



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : **construction**

Présenté par :

BENMERIEM FATIMA

AISSAOUI ARAB

Sujet du mémoire

ÉTUDE D'UN BÂTIMENT
R+9 EN B.A À USAGE D'HABITATION

Soutenu publiquement le 16 juin 2015 devant le jury composé de :

Mr, ABADA .G	President
Mr, KLOUCHE. D	Rapporteur
Mr, KHILOUN .M	Examinateur
Mr, KERROUM. N	Examinateur

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon encadreur **M. klouche.b** pour son soutien, ses conseils judicieux et ses grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.*

Ainsi j'exprime ma reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme régulière à usage d'habitation constitué d'un rez de chaussée + 9étage s, implanté dans la wilaya de **Boumerdes**.

Cette étude se compose de quatre parties.

- La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

- La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier, poutrelles, dalles pleines et l'acrotère).

- L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charges sismique).

- La dernière partie comprend le ferrailage des différentes éléments résistants de la structure (fondations , poteaux, poutres et voiles). Ceci, en tenant compte des recommandations du **BAEL91**, modifiée99 et d es règlements parasismiques algériens **RPA 99/2003**.

Mots clés : bâtiment, béton, ETABS, RPA 99/2003,BAEL91.

Summary

This Project presents a detailed study of an regularly shaped building multi-use consists of a ground floor + 9étage implanted in the state of **Boumerdes** .

This study consists of four parts.

- The first part is the general description of the project with a presentation of the architectural aspects of building elements , then the prédimensionnement of the structure and finally the descent of the load .
- The second part was devoted to secondary nutrients (the stair , columns, beams and parapet wall) . ,
- The dynamic study of the structure was begun in the third part determined by ETABS to various stresses due to loads (permanent loads , operational and seismic loading).
- The last part includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (foundation, columns, beams). Taking into account the recommendations of **BAEL91, modify 99** , Algerian seismic regulations **RPA 99/2003** .

Keywords: building, concrete, ETABS, Excel, RPA 99/2003 , BAEL91

Sommaire

Introduction Générale

Chapitre I : Présentation du projet .

Page

I-1) Introduction	1
I-2) Implantation de l'ouvrage.....	2
I-3) Présentation du bâtiment	2
I-4) Ossature et système constructif adopté :.....	3
I-5) Caractéristiques mécaniques des matériaux	6
I-6) Les hypothèses de calcul.....	11

Chapitre II:Le pré dimensionnement des éléments résistants

II -1) Introduction..	12
II -2) Evaluation des charges et surcharges	12
II -3) Pré dimensionnement des éléments résistants	17
II -3 -1) Les planchers	17
II -3 -2) Les poutres	18
II -3 -3) Les Poteaux.....	19
II -3 -4) Les voiles.....	24

Chapitre III:Etude des éléments secondaires

III -1) Introduction	25
III -2) Étude du plancher:.....	25
III -3) Étude d'escalier	44
III -5) Étude de la dalle pleine.....	52
III -4) Étude l'acrotère	57

Chapitre IV: Etude sismique

IV -1) Introduction	62
IV -2) Objectif de l'étude dynamique.....	62
IV-3) Méthode de calcul.....	62
IV-4) Détermination des paramètres du spectre de réponse... ..	63
IV-5) Détermination des paramètres des combinaisons d'action.....	66
IV-6) Poids total de la structure.....	66
IV-7) Les données géométriques	67
IV-8) Evaluation des excentricités	70
IV-9) Résultats de calcul	71
IV-10) Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	72
IV-11) Résultante des forces sismiques de calcul	72

Chapitre V : calcul des éléments résistants

V-1) Introduction	75
V-2) Les poteaux	75
V-3) Les poutres	83
V-4) Les voiles	90

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI-1. Introduction	101
VI- 2. Choix du type de fondation.....	101
VI- 3.Ferraillage du radier.....	104
VI-4.Ferraillage de poutres de libages	106

Conclusion Générale

Liste des tableaux :

Chap. II : Le pré dimensionnement des éléments résistants

Tab II.1 :charges à la terrasse due aux plancher à corps creux.....	12
Tab II.2:Charges due à la dalle pleine du plancher terrasse.....	13
Tab II.3:Charges due aux planchers à corps creux de niveau courant.....	13
Tab II.4:Charge due aux planchers a dalle pleine.....	14
Tab II.5: Charges permanente mur intérieur.....	14
Tab II.6: Charges permanente du mur extérieur.....	14
Tab II.7: Charges du balcon.....	15
Tab II.8: Charges du palier.....	16
Tab II.9: Charges du paillasse.....	16
Tab II.10 : récapitulatif des sections des poteaux.....	23

