443.54	-7.61	3.10
6 ^{ème} étage	771.55	16.63	74.47	217.76	-13.83	1.52
7 ^{ème} étage	507.46	16.70	65.48	461.55	-23.3	2.14
8 ^{ème} étage	243.67	16.69	53.62	219.22	-15.86	1.19

(+) **compression.**

(-) **traction.**

V.2.3. Ferrailage des poteaux

V.2.3.1. Les armatures longitudinales :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

– **Exemple de calcul :**

Soit à calculer les poteaux rectangulaires le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = 2400.03 \text{KN}$ $\rightarrow M_{cor} = 9.75 \text{KN.m}$
- $M_{max} = 107.22 \text{KN.m}$ $\rightarrow N_{cor} = 154.43 \text{KN}$
- $N_{min} = -547.58 \text{KN}$ $\rightarrow M_{cor} = 8.06 \text{KN.m}$

a) **Calcul sous N_{max} et M_{cor} :**

$$d = 0.50 \text{m}; \quad d' = 0.05 \text{m}$$

$$N = 2400.03 \text{ (compression)}$$

$$M = 9.75 \text{KN.m} \Rightarrow e_G = M/N = 0.004 \text{m}$$

$e_G < h/2 = 0.50/2 = 0.275 \text{m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - MA \geq (0.337h - 0.81 \times d_0) b.h. f_{bu} \dots \dots (I)$$

$$MA = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 9.75 + 2400.03 \times (0.5 - 0.275) = 549.75 \text{ KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 2400.03 \times 10^{-3} \times (0.5 - 0.05) - 549.75 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.05) \times 0.55^2 \times 14.2$$

$$(I) \Rightarrow 0.53 \leq 0.62 \text{ non vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{MA}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{549.75 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.5^2 \times 14.2} = 0.28$$

$$\mu_{bu} = 0.28 < \mu_l = 0.39 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.28}\right) = 0.42$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.5 \times (1 - 0.4 \times 0.42) = 0.42 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{MA}{Z \times f_{st}} = \frac{549.75 \times 10^{-3}}{0.42 \times 348} = 37.61 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -31.35 \text{ cm}^2 \text{ (pas besoin de ferrailage).}$$

b) Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M_{max} = 107.22 \text{ KN.m} , \quad N_{cor} = 154.43 \text{ KN} \quad \Rightarrow e_G = 0.69 \text{ m}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$(I) \Rightarrow 0.0036 < 0.62 \text{ non vérifiée} \quad \Rightarrow \text{calcul d'une section partiellement comprimée.}$$

$$MA = 0.072 \text{ MN} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.036 < \mu_l \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas besoin de ferrailage).}$$

$$\alpha = 0.458 \rightarrow z = 0.408 \text{ m} \rightarrow A_1 = 5.12 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

c) Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$N_{min} = -547.58 \text{ KN}, \quad M_{cor} = 8.06 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow e_G = 0.0147 \text{ m} < h/2$$

Donc le centre de pression c'est à l'intérieur de la section \Rightarrow la section est entièrement tendue.

$$A_1 = (N_u \times e_2) / (f_{s10}(d - d'))$$

$$A_2 = (N_u \times e_1) / (f_{s10}(d - d')) \text{ avec } f_{s10} = f_e / \gamma_s = 400 \text{ MPA}$$

$$e1 = (h/2) - d' + eG$$

$$e2 = (d - d') - e1 = 0.254 \text{ m}$$

$$A1 = 7.22 \text{ cm}^2$$

$$A2 = 6.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} (\text{BAEL}) = 15.88 \text{ cm}^2 > A1 + A2 = 13.68 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{min}} (\text{RPA}) = 24.2 \text{ cm}^2$$

Donc le poteau sera ferrailé avec : $\max (A, A', A (\text{BAEL}), A (\text{RPA}))$.

$$\text{Donc } A = 24.2 \text{ cm}^2.$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.7. Ferrailage des poteaux :

Niveau	Sections	$A_{\text{RPA}} (\text{cm}^2)$	Acalculé/ face (cm^2)	Aadop (cm^2)	Barres
RDC	55×55	24.2	7.22	24.89	8HA14+4HA20
1 ^{ème} étage	50×55	22	4.5	22.24	8HA16+4HA14
2 ^{ème} étage	50×50	20	4	22.24	8HA16+4HA14
3 ^{ème} étage	45×50	18	4	18.47	12HA14
4 ^{ème} étage	45×45	16.2	3.6	16.84	8HA14+4HA12
5 ^{ème} étage	40×45	14.4	3.4	15.21	8HA12+4HA14
6 ^{ème} étage	40×40	12.8	3.2	13.57	12HA12
7 ^{ème} étage	35×40	11.2	3	13.57	8HA16
8 ^{ème} étage	35×35	9.8	2.8	13.57	8HA16

V.2.4. Armatures transversales :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.8 : Calcul des armatures transversales :

Sections (cm ²)	$\Phi_{r^{min}}$ Cm	Vd (KN)	lr cm	t zone nodale	t zone courante	λ_g	ρ_a	At (cm ²)	Amin nodale (cm ²)	Amin courante (cm ²)	A _r ^{adop} (cm ²)	Barres
55×55	1.4	85.58	56	8	12	3.38	3.75	2.18	2.57	3.86	4.71	6HA10
50×55	1.4	113.95	56	8	12	3.38	3.75	2.91	2.57	3.86	4.71	6HA10
50×50	1.4	110.87	56	10	15	3.72	3.75	3.11	3.1	4.65	4.71	6HA10
45×50	1.2	100.43	48	10	15	3.72	3.75	2.83	2.79	4.18	4.71	6HA10
45×45	1.2	89.96	48	10	15	4.13	3.75	2.81	2.32	3.49	4.71	6HA10
40×45	1.2	76	48	10	15	4.13	3.75	2.37	2.07	2.75	3.14	4HA10
40×40	1.2	65.76	48	10	15	4.65	3.75	2.31	1.55	2.33	3.14	4HA10
35×40	1.2	67.49	48	10	15	4.65	3.75	2.37	1.35	2.03	3.14	4HA10
35×35	1.2	36.12	48	10	15	5.31	2.5	0.96	1.05	1.57	2.01	4HA8

Remarque : d'après le RPA99/03 on doit prendre Lr=60cm.

V.2.5. Vérifications :

a). Vérification au flambement :

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$

- α est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \dots\dots\dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

L'élanement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \times l_f / b \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \text{pour les sections circulaires.} \end{array} \right.$$

$$\lambda = 4 \times l_f / f$$

l_f = longueur de flambement.

la vérification au flambement de différents poteaux sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.9. Vérification du flambement pour les poteaux :

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs.
RDC	55×55	306	1.86	11.70	0.83	24.89	0.2809	5.04	2.4	vérifiée
1 ^{ème} étage	50×55	306	1.86	12.87	0.827	22.24	0.2544	4.53	2.119	vérifiée
2 ^{ème} étage	50×50	306	1.86	12.87	0.827	22.24	0.2304	4.16	1.84	vérifiée
3 ^{ème} étage	45×50	306	1.86	14.30	0.82	18.47	0.206	3.65	1.57	vérifiée
4 ^{ème} étage	45×45	306	1.86	14.30	0.82	16.84	0.185	3.28	1.3	vérifiée
5 ^{ème} étage	40×45	306	1.86	16.08	0.815	15.21	0.163	2.89	1.036	vérifiée
6 ^{ème} étage	40×40	306	1.86	16.08	0.815	13.57	0.144	2.55	0.77	vérifiée
7 ^{ème} étage	35×40	306	1.86	18.38	0.80	13.57	0.125	2.22	0.507	vérifiée
8 ^{ème} étage	35×35	306	1.86	18.38	0.80	13.57	0.108	1.97	0.243	vérifiée

b) Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

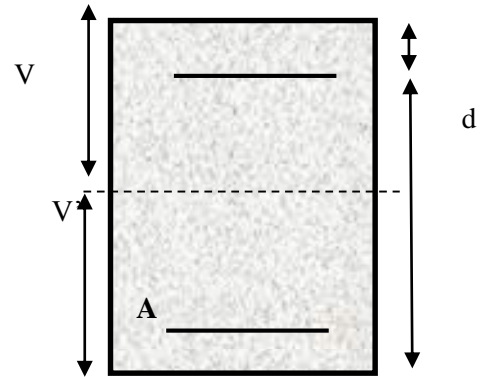
$S = b \times h + 15(A + A')$ (section homogène).

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

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

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

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



Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.10. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux :

Niveau	RDC	1 ^{ème} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
Section (cm ²)	55×55	50×55	50×50	45×50	45×45	40×45	40×40	35×40	35×35
d (cm)	52.5	52.5	47.5	47.5	42.5	42.5	37.5	37.5	32.5
A' (cm ²)	12.445	11.12	11.12	9.235	8.42	7.605	6.785	6.785	6.785
A (cm ²)	12.445	11.12	11.12	9.235	8.42	7.605	6.785	6.785	6.785
V (cm)	27.5	27.5	25	25	22.5	22.5	20	20	17.5
V'(cm)	27.5	27.5	25	25	22.5	22.5	20	20	17.5

I_{yy} (m ⁴)	0.003	0.009	0.0073	0.0061	0.0042	0.0039	0.0028	0.0024	0.0017
N^{ser} (MN)	1.746	1.54	1.34	1.14	0.618	0.754	0.562	0.37	0.178
M^{ser} (MN.m)	0.039	0.053	0.044	0.05	0.046	0.051	0.045	0.047	0.039
M_G^{ser} (MN.m)	0.039	0.053	0.044	0.05	0.046	0.051	0.045	0.047	0.039
σ_{bc1} (MPa)	9.34	7.21	6.86	7.11	5.51	7.13	6.72	6.55	5.46
σ_{bc2} (MPa)	2.2	3.98	3.85	3.01	0.58	1.24	0.3	-1.27	-2.56
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15	15	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

c). Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux :

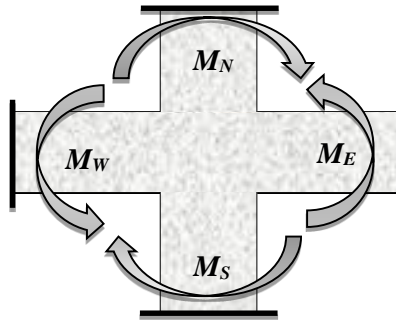
Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ	ρ_d	d (cm)	V_d (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
RDC	55×55	1.86	11.70	0.075	52.5	85.58	0.296	1.875	vérifiée
1 ^{ème} étage	50×55	1.86	12.87	0.075	52.5	113.95	0.43	1.875	vérifiée

2 ^{ème} étage	50×50	1.86	12.87	0.075	47.5	110.87	0.46	1.875	vérifiée
3 ^{ème} étage	45×50	1.86	14.30	0.075	47.5	100.43	0.47	1.875	vérifiée
4 ^{ème} étage	45×45	1.86	14.30	0.075	42.5	89.96	0.47	1.875	vérifiée
5 ^{ème} étage	40×45	1.86	16.08	0.075	42.5	76	0.44	1.875	vérifiée
6 ^{ème} étage	40×40	1.86	16.08	0.075	37.5	65.76	0.43	1.875	vérifiée
7 ^{ème} étage	35×40	1.86	18.38	0.075	37.5	67.49	0.51	1.875	vérifiée
8 ^{ème} étage	35×35	1.86	18.38	0.075	32.5	36.12	0.32	1.875	vérifiée

d).Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N|+|M_S| \geq 1.25 \times (|M_W|+|M_E|)$$



d-1). Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) 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.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{MPa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.12. Les moments résistants dans les poteaux :

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	MR (KN.m)
RDC	55×55	49.5	14.44	248.74
1 ^{ème} étage	50×55	49.5	9	155.03
2 ^{ème} étage	50×50	45	8	125.28
3 ^{ème} étage	45×50	45	8	125.28
4 ^{ème} étage	45×45	40.5	7.2	101.46
5 ^{ème} étage	40×45	40.5	6.8	95.84
6 ^{ème} étage	40×40	36	6.4	80.16
7 ^{ème} étage	35×40	36	6	75.16
8 ^{ème} étage	35×35	31.5	5.6	61.38

d-2). Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales.

On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central. Tableau

Tableau V.13. Vérification de la zone nodale :

Niveau	Types	S(cm ²)	Z(m)	A(cm ²)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	1.25(Mw+Me) (KN.m)	Mn+Ms (KN.m)	Obs
RDC	PP	30*40	0.36	6.03	75.54	77.17	190.88	652.51	vérifiée
	PS	30*35	0.315	3.39	37.26	49.54	108.5		vérifiée
1 ^{er} étage	PP	30*40	0.36	8.04	100.72	100.72	251.8	435.34	vérifiée
	PS	30*35	0.315	6.16	67.53	67.53	168.83		vérifiée
2 ^{ème} étage	PP	30*40	0.36	9.24	115.75	115.75	289.38	375.84	vérifiée
	PS	30*35	0.315	6.16	67.53	67.53	168.93		vérifiée

3 ^{eme} étage	PP	30*40	0.36	8.04	100.72	100.72	251.8	352.02	vérifiée
	PS	30*35	0.315	6.16	67.53	67.53	168.83		vérifiée
4 ^{eme} étage	PP	30*40	0.36	8.04	100.72	100.72	251.8	298.76	vérifiée
	PS	30*35	0.315	6.16	67.53	67.53	168.83		vérifiée
5 ^{eme} étage	PP	30*40	0.36	8.04	100.72	100.72	251.8	271.84	vérifiée
	PS	30*35	0.315	3.39	67.53	67.53	168.83		vérifiée
6 ^{eme} étage	PP	30*40	0.36	6.16	77.17	77.17	192.93	235.48	vérifiée
	PS	30*35	0.315	3.39	67.53	67.52	168.83		vérifiée
7 ^{eme} étage	PP	30*40	0.36	6.16	77.17	77.17	192.93	211.17	vérifiée
	PS	30*35	0.315	3.39	50.64	50.64	126.6		vérifiée
8 ^{eme} étage	PP	30*40	0.36	6.16	77.17	77.17	192.93	122.76	Non vérifiée
	PS	30*35	0.315	6.03	61.10	61.10	152.75		Non vérifiée

- **Conclusion :** La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

V.2.4. Schéma de ferrailage des Poteaux RDC:

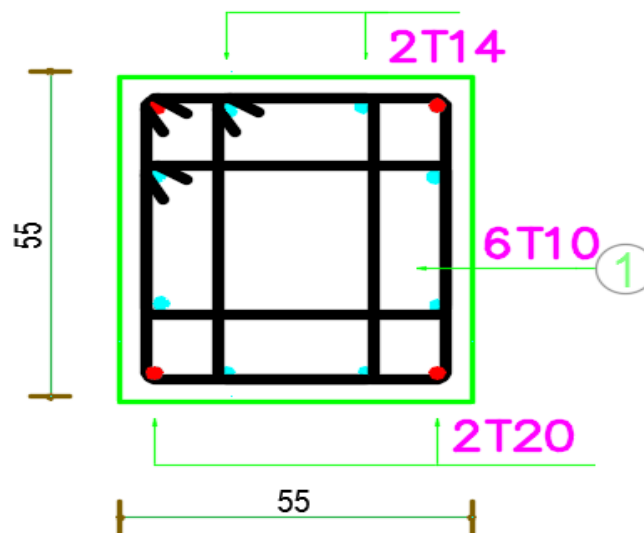


Figure V.3. exemple de ferrailage des Poteaux

- Les schémas de ferrailages des autres poteaux sont représentés dans l'annexe 5.

V.3. Étude des voiles :

Introduction :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

1). $1.35G+1.5Q$

2). $G+Q\pm E$

3). $0.8G\pm E$

V.3.1. Recommandations du RPA99 :

Les voiles comportent des :

a). Aciers verticaux : [7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b). Aciers horizontaux : [7.7.4.2]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

c). Règles communes :

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$.

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 1/10 de l'épaisseur du voile. Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

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

V.3.2. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel Etabs, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.14: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y1} :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_a(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC,1 ^{er} ,2 ^{eme} étage	1597.98	184.74	2080.44	782.52	424.88	643	474.16
3,4,5	1211.74	142.31	917.57	816.42	324.94	402.58	318.77
6,7,8	646.85	98.09	414.95	386.03	41.73	122.11	179.71

Tableau V.15: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y2} et V_{y3} :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_a(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC,1 ^{er} ,2	1719.39	121.3	436.04	930.35	-531.96	210.61	198.44
3,4,5	837.13	61.13	192.17	310.35	103.14	155.43	121.60
6,7,8	469.8	138.61	153.98	116.48	-21.17	72.35	95.57

Tableau V.16: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y4} :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_a(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC,1,2	2070.28	218.81	2299.10	1613.61	727.24	20.63	451.07
3,4,5	1555.26	163.84	1267.78	1219.24	467.70	24.64	328.25
6,7,8	856.49	104.24	471.69	668.45	96.82	70.9	179.27

Tableau V.17: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_a(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	

RDC,1,2	1186.05	34.85	810.77	1139.16	10.83	34.64	475.6
3,4,5	757.40	46.6	354.33	300.81	136.50	43.12	323.08
6,7,8	411.96	69.64	279.09	57.04	13.34	82.39	200.78

Tableau V.18: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x2} :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC,1,2	1164.94	16	477.04	1050.62	364.26	191.33	218.69
3,4,5	937	40.42	262.69	746.27	277.48	221.96	162.68
6,7,8	557.8	54.58	221.35	207.35	37.92	147.82	126.33

V.3.4 Calcul du ferrailage :

On va exposer tous les résultats de ferrillages dans différents voiles dans un tableau et on va présenter un schéma de ferrailage pour le voile V_{y1} au niveau de RDC.

Tableau V.19 : les résultats de ferrailage verticales et horizontales de voile V_{y1} :

Niveau	RDC,1 ^{er} 2eme	3,4,5 ^{ème} étage	6,7,8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15 × 3.65		
M(KN)	2080.44	917.57	414.95
N(KN)	782.52	816.42	386.03
section	SPC	SEC	SEC
V (KN)	474.16	318.77	171.71
τ (MPa)	1.34	0.90	0.48
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{min} (cm ²)	4.2	8.21	8.21
A_v^{cal} (cm ²)	5.82	<0	<0
A_v^{adop}	14HA8	30HA8	30HA8

Lt	1.40	/	/
S _t (cm)	20	25	20
A _h ^{cal} (cm ²)	1.25	0.84	0.45
A _h ^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45
A _h ^{adop}	2HA8	2HA8	2HA8
S _t (cm)	20	20	20

Tableau V.20 : les résultats de ferrailage verticales et horizontales de voile Vy2 ,Vy3 :

Niveau	RDC,1 ^{er} 2eme	3,4,5 ^{ème} étage	6,7,8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15 × 1.85		
M(KN)	210.61	192.17	72.35
N(KN)	-531.96	310.35	-21.17
section	SET	SEC	SET
V (KN)	198.44	121.60	95.57
τ (MPa)	1.05	0.68	0.54
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A _v ^{min} (cm ²)	5.55	4.16	5.55
A _v ^{cal} (cm ²)	9.80	<0	1.29
A _v ^{adop}	14HA10	14HA8	14HA8
Lt	1.85	/	1.85
S _t (cm)	25	25	25
A _h ^{cal} (cm ²)	0.98	0.63	0.50
A _h ^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45

A_h^{adop}	2HA8	2HA8	2HA8
S_t(cm)	20	20	20

Tableau V.21 : les résultats de ferrailage verticales et horizontales de voile Vy4 :

Niveau	RDC,1 ^{er} 2eme	3,4,5 ^{ème} étage	6,7,8 ^{ème} étage
Section (m²)	0.15 × 4.58		
M(KN)	2299.1	1267.78	471.69
N(KN)	1613.61	1219.24	668.45
section	SEC	SEC	SET
V (KN)	451.07	328.25	179.27
τ (MPa)	1.02	0.74	0.4
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{min} (cm ²)	10.3	10.3	13.74
A_v^{cal} (cm ²)	<0	<0	2.27
A_v^{adop}	40HA8	40HA8	40HA8
L _t	/	/	4.58
S_t(cm)	22	22	22
A_h^{cal} (cm ²)	0.95	0.69	0.37
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop}	2HA8	2HA8	2HA8
S_t(cm)	20	20	20

Tableau V.22 : les résultats de ferrailage verticales et horizontales de voile Vx1 :

Niveau	RDC,1 ^{er} 2eme	3,4,5 ^{ème} étage	6,7,8 ^{ème} étage
--------	--------------------------	----------------------------	----------------------------

Section (m ²)	0.15 × 1.85		
M(KN)	34.64	354.33	279.09
N(KN)	10.83	300.81	57.04
section	SET	SEC	SET
V (KN)	475.6	323.08	200.78
τ (MPa)	2.66	1.81	1.12
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{\min} (cm ²)	5.55	4.16	5.55
A_v^{cal} (cm ²)	0.83	<0	4.7
A_v^{adop}	14HA8	14HA8	14HA8
Lt	1.85	/	1.85
S_t(cm)	25	25	25
A_h^{cal} (cm ²)	2.49	1.69	1.05
A_h^{\min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop}	2HA14	2HA12	2HA10
S_t(cm)	20	20	20

Tableau V.23: les résultats de ferrailage verticales et horizontales de voile Vx2 :

Niveau	RDC,1^{er} 2^{eme}	3,4,5^{ème} étage	6,7,8^{ème} étage
Section (m²)	0.15 × 1.5		
M(KN)	477.04	262.69	147.82
N(KN)	1050.62	746.27	37.92
section	SEC	SEC	SET
V (KN)	218.69	162.68	126.33

τ (MPa)	1.51	1.12	0.87
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{\min} (cm ²)	3.37	3.37	4.5
A_v^{cal} (cm ²)	<0	<0	3.11
A_v^{adop}	12HA8	12HA8	12HA8
Lt	/	/	1.5
S _t (cm)	25	25	25
A_h^{cal} (cm ²)	1.41	1.05	0.82
A_h^{\min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop}	2HA10	2HA10	2HA8
S _t (cm)	20	20	20

Schéma de ferrailage de voile Vy1 : A titre d'exemple le voile vy1 au niveau de RDC

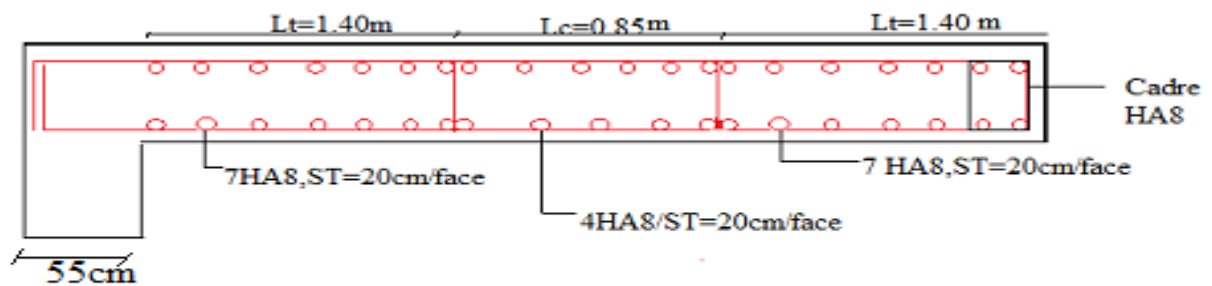


Figure V.4 : schéma de ferrailage de voile Vy1

Chapitre VI

INTRODUCTION

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise. Elle reprend les charges de la structure et les transmet au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage. On distingue les fondations superficielles (semelles et radiers) et les fondations profondes (pieux et puits)

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

VI.1.CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

$$S_{calculée} = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{45363.7554}{150} = 302.42m^2$$

La surface du bâtiment est : $S_{bâtiment} = 315.54m^2$.

On opte $S_{cal} = S_{bat} \Rightarrow S_{radier} = 315.54m^2$

- Vu l'importance de l'effort et la contrainte moyenne de sol et la surface de fondation qui se rapproche de celle de bâtiment on opte pour un radier générale.

Le radier travaille comme un plancher renversé.

A - Dimensionnement :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

– **Condition de coffrage :**

ht : hauteur des nervures.

hr : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$(L_{max} = 4.76 - 0.55 = 4.21m)$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{4.21}{10} \Rightarrow h_t \geq 42.1cm.$$

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{421}{20} \Rightarrow h_r \geq 21.05 \text{ cm.}$$

– **Condition de rigidité :**

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{\max}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{Kb}}$$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$.

b : la largeur de la semelle.

$$I = \frac{bh_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 58 \text{ cm.}$$

– **Condition de cisaillement :**

$$V_u = \frac{V_d}{d \times b} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} \dots \dots \dots (I)$$

On considère pour une bonde de largeur $b=1\text{m}$.

$$V_u = \frac{N_d \times L_{\max} \times b}{2 \times S}$$

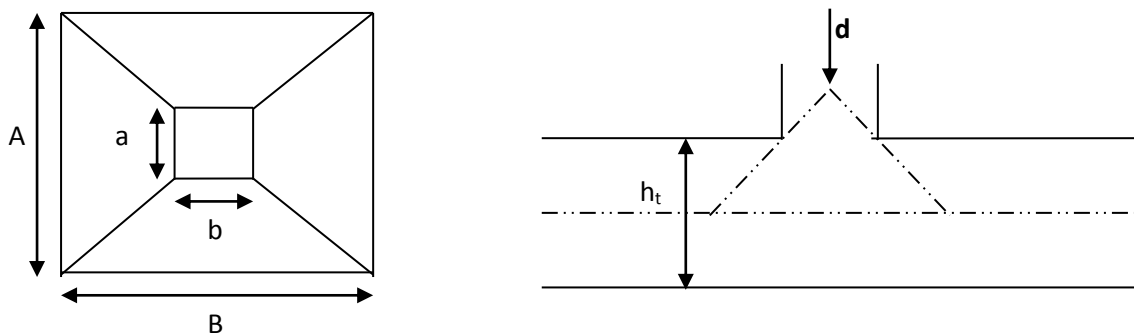
$$V_u = \frac{62189.2788 \times 4.21 \times 1}{2 \times 315.54} = 414.87 \text{ KN}$$

$$de(I) \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = 0.357 \text{ m}$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

– $h_t = 60\text{cm}$ pour les nervures du radier.

– $h_r = 40\text{cm}$ pour la dalle du radier.

B - Les vérifications :**► Vérification au poinçonnement :****Figure VI.1.** Zone de contact poteau- radier

Il faut vérifier que : $N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{\gamma_{c28}}{\gamma_b}$

N_d : effort normal de calcul.

h_t : hauteur de la nervure.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h_t \\ B = b + h_t \end{cases}$$

On trouve $U_c = 4.60\text{m}$

$$N_d = 1788.39\text{KN} \leq 0.045 \times 4.6 \times 0.4 \times \frac{25}{1.15} = 1800\text{KN} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

► Vérification de la contrainte dans le sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

On a :

$$I_y = 29782.3347 \text{ m}^4, Y_G = 4.59\text{m.}$$

$$I_x = 2318.75\text{m}^4, X_G = 18.09\text{m}.$$

$$N' = N + P \Rightarrow N' = 45363.75 + 25 \times 0.4 \times 315.54 \Rightarrow N' = 48479.16\text{KN}$$

Avec : P c'est le poids propre de radier.

Avec σ_{\max} et σ_{\min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

>**Sens X-X** : $N' = 48479.16\text{KN}$ et $M_x = 16919.09\text{KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.18\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.12\text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.115\text{MPa} = \overline{\sigma_s} = 0.15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

>**Sens Y-Y** : $N' = 48479.16\text{KN}$; $M_y = 19663.76\text{KN.m}$.

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.16\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.14\text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.15\text{MPa} = \overline{\sigma_s} = 0.15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

On voit que la contrainte moyenne selon les deux sens est égales à la contrainte de sol, donc on a pas besoin de débord.

► **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon (Article 10.1.5) RPA99V2003, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{Sens xx : } e = \frac{37319.69}{48479.16} = 0.77\text{m} < \frac{18.09}{4} = 4.52\text{m}$$

$$\text{Sens yy : } e = \frac{32507.02}{48479.16} = 0.67\text{m} < \frac{4.59}{4} = 1.14\text{m}$$

Pas de risque au renversement dans les deux sens.

VI.2. Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on optera le même ferrailage pour tout le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.



Figure VI.2 : panneau le plus défavorable du radier

a - Calcul des sollicitations :

$$G_o = 0.4 * 25 * 315.54 = 3155.4 \text{ KN.}$$

$$G_o' = 0.2 * 25 * 4.3 * 0.55 = 11.82 \text{ KN.}$$

$$Q_u = \frac{N_u + 1.35(G_o + G_o')}{S_{rad}} = 210.63 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_s = \frac{N_s + G_0}{S_{rad}} = 153.8 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.98 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

-les différents résultats sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau VI.1 : sollicitation dans le panneau le plus défavorable :

ELU						
U _x	U _y	M _{ox} KN.M)	M _{oy} KN.M)	M _{tx} KN.M)	M _{ty} KN.M)	Ma(KN.M)
0.0384	0.9545	142.67	136.17	121.37	115.75	-71.33
ELS						
0.0457	0.9694	123.98	120.18	105.39	102.15	-62

La section à ferrailer est $1 \times 0.4m^2$. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI .2. Section des armatures du radier :

		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	St (cm)
X-X	travée	121.27	0.064	0.083	0.352	9.89	3.23	5HA16=10.05	20
Y-Y	travée	115.75	0.061	0.079	0.353	9.42	3.23	5HA16=10.05	20
appui		-71.33	0.038	0.048	0.358	5.72	3.2	4HA14=6.16	25

b- Vérification à l'effort tranchant :

-les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 .Vérification de l'effort tranchant :

Sens	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
Sens X-X	231.56	0.63	1.16	Vérifiée
Sens y-y	107.86	0.29	1.16	Vérifiée

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.4. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier :

Localisation		M _{ser} (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Travée	xx	105.39	0.0898	0.00138	6.89	315.25
	yy	102.15	0.0898	0.00138	6.64	305.56
Appui		62	0.0734	0.000914	4.96	295.74

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on referraille à L'ELS.

$$A = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_s} \times d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}, \quad \alpha = \sqrt{90\beta \frac{(1-\alpha)}{(3-\alpha)}}, \quad \beta = \frac{M_{ser}}{\sigma \times b \times d^2}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI .5. Section des armatures du radier après vérifications :

Localisation		$M_{ser}(KN.m)$	$\beta (10^{-3})$	α	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{adopt} (cm^2/ml)$	St(cm)
Travée	xx	105.39	3.92	0.3	15.91	8HA16=16.08	16.5
	yy	102.15	3.8	0.29	15.37	8HA16=16.08	16.5
Appui		62	2.3	0.23	9.12	9HA12=10.18	11

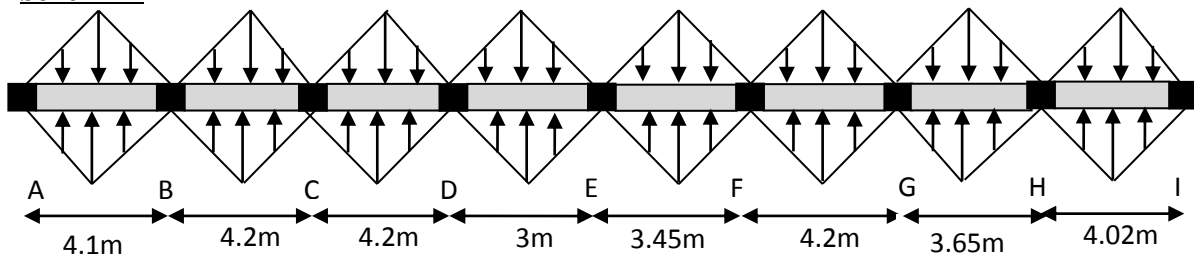
Schéma de ferrailage :(Voir l'annexe 6)

VI.3. Etude des nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier.elles reprennent les charges transmises par le radier selon les lignes de rupture correspondant à chaque panneau.

Dans notre cas, en considérant les nervures les plus sollicitées dans chaque sens, les charges résultant sur chaque travée sont illustrées ci-dessous :

Sens X-X



FigureVI.3: répartitions des charges dans le sens X-X

Sensyy

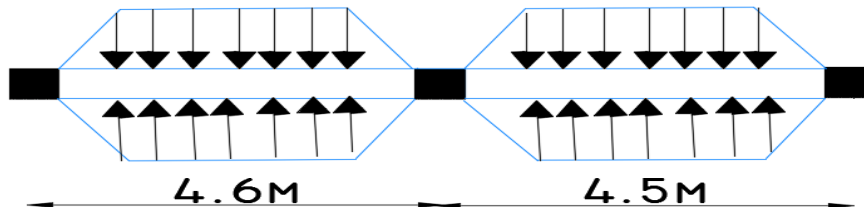


Figure VI.4: Charge transmise aux nervures sens Y-Y

VI.3.1. Estimation des charges revenant aux nervures et calcul des sollicitations :

Pour simplifier les calculs on remplace les charges trapézoïdales et les charges triangulaires par des charges uniformément réparties.

- **Charges trapézoïdales**

$$\left\{ q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_s^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \right. \quad \text{Avec :}$$

- **Charges triangulaires**

$$q_M = q_V = \frac{q}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

q_M : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même moment maximum que la charge réelle.

VI.3.1.2 Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode de « Caquot » (méthode expliquée dans les chapitres précédent).

Après calcul des charges revenants à chaque travée de la nervure dans les deux sens, les sollicitations maximales résultantes (en travée et en appuis) sont regroupées dans les deux tableaux suivants :

Tableau VI.6 : moments aux appuis et effort tranchant dans la nervure

Appuis	Sens X-X			Sens Y-Y		
	ELU		ELS	ELU		ELS
	Ma u (KN. m)	V (KN)	Ma s (KN. m)	Ma u (KN. m)	V (KN)	Ma s (KN. m)
A	-144.88	540.82	-105.81	-168.08	1193.64	-122.75
B	-803.85	1138.97	-587.09	-650.49	1039.49	-475.08
C	-977.25	1030.18	-713.73	-155.75	1143.76	-113.75
D	-718.46	927.27	-524.72	/	/	/
E	-455.36	416.84	-332.57	/	/	/
F	-780.56	760.73	-570.25	/	/	/

G	-820.86	998.04	-599.77	/	/	/
H	-597.85	685.74	-307.46	/	/	/
I	-136.48	1054.66	-99.74	/	/	/
MAX	-977.25	1138.97	-713.73	-650.49	1193.64	-475.08

Tableau VI.7 : moments en travées dans la nervure :

Travées	X0 (m)	Sens X-X				X0 (m)	Sens Y-Y			
		ELU		ELS			ELU		ELS	
		Pmu	Mtu	Pms	Mts		Pmu	Mtu	Pms	Mts
AB	2.39	459.69	410.76	335.73	343.8	2.54	484.82	796.76	354.08	149.97
BC	2.18	470.9	142.96	343.92	104.41	1.98	470.9	709.89	343.92	523
CD	1.96	470.9	177.33	343.92	129.44	/	/	/	/	/
DE	1.24	336.36	-242.62	245.66	-177.23	/	/	/	/	/
EF	1.96	386.81	-76.65	282.5	-55.09	/	/	/	/	/
FG	2.12	470.69	236.86	343.92	173.11	/	/	/	/	/
GH	1.67	409.23	-42.25	299	28.3	/	/	/	/	/
HI	1.75	450.72	498.23	329.18	436.79	/	/	/	/	/
MAX	/	498.23		436.79		/	796.76		523	

III.3.1.3 Ferrailage des nervures :

Les nervures se calculent à la flexion simple comme une section en **T** de la même manière que les poutrelles.

Les nervures sont de dimensions :

$$h = 0.6$$

$$h_0 = 0.40$$

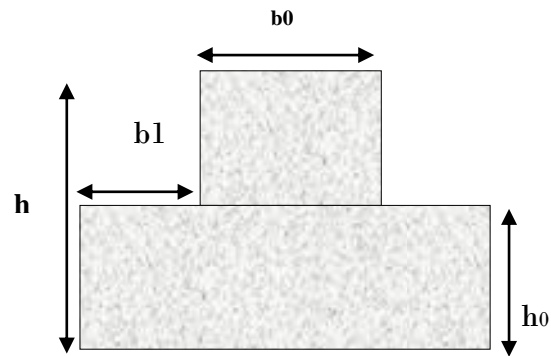
$$b_0 = 0.55$$

$$d = 0.55$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{395}{10}; \frac{265}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(39.5; 137.5)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 35\text{cm}$$



$$\text{Donc : } B = 2 \cdot b_1 + b_0 = 1.25\text{m} .$$

Figure VI.5 : section a ferrailée de la nervures

Tableau IV.8: résultats de ferrailage la nervure :

Sens	Localisation	M _U (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
X-X	Travée	498.23	27.36	9HA20=28.27cm²
	Appui	-977.25	71.98	9HA32=72.38cm²
Y-Y	Travée	796.76	48.92	8HA25+4HA20=51.84cm²
	Appui	-650.49	40.72	6HA25+4HA20=42.02cm²

>Armatures de peau

Comme les nervures présentent une grande hauteur, des armatures de peau sont nécessaires.

Elles sont disposées le long des parements verticaux et sont de l'ordre de **1cm²/ml**.

>Armatures transversales

Pour les armatures transversales, on opte pour l'ensemble des nervures la quantité d'armatures suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right) = \min(17.14; 55; 20) = 25\text{mm} \quad \text{Soit } \phi_t = 10\text{mm}.$$

>Espacement des aciers transversaux

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_{t\min}\right) \Rightarrow St = \min(15; 12; 20) = 10\text{cm}$$

III.3.2.3 Vérifications :

► A l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Sens	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Sens X-X	1138.97	1.65	2.5	Vérifiée
Sens Y-Y	1193.64	1.73	2.5	Vérifiée

► A l'ELS :

État limite de compression du béton :

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

>Les contraintes dans l'acier :

La fissuration est peu préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa} . (\text{Lois de calcul de I et Y sont}$$

démontrée dans les chapitres précédent)

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens		M (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
X-X	travée	436.79	0.16	8.15×10 ⁻³	8.67	15	Vérifie	311.19	201.63	Non Vérifie

	appui	713.73	0.30	0.017	12.74	15	Vérifie	155.17	201.63	Vérifie
Y-	travée	796.76	0.20	0.0128	8.44	15	Vérifie	210.47	201.63	Non Vérifie
Y	appui	650.49	0.25	8.52×10^{-3}	14.41	15	Vérifie	243.78	201.63	Non Vérifie

On remarque que la contrainte d'acier n'est pas vérifiée dans le sens X-X au niveau de la travée, et dans le sens Y-Y au niveau de l'appui et la travée donc il faut recalculer la section d'acier tendus A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est à dire à la contrainte limite de service $\overline{\sigma}_s$.

Tableau VI .10. Section des armatures opté après vérifications.

Localisation		$M_{ser}(KN.m)$	$\beta (10^{-3})$	α	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{adopt} (cm^2/ml)$
Travée	X-X	436.79	5.71	0.35	44.51	8HA25+4HA14=45.43
Travée	Y-Y	796.76	10	0.44	84.20	8HA32+5HA25=88.88
Appuis	Y-Y	650.49	19	0.55	71.83	9HA32=72.38

VI.4. Voile périphérique :

Introduction :

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.4.1. Dimensionnement des voiles :

- La hauteur $h=2.80$ m
- La longueur $L=4.76$ m
- L'épaisseur $e=15$ cm

VI.4.2. Caractéristiques du sol reconstitué :

- Le poids spécifique $\gamma_h = 20 \text{KN} / \text{m}^3$
- L'angle de frottement $\varphi = 19^\circ$
- La cohésion $c = 0 \text{KN} / \text{m}^2$

VI.4.3. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

- **La poussée des terres :**

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 2.80 \times (20 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{19}{2}) - 2 \times 0 \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{19}{2})) = 28.47 \text{KN} / \text{m}^2$$

- **Surcharge accidentelle :**

$$q = 10 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$Q = 5.08 \text{KN} / \text{m}^2$$

VI.4.4. Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A L'ELU :

$$\sigma_{\max} = 1.5Q + 1.35G = 46.05 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.5Q = 7.62 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 36.44 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} = 29.18 \text{KN} / \text{m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.40 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 4.21 \text{ m} \quad e = 15 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.57 \text{KN} / \text{m}^2 \quad \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

Tableau VI .11. Sollicitations dans le voile périphérique

ELU						
Ux	UY	Mox KN.M)	Moy KN.M)	Mtx KN.M)	Mty KN.M)	Ma(KN.M)
0.0865	0.2582	18.15	4.68	15.43	3.98	-9.07
ELS						
0.0910	0.4357	17.58	7.77	14.94	6.61	-3.88

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12. Section des armatures du voile périphérique.

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	St (cm)
Travée	x-x	15.43	0.067	0.086	0.12	3.57	1.5	5HA110=3.9 3	20
	y-y	3.98	0.017	0.021	0.123	0.92	1.5	4HA8 =2.01	25
Appui		9.07	0.04	0.051	0.123	2.11	1.5	5HA8=2.51	20

Espacement des armatures :

Armatures // L_x : S_t ≤ min (2h_r, 25 cm) = 25cm

Armatures // L_y : S_t ≤ min (2h_r, 25 cm) = 25cm

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

Sens	V _u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Sens X-X	39.55	0.32	1.16	Vérifiée

A L'ELS :

$$\sigma_{\max} = Q + G = 26.38 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 5.08 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 23.56 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{\text{moy}} = 21.05 \text{KN} / \text{m}^2$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.13. Résumé des résultats (vérification des contraintes) :

Localisation		M _{ser} (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Travée	xx	14.94	0.0309	0.0000548	8.42	384.8
	yy	6.61	0.0225	0.0000354	4.2	287.08
Appui		3.88	0.0271	0.0000427	2.46	133.44

On remarque que la contrainte d'acier n'est pas vérifiée dans la travée dans le sens x-x et y-y, donc il faut recalculer la section d'acier tendus A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est à dire à la contrainte limite de service $\overline{\sigma_s}$.

Tableau VI.14. Section opté après vérifications :

Localisation		M _{ser} (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A _{cal} (cm ²)	A _{adopt} (cm ² /ml)	St(cm)
Travée	xx	14.94	4.74	0.327	6.65	6HA12=16.5	16.5
	yy	6.61	2.09	0.22	2.83	4HA10=3.14	25

- Le schéma de ferrailage du voile périphérique (voir l'annexe 6).

Conclusion

Pour offrir une meilleure résistance aux séismes, les ouvrages doivent de préférence avoir, d'une part des formes simples, d'autre part, une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Le but recherché est d'assurer la meilleure répartition possible des sollicitations à travers la structure de façon à faire participer tous les éléments à l'absorption et à la dissipation de l'énergie développée par l'action sismique.

L'étude de la réponse sismique, particulièrement la recherche du comportement dynamique nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- ✓ La disposition des voiles joue un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- ✓ La vérification de l'effort normal réduit nous a conduits à une augmentation des sections des poteaux estimés par le pré dimensionnement.
- ✓ La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tant à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- ✓ La stabilité de la structure est d'assurer, avec la vérification des déplacements horizontaux entre étage, ainsi que l'effet P- Δ .
- ✓ Le choix d'un bon site sur bon sol avec des fondations adaptées, tout en respectant les mesures de prévention imposées et celles recommandées, permettra de limiter les dommages en cas de secousse.

Enfin, l'utilisation du ETABS dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité, et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Bibliographie

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L 91).
- ✓ Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).
- ✓ Document technique réglementaire (D. T. R), charges et surcharges d'exploitations.
- ✓ Mémoires de fin d'études

Annexes

Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_v	μ_x	μ_v
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 $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.9$$

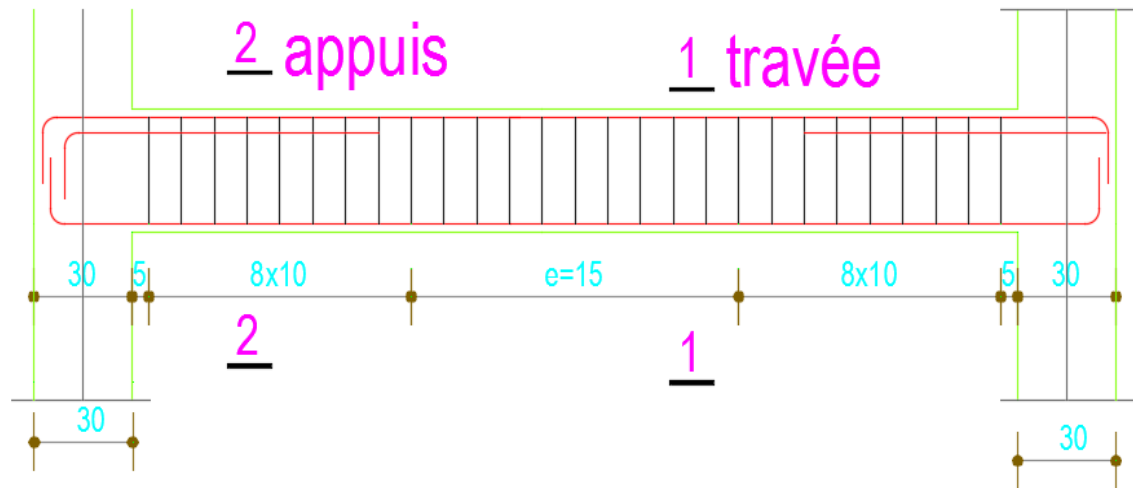
u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	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	0.065	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 M₂	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	0.052	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

Tableau des Armatures (en Cm²)

Ø	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	80.09	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	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Schéma de ferrailage des Poutres :(ANNEXE 4)



Poutre principale : 5 : cadre

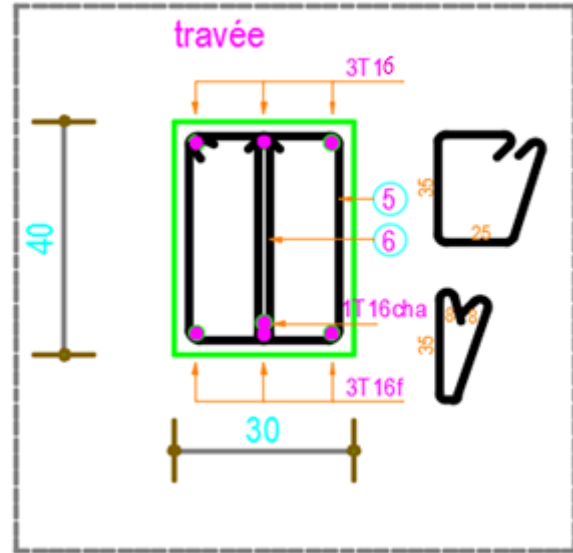
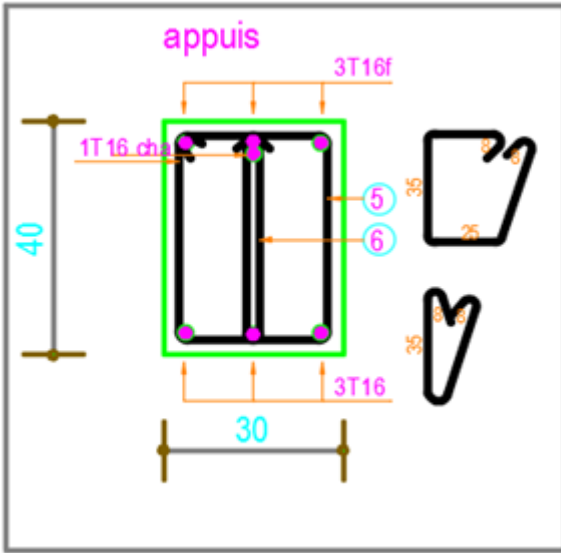
6 : étrier

Poutre secondaire : 1 : cadre

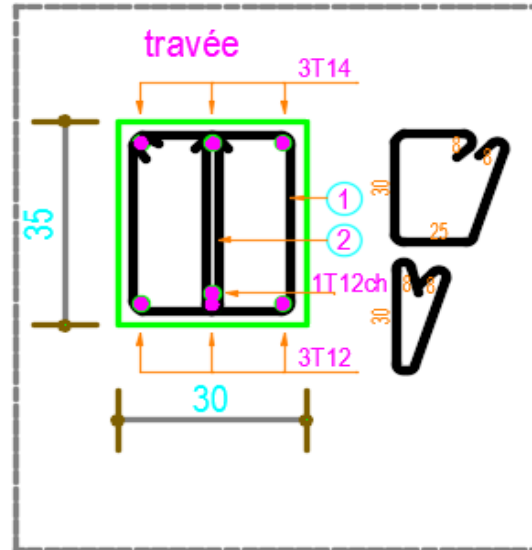
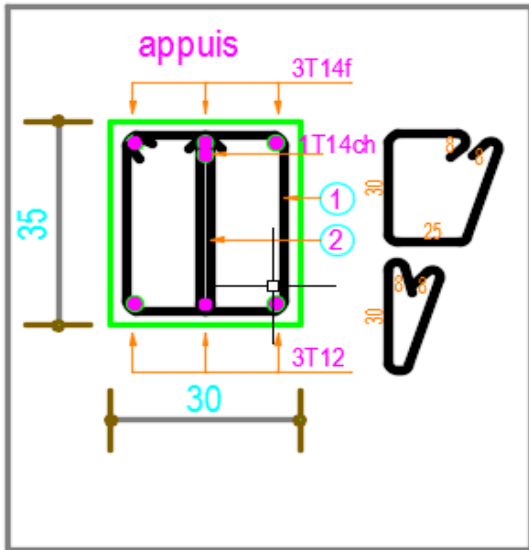
2 : étrier

1^{er} Etage

PP

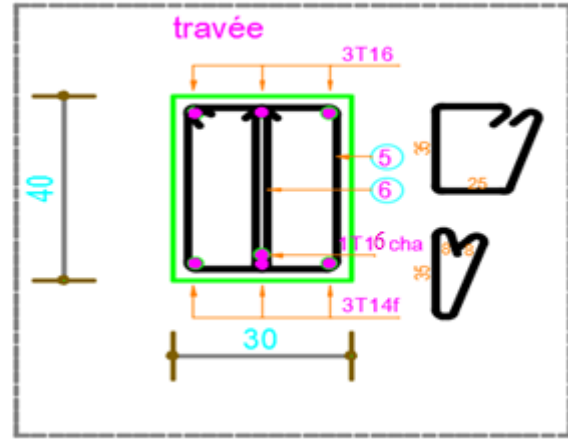
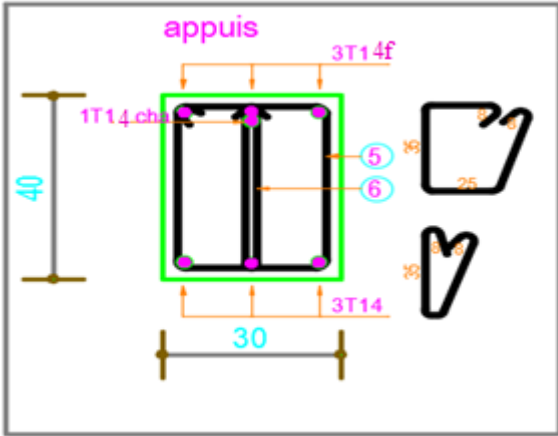


PS

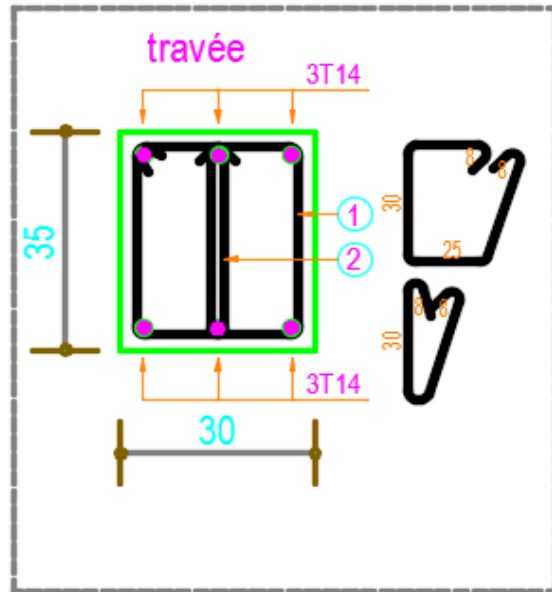
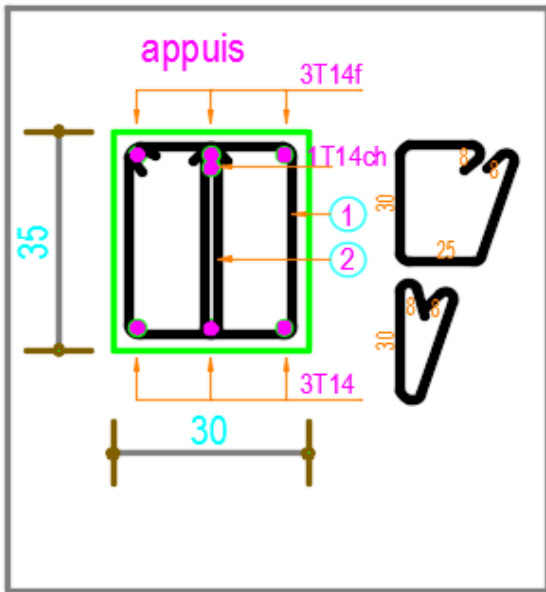


2^{ème} étage

PP

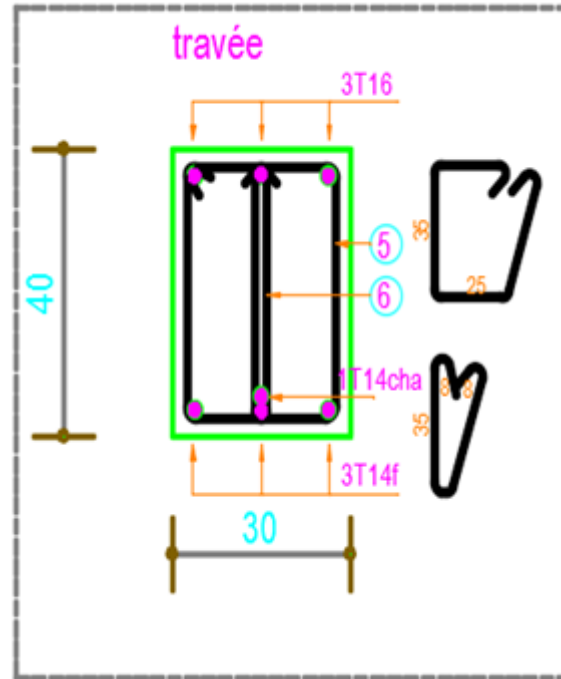
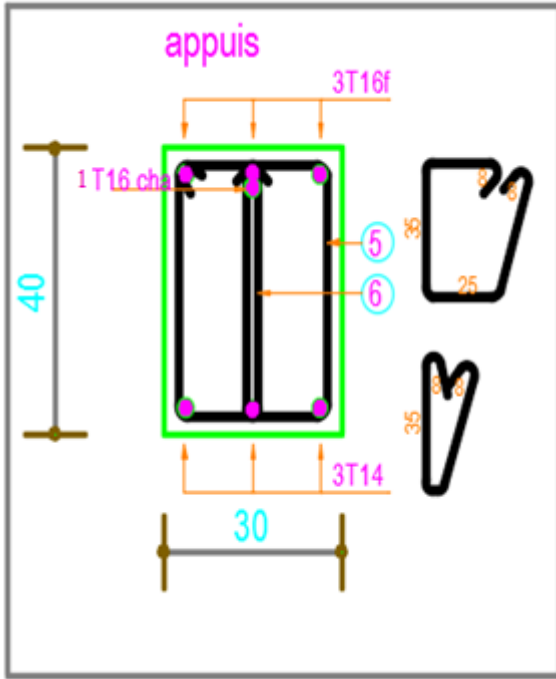


PS

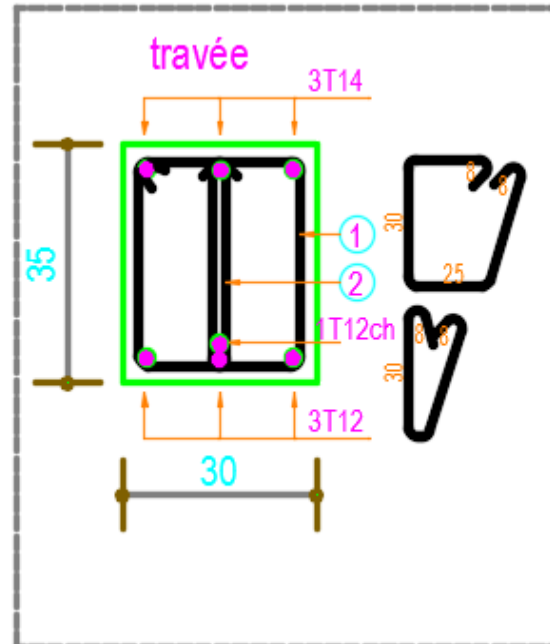
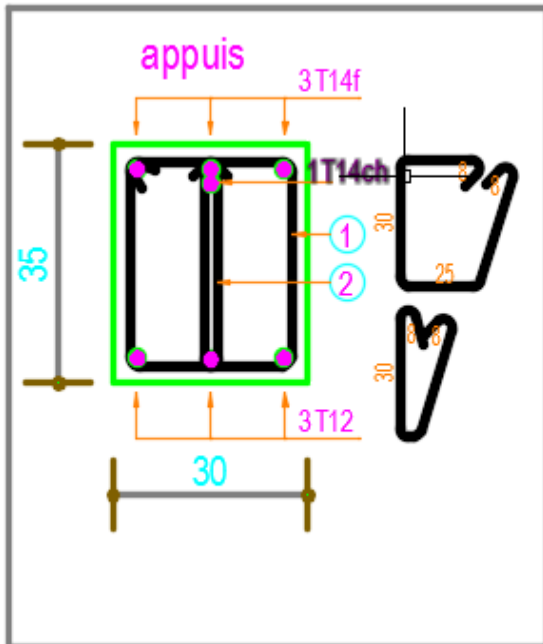


3^{ème} étage

PP

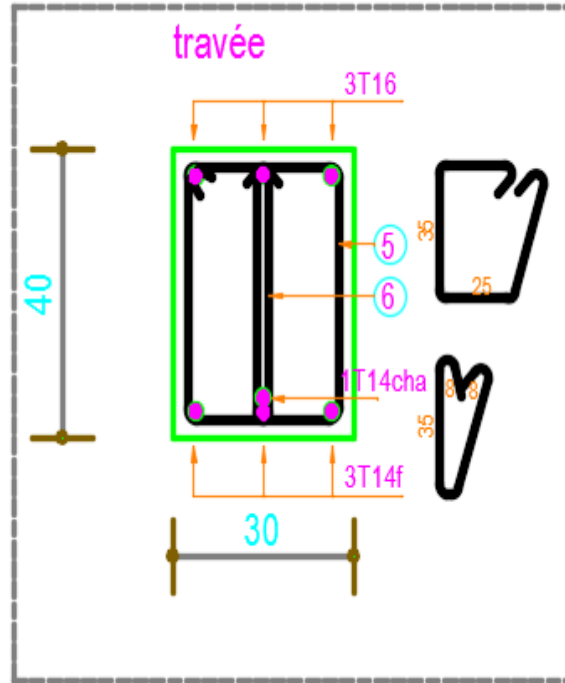
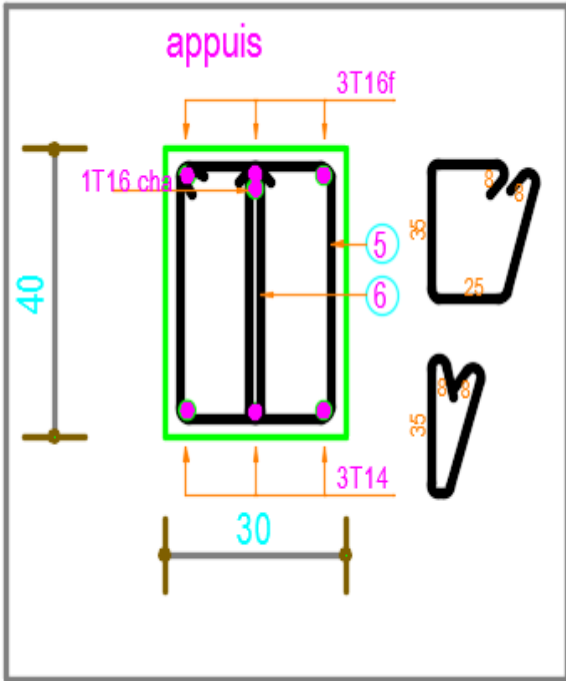


PS

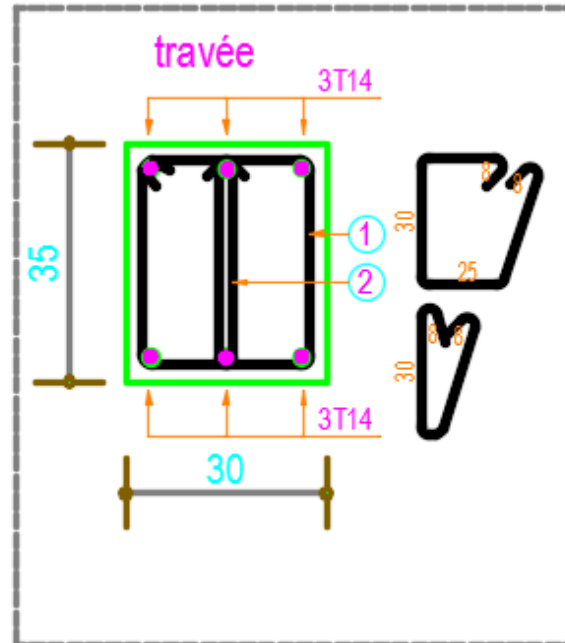
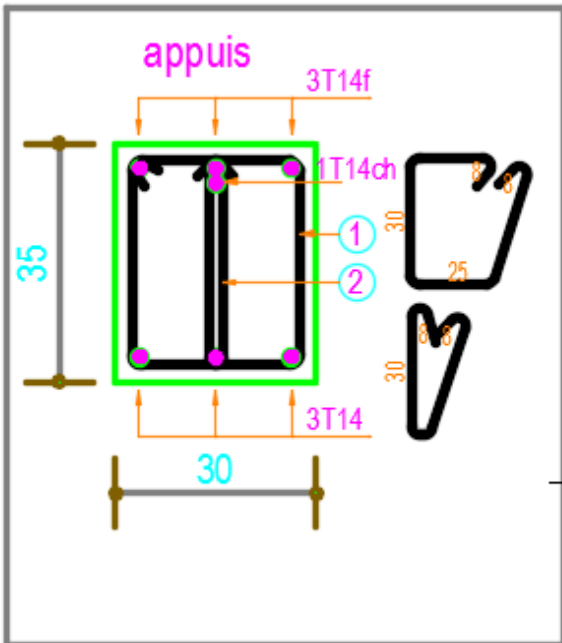


4^{ème} étage

PP

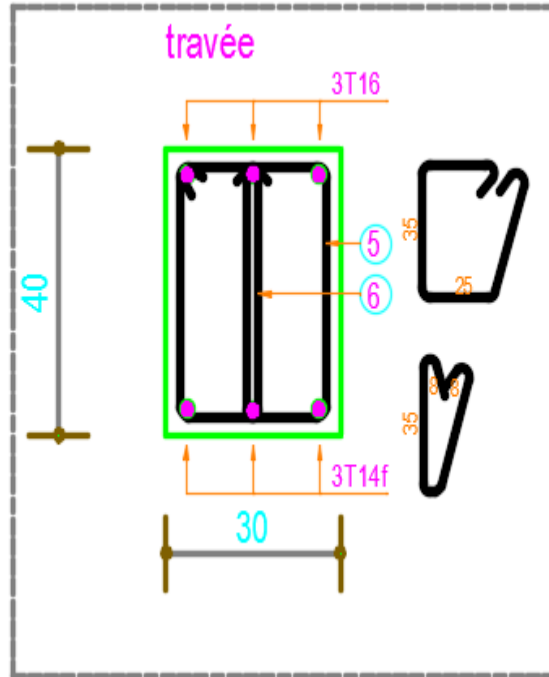
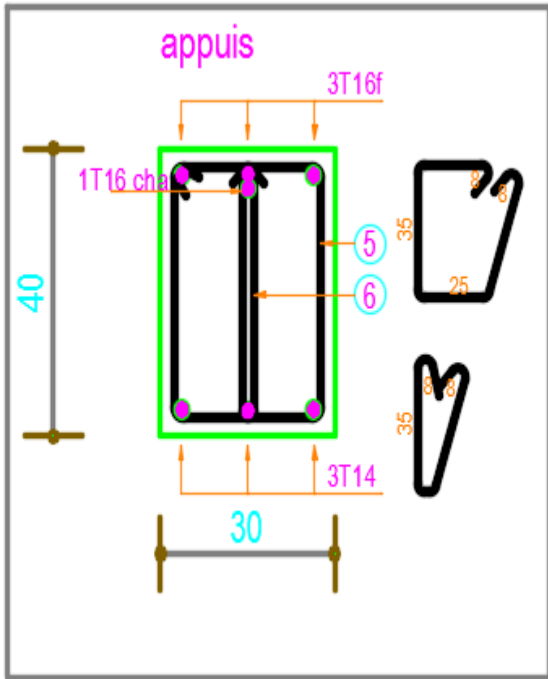


PS

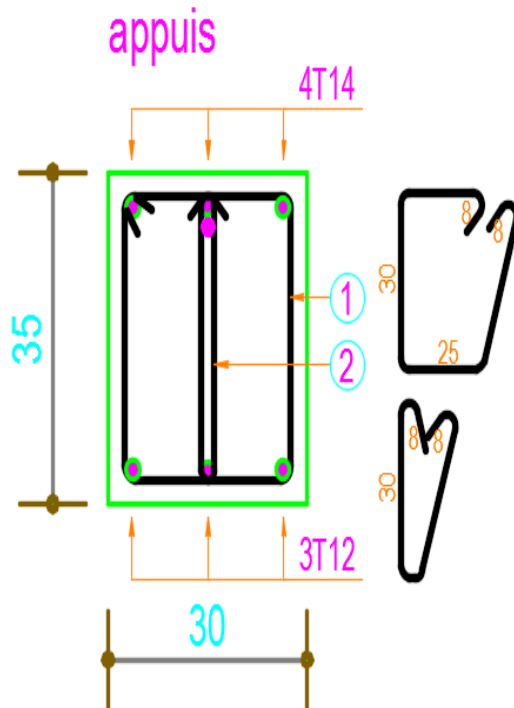
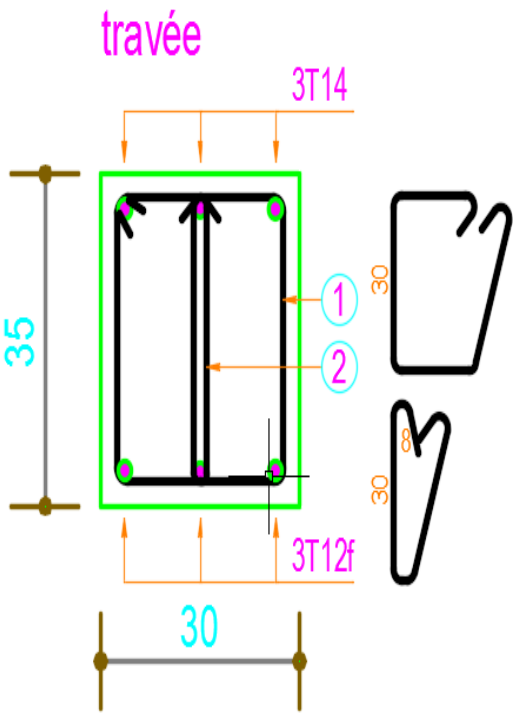


5^{ème} étage

PP

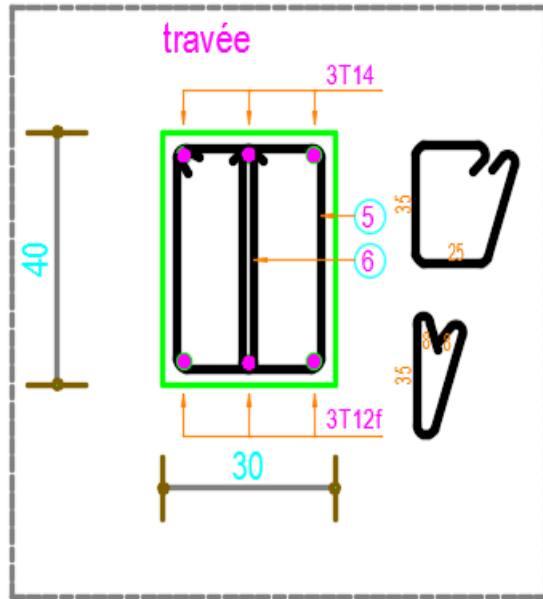
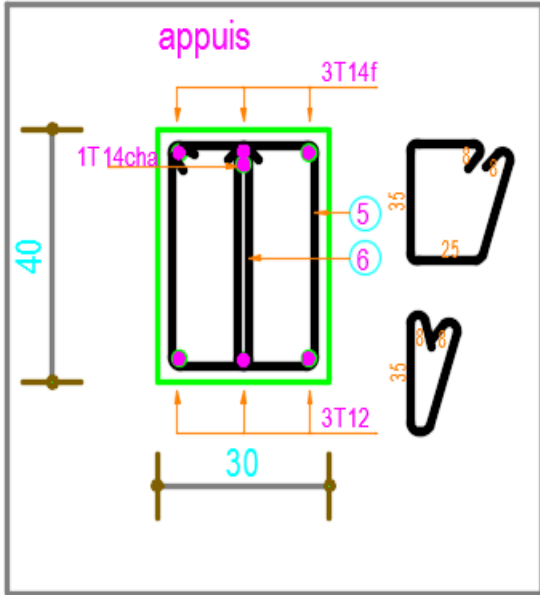


PS

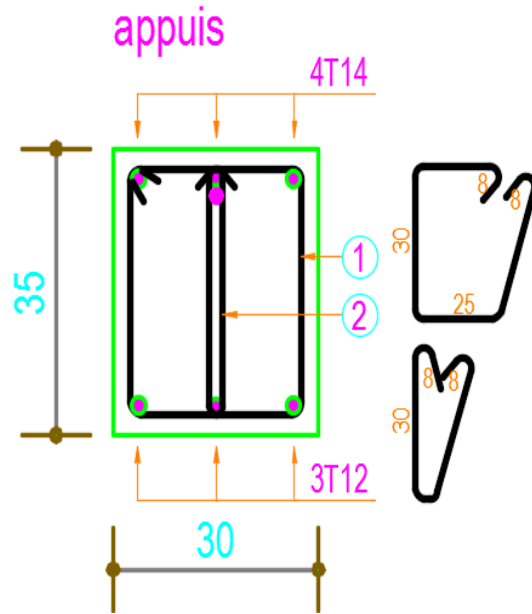
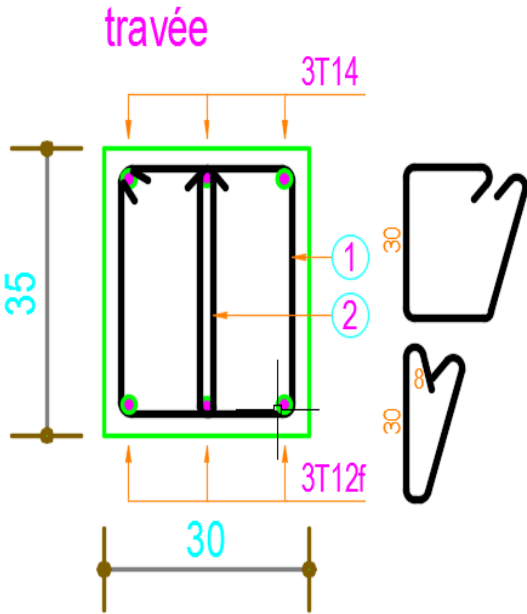


6^{ème} étage

PP

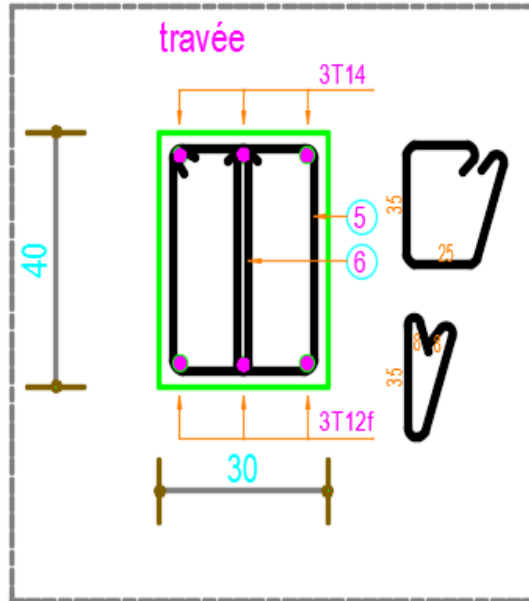
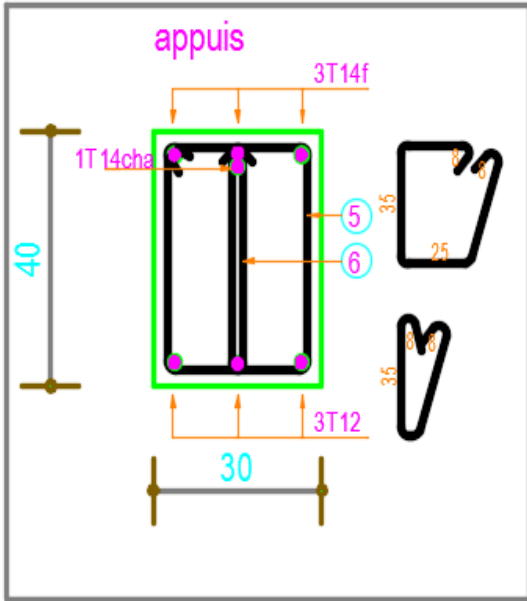


PS

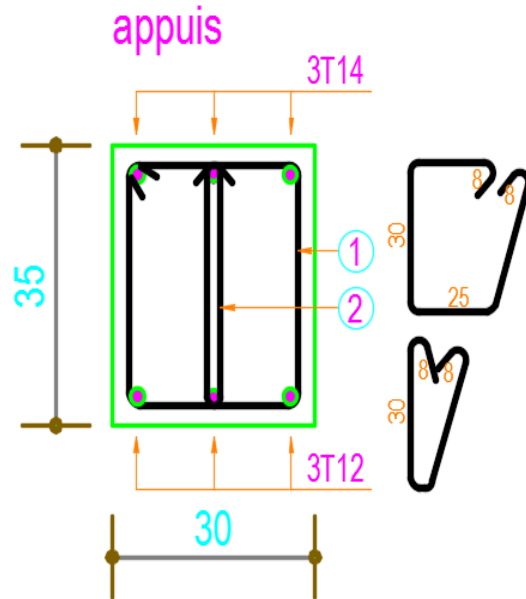
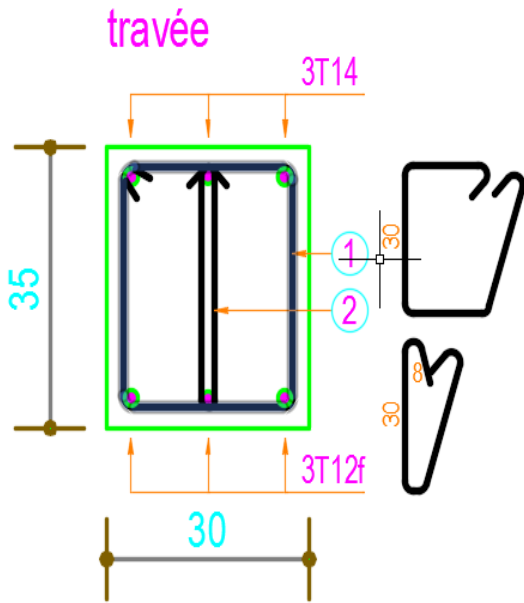


7^{ème} étage

PP

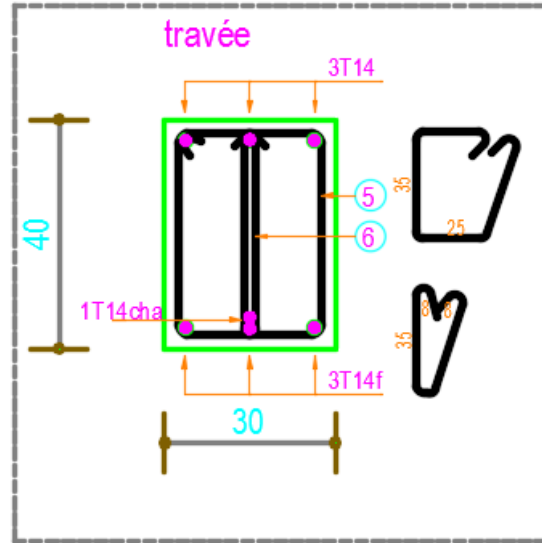
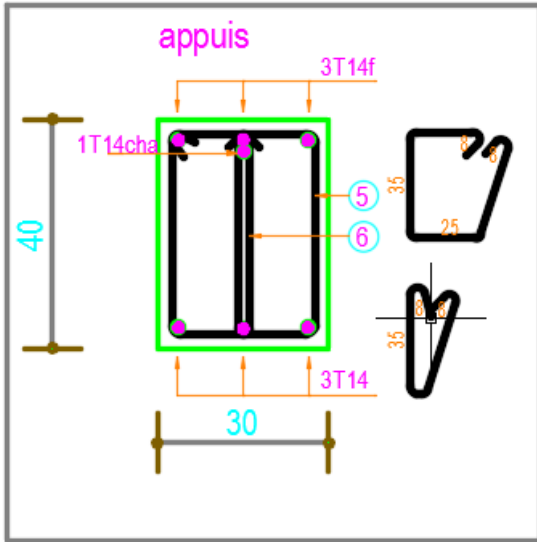


PS

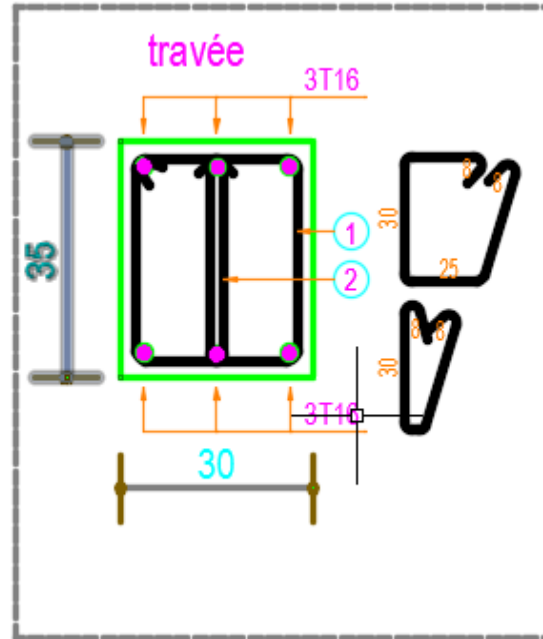
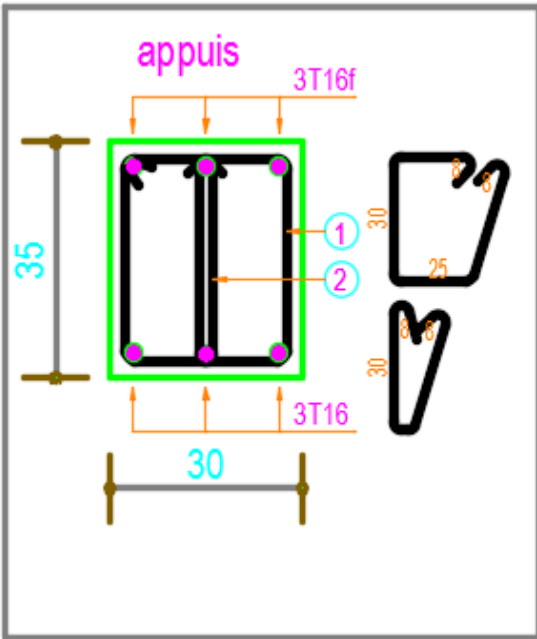


8^{ème} étage

PP

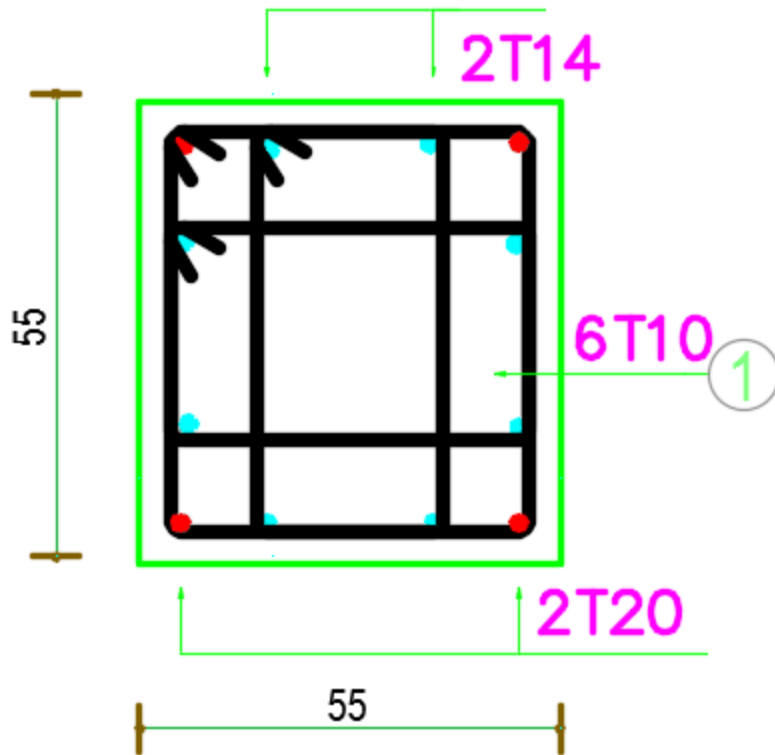


PS

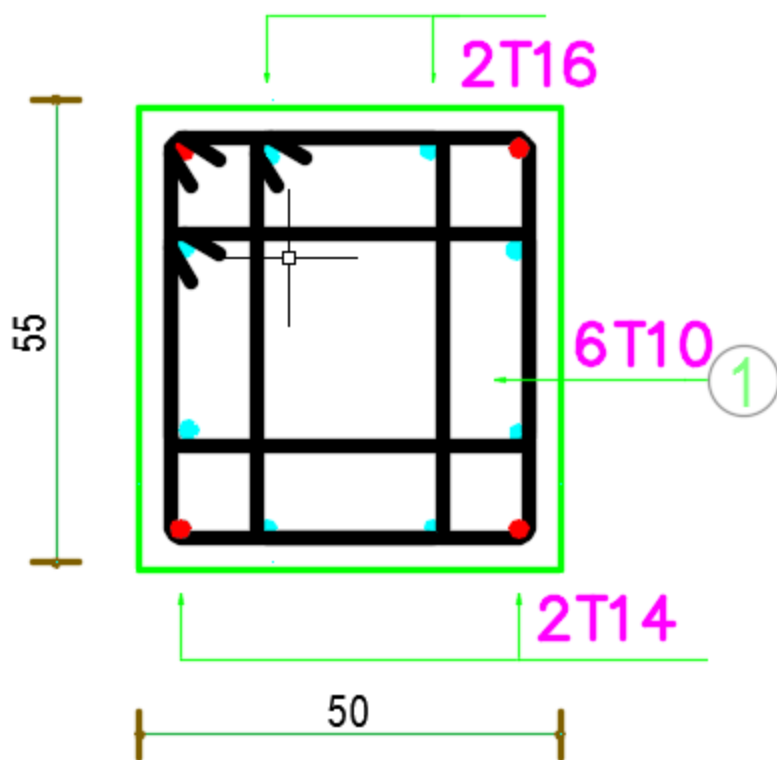


-schéma de ferrailage des poteaux dans les différents niveaux (ANNEXE 5)

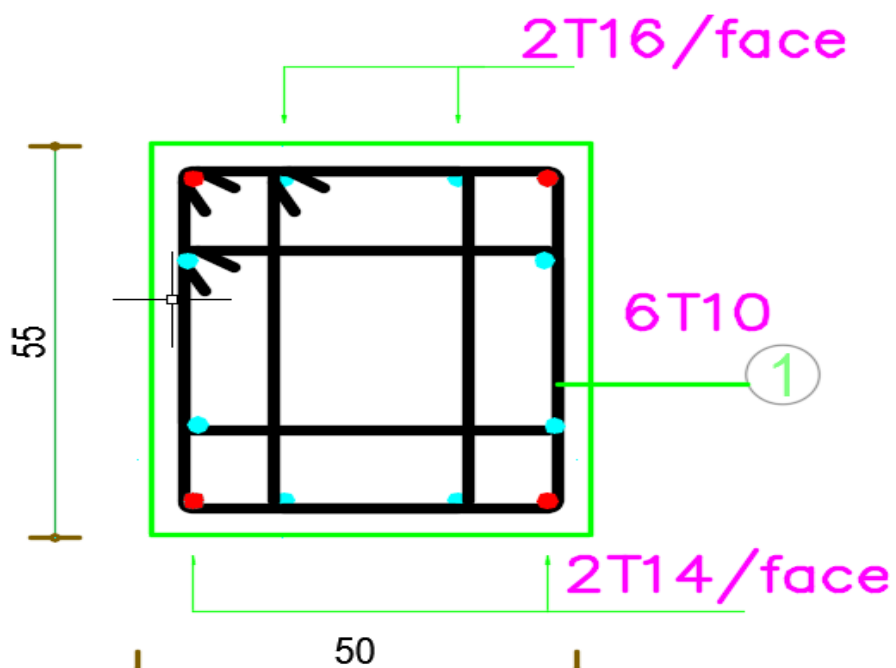
*RDC :



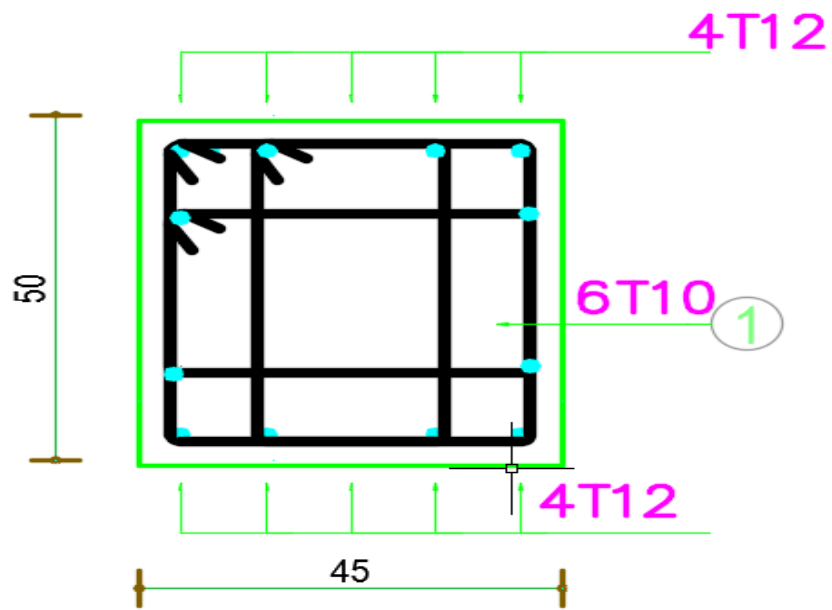
*1^{er} Etage :



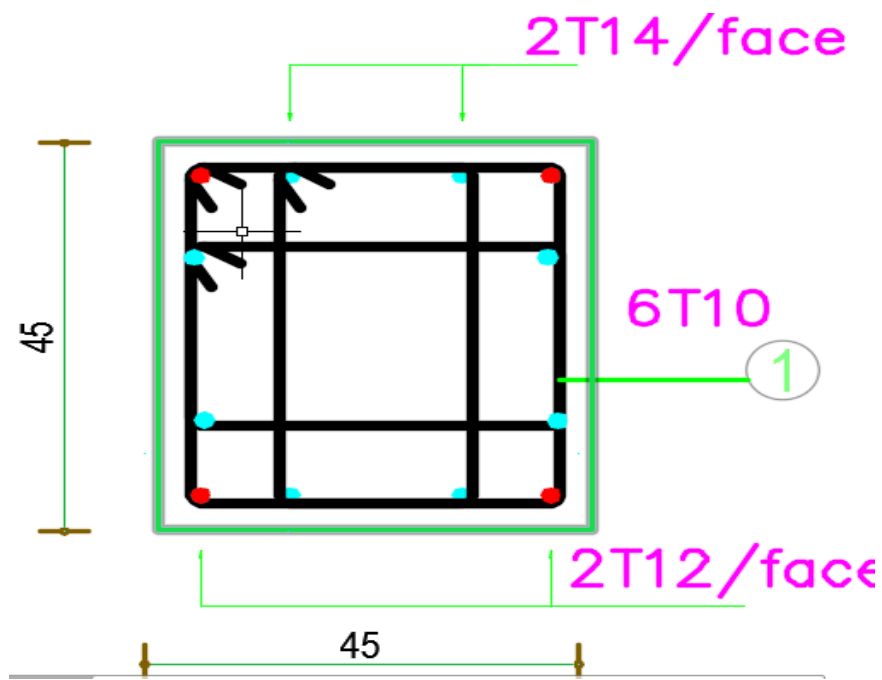
*2^{ème} Etage :



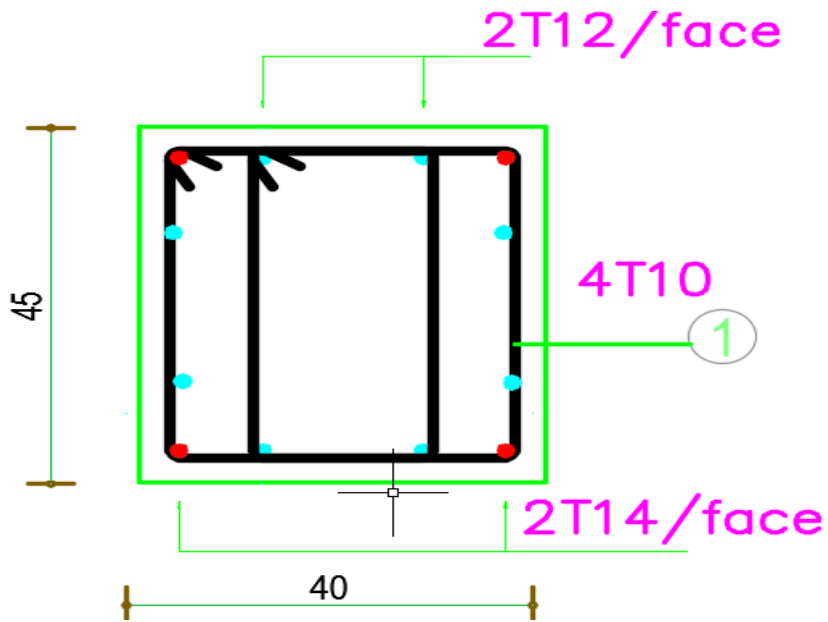
*3ème Etage :



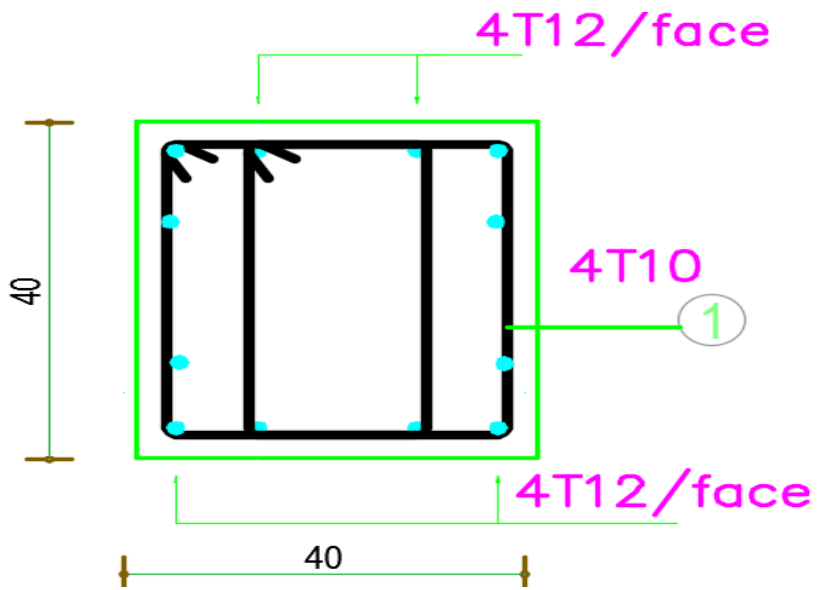
*4ème Etage :



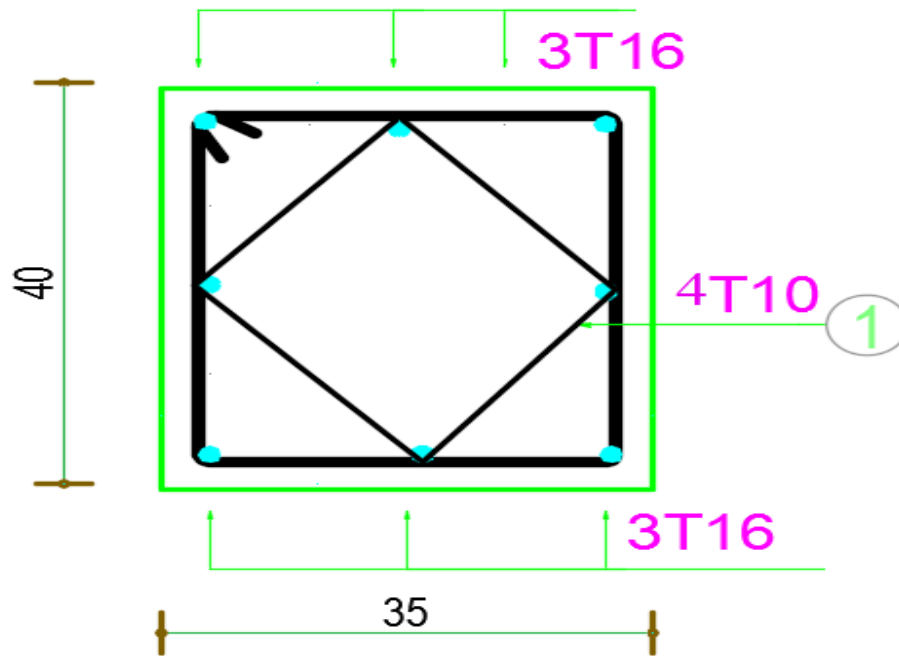
*5ème Etage :



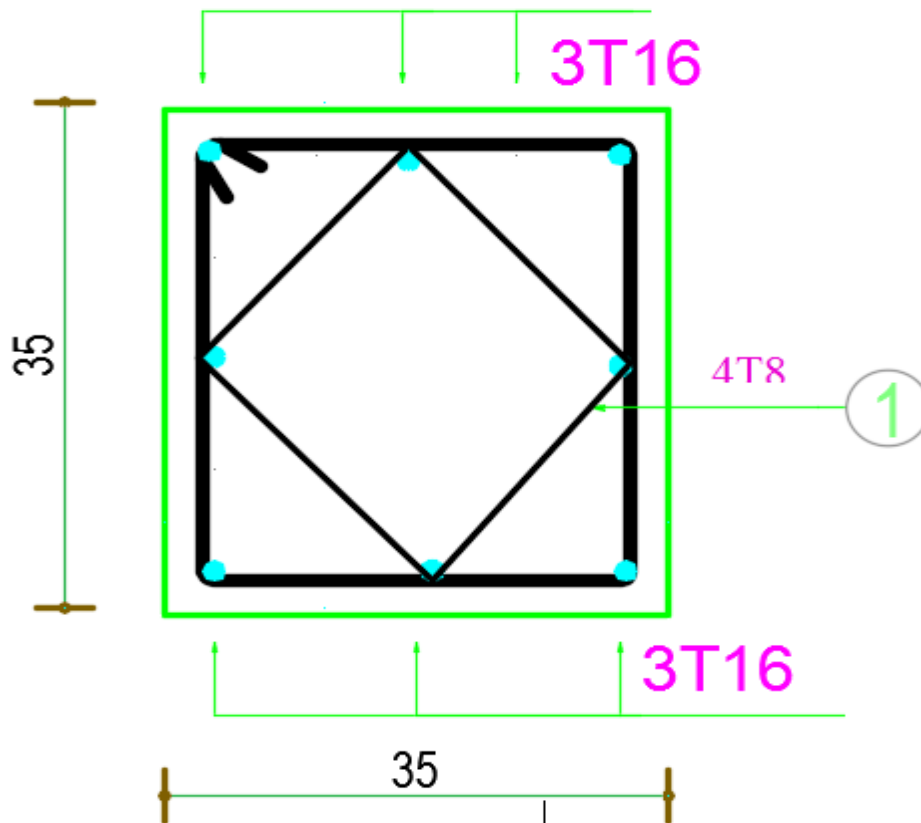
*6ème Etage :



*7ème Etage :



*8ème Etage :



-Schéma de ferrailage de radier (ANNEXE6) :

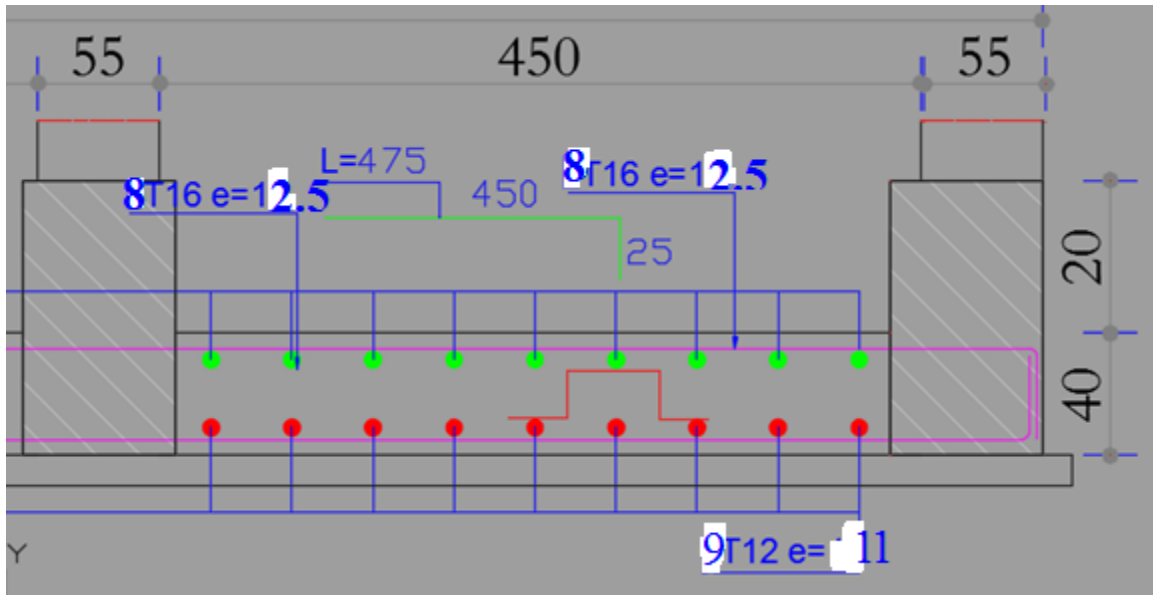
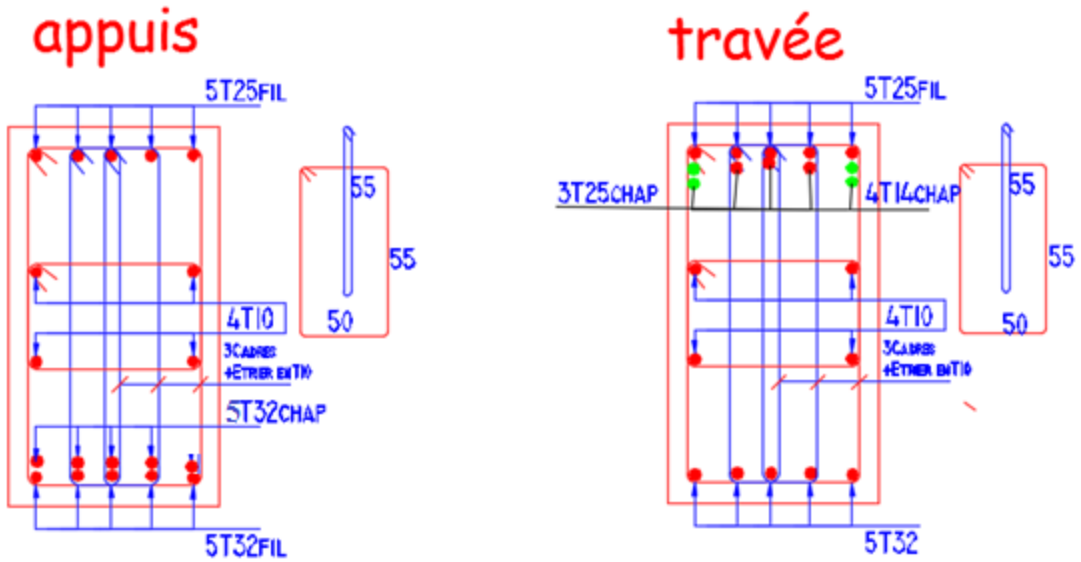


Schéma de ferrailage de nervure :

Sens x-x

sens x-x



Sensy-y :

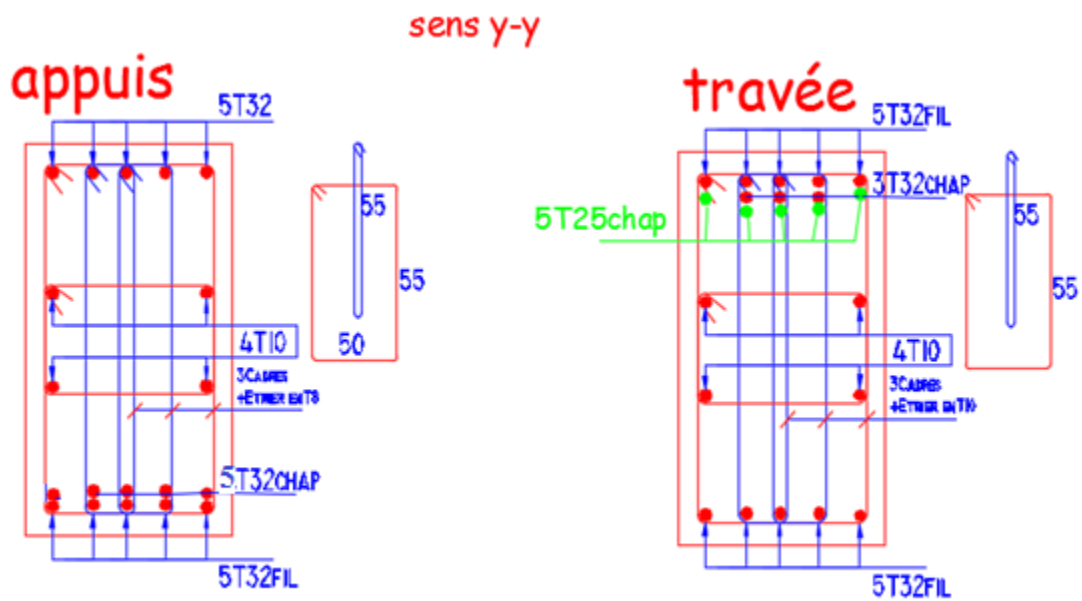
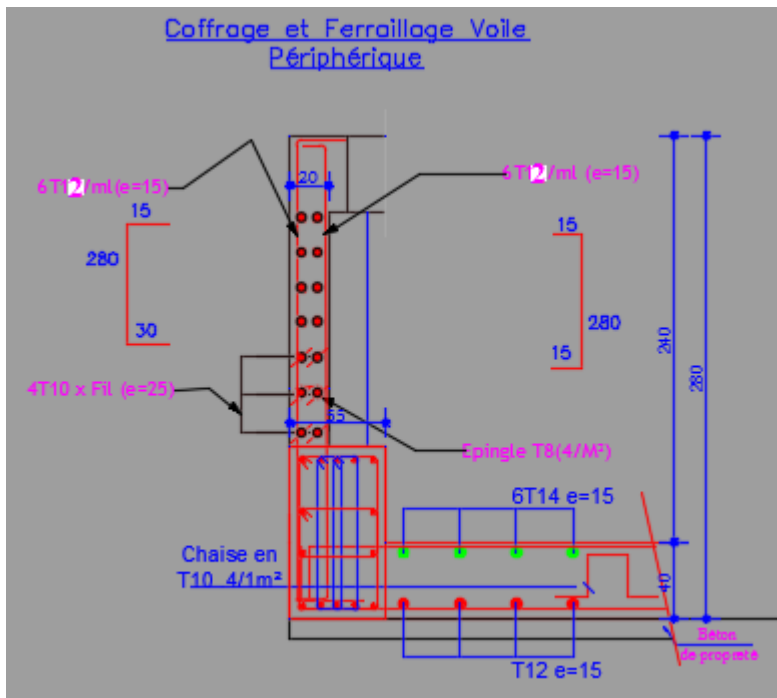
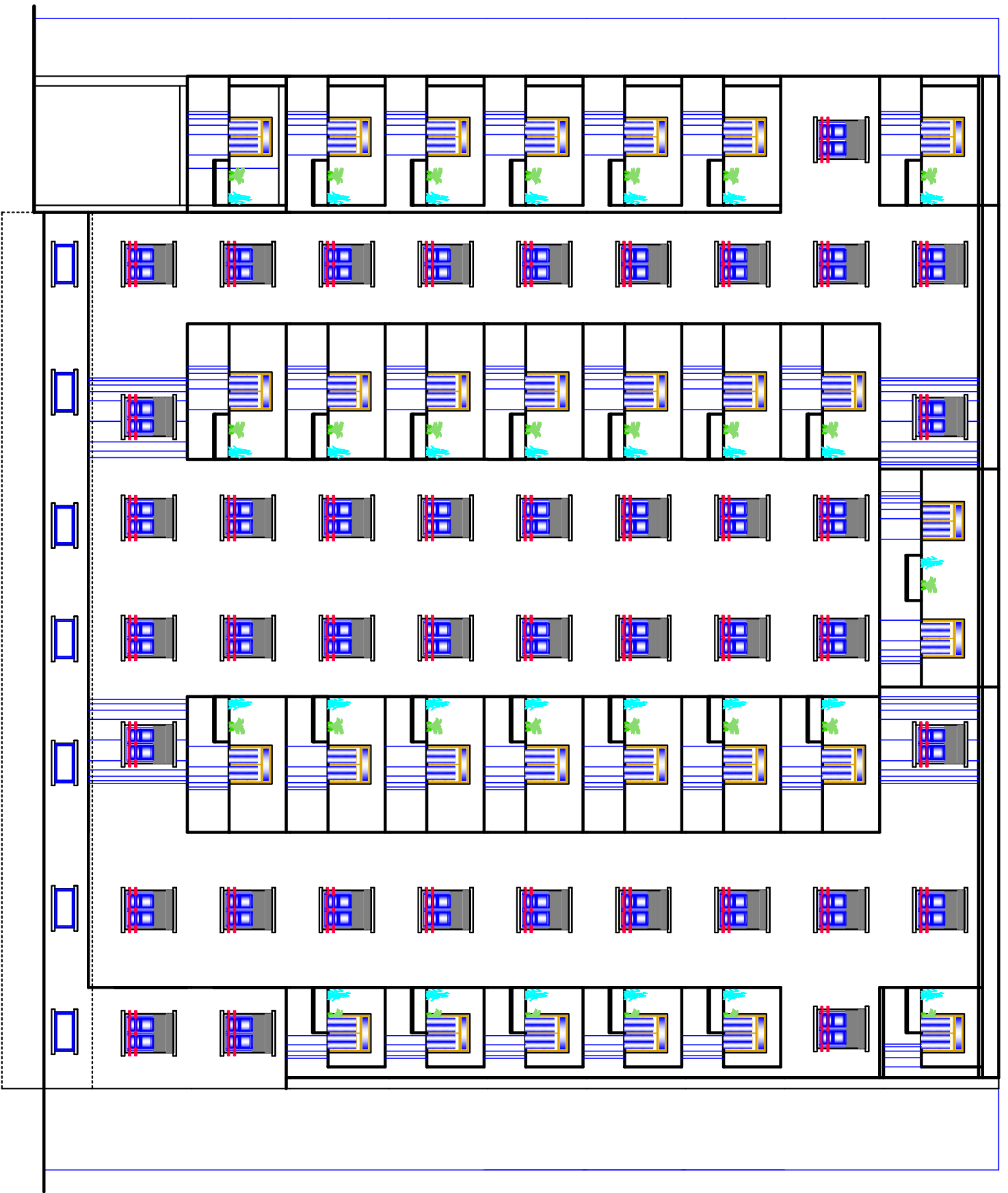


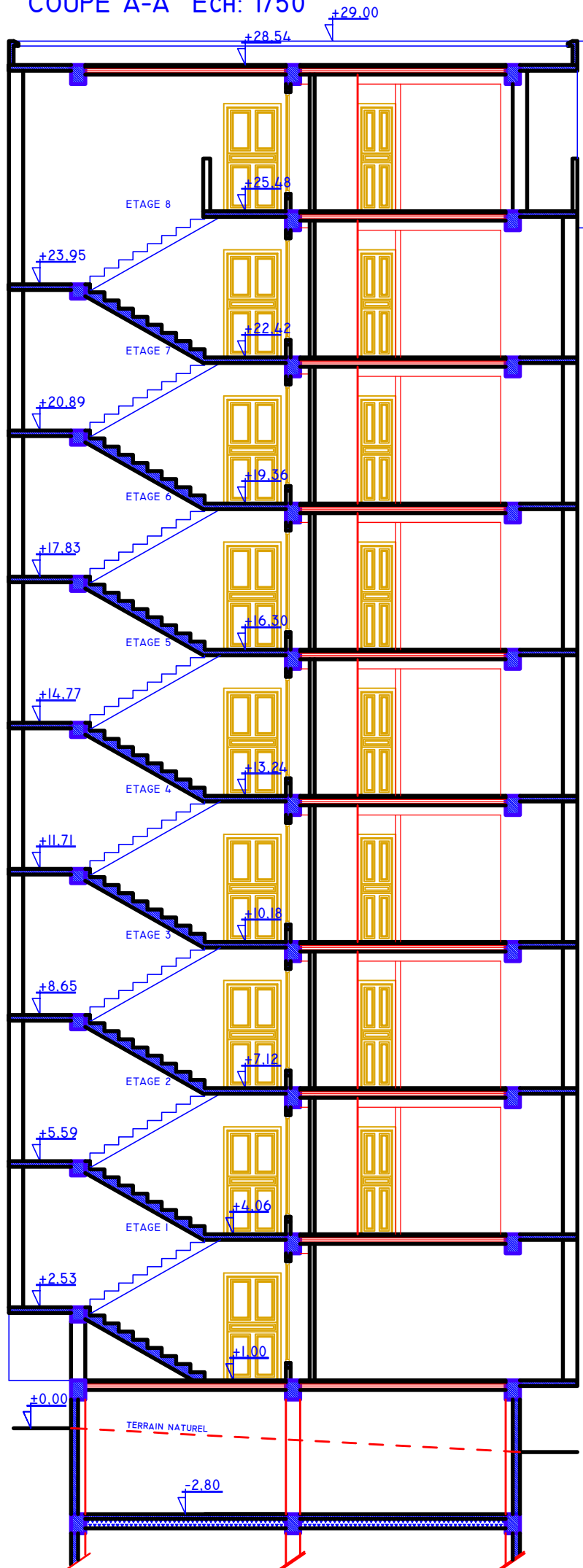
Schéma de ferrailage de voile périphérique :



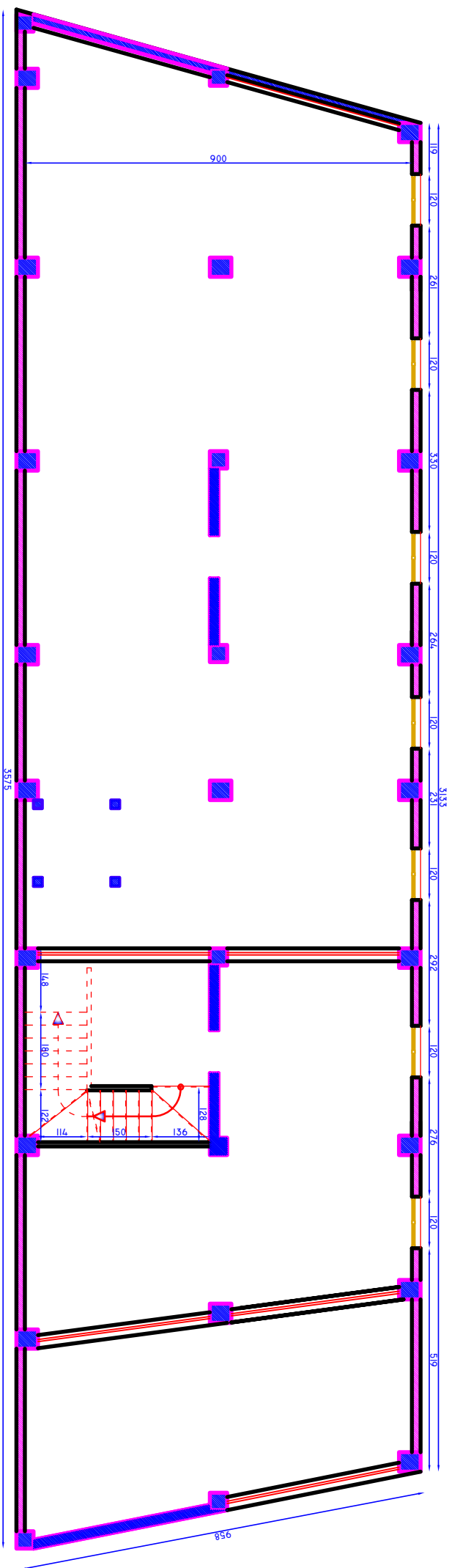


FACADE NURU ECH: 1/30

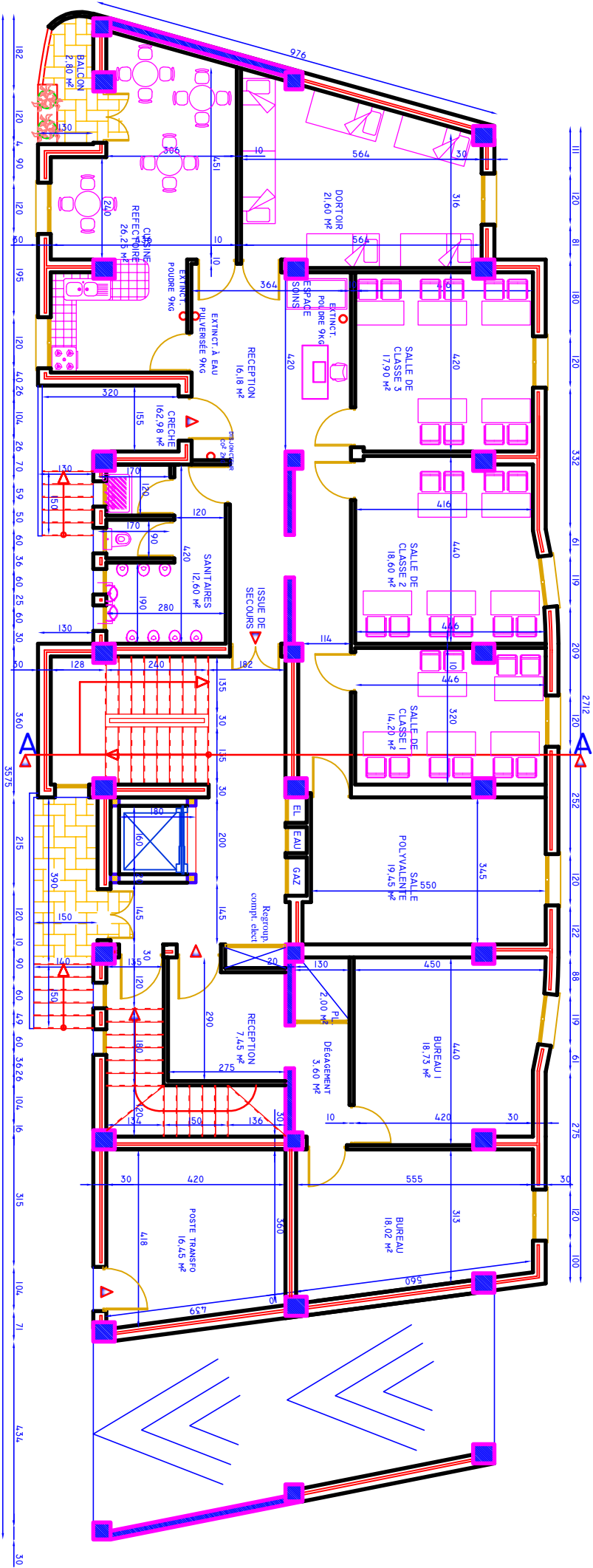
COUPE A-A Ech: 1/50

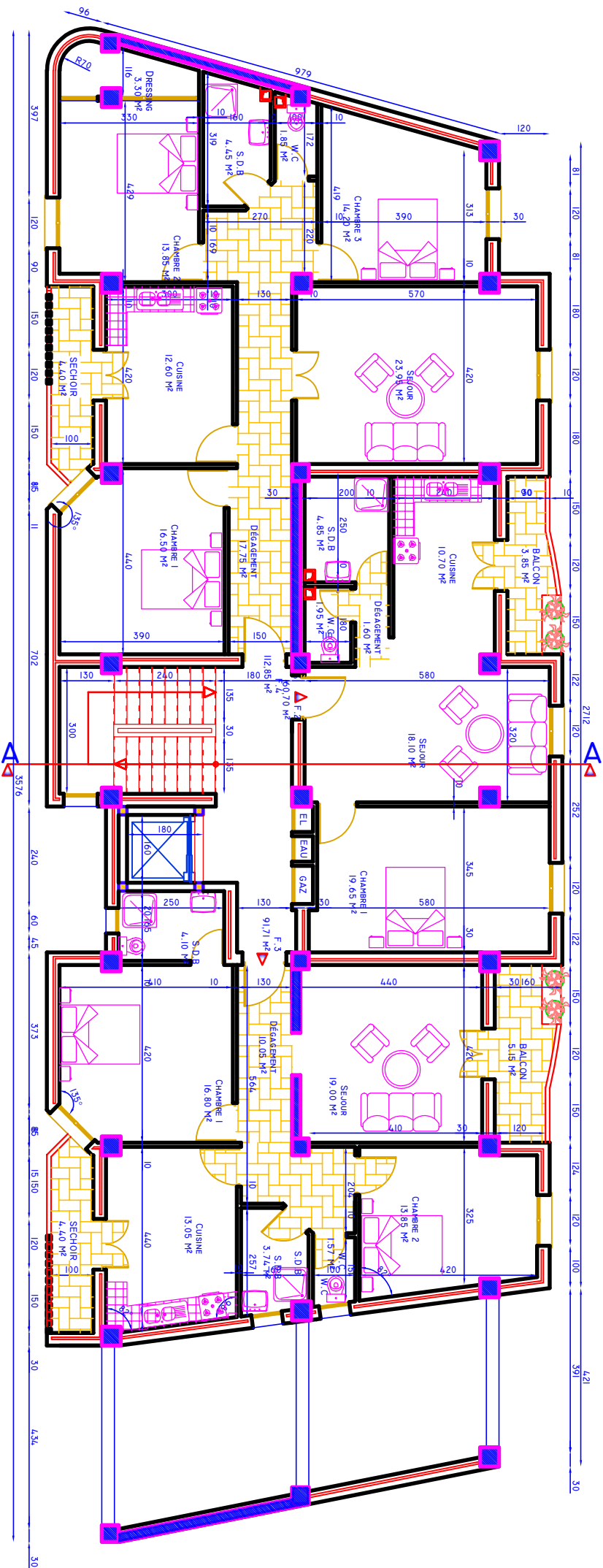


PLAN SOUS-SOL ECH: 1/50 (NIV:-1,80)

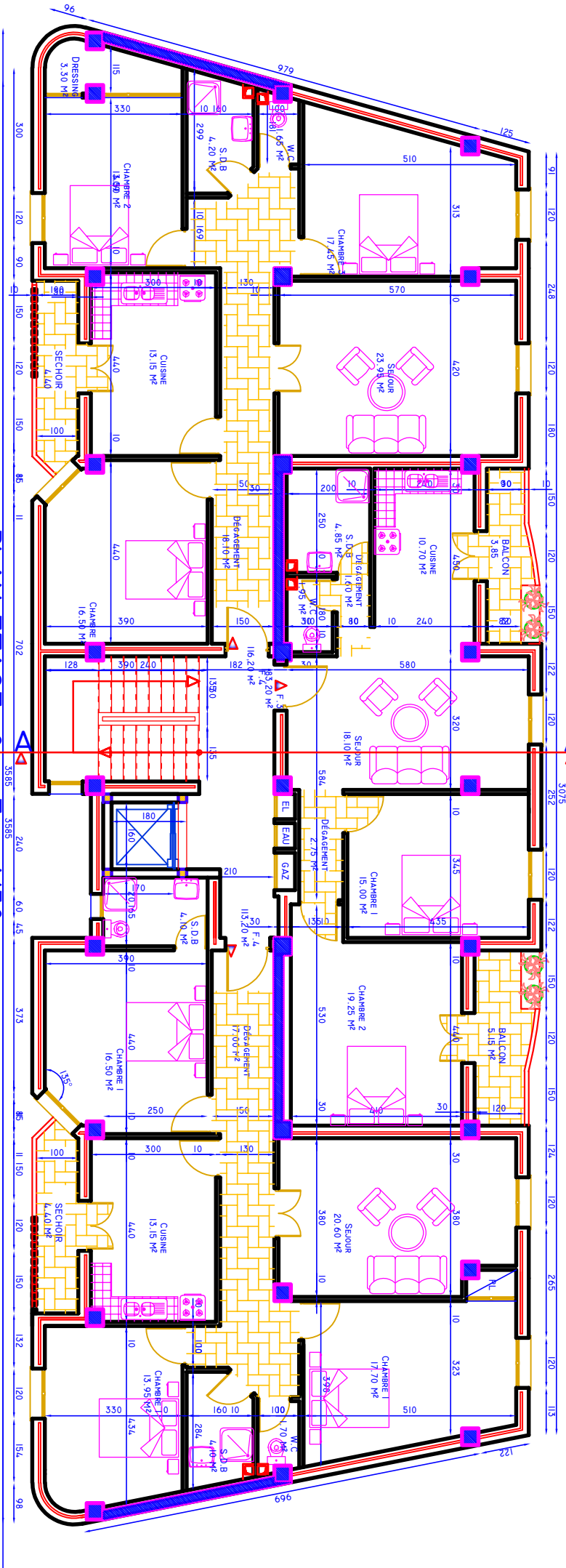


PLAN REZ DE CHAUSSEE ECH: 1/50 (NIV:+1,00)



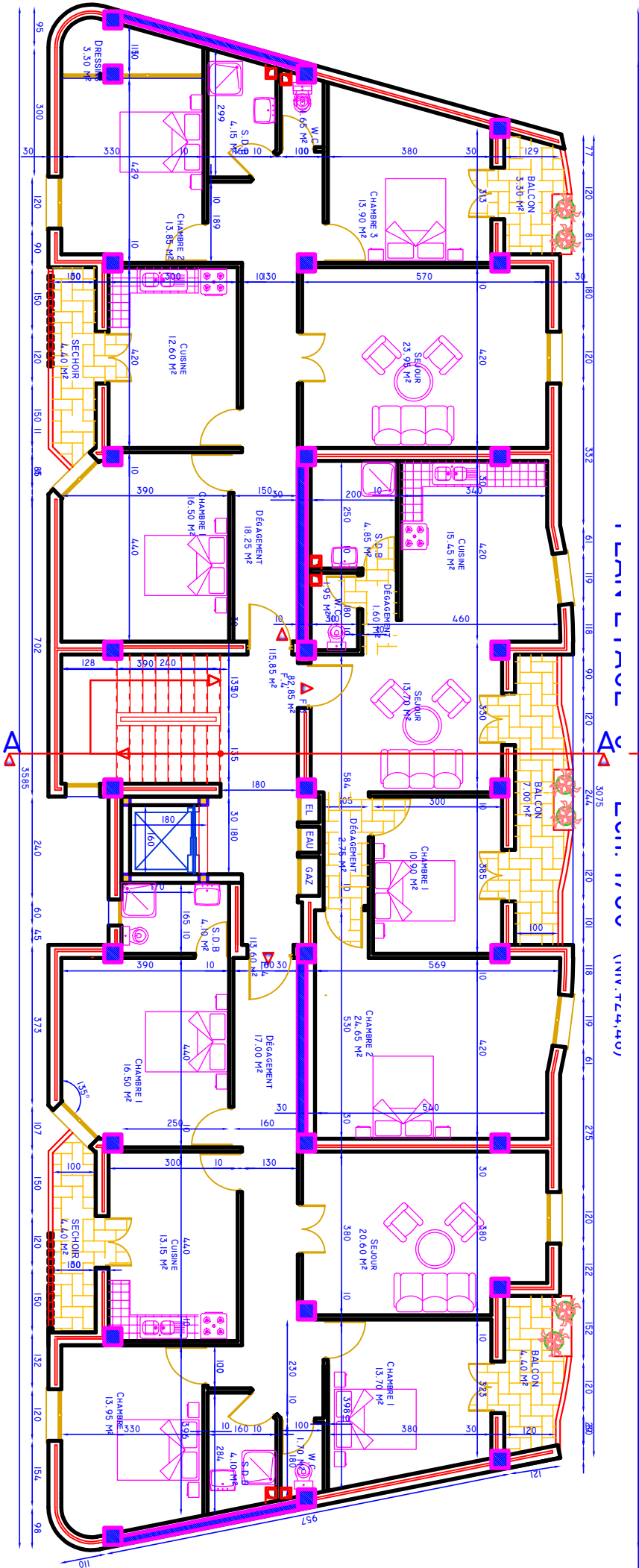


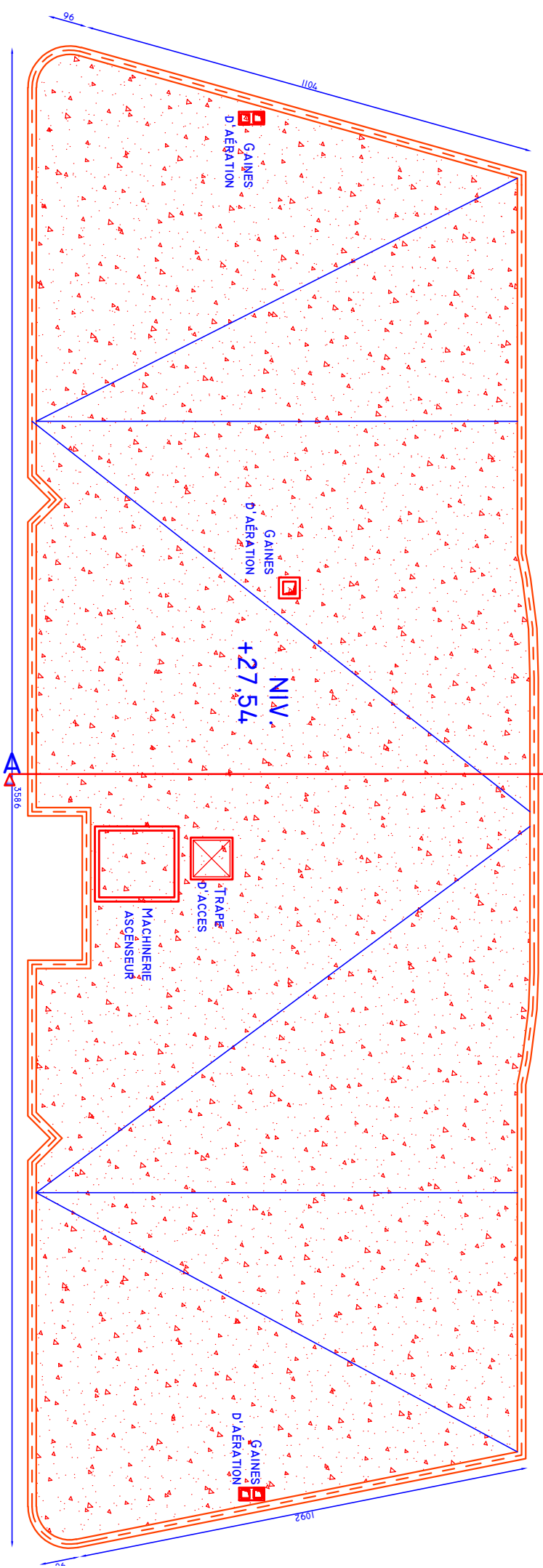
PLAN ETAGE I ECH: 1/50 (NIV : + 3,06 M)



PLAN ETAGE 7 ECH: 1/50 (NIV.+21.42)

PLAN ETAGE 8 ECH: 1/50





LEMIN DE COUVERTURE CONVENTIONNELLE NIV. +27,54 (NIV.+27,54)