Chap. III : Etude des éléments secondaires

Tab III.1:Charges supporté par Les poutrelles.....	26
Tab III.2 : . Récapitulation des sollicitations a l'ELU et a l'ELS	35
Tab III.3: Récapitulatif du ferrailage des poutrelles	43
Tab III.4 : Combinaison d'action.....	46
Tab III.5 : les efforts internes pour les types d'escaliers.....	47
Tab III.6: ferrailage des escaliers	52
Tab III.7: Les charges de la dalle pleine.....	52
Tab III.8 : récapitulatif de M et T de la dalle pleine	54
Tab III.9 :ferrailage des dalles pleines.....	56

Chap. IV : Etude sismique

Tab IV.1 :Pénalité P_q en fonction de critère de qualité	63
Tab IV.2:poids des différents niveaux.....	67
Tab IV.3 : centre de torsion des planchers.....	69
Tab IV.4:centre de masse de chaque niveau.....	69
Tab IV.5: Les excentricités théoriques des planchers.....	70
Tab IV.6 : Les excentricités accidentelles.....	71
Tab IV.7:Période et facteur de participation massique.....	71
Tab IV.8:déplacement relatif inter-étages.....	73

Tab IV.9: vérification de l'effet phé-delta.....	74
--	----

Chap.V : Etude des éléments résistant

Tableau V-1 : Efforts internes sous $G+Q\pm E$, ELU et $0.8G \pm E$	76
Tableau V-2 : Ferrailage obtenue par N_{\max} et M_{corr}	80
Tableau V-3 : Ferrailage obtenue par M_{\max} et N_{corr}	80
Tableau V-4 : Ferrailage obtenue par N_{\min} et M_{corr}	81
Tableau V-5 :recap du choix des barres.....	81
Tableau V.6:Ferrailage transversale des poteaux.....	83
Tableau V-7 : calcul des sections d'armature sous $G+Q+E$ et ELU.....	87
Tableau V-8: Vérification de la contrainte.....	88
Tableau V-9 : Vérifications des contraintes à l' ELS.....	90
Tableau V-10 : Résultat de ferrailage vertical.....	94
Tableau V-11 : Résultat de ferrailage horizontal.....	95

Liste de figures

Chap. I : Présentation du projet

Figure I-1 : Dimensions en plan.....	03
Figure I-2:dalle pleine au niveau des étages courant.....	04
Figure I-3 : Plancher à corps creux.....	04
Figure I-4:Brique creuse.....	05
Figure I-5 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}	07
Figure I.6 :Diagramme parabole –rectangle des Contraintes -Déformations du béton.....	08
Figure I-7: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.....	09
Figure I-8: diagramme contrainte-déformation d'acier.....	10

Chap. II : Le pré dimensionnement des éléments résistants

Figure II.1:dimension de l'acrotère.....	17
Figure II.2:section du poteau le plus sollicité (en cm^2).....	20
Figure II-3:Coupe de voile.....	24

Chap. III : Etude des éléments secondaires

Figure III.1:Le type de poutrelles.....	25
Figure III-2 plancher a corps creux.....	26
Figure III.3: Schémas statiques de type de poutrelle.....	29
Figure III -4 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELU.....	32
Figure III -5 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELS.....	34
Figure III -6 : schéma de poutrelle	36
Figure III.7: disposition des armatures dans la poutrelle RDC (appuis et travée)....	39
Figure III -8 : schéma d'un escalier	44
Figure III.9: Les types d'escaliers.....	46
Figure III.10: Le type(1) d'escaliers.....	47
Figure III.11:schéma statique des dalles pleines.....	53
Figure III.12 :section de calcul d'acrotère.....	58

Figure III.13 : coffrage et ferrailage de l'acrotère.....	61
---	----

Chap. IV : Etude sismique

Figure IV-1 : Diagramme de spectre de réponse.....	65
Figure IV.2 : Position des voiles.....	68

Chap. V : Etude des éléments résistant

Figure V-1 Croquis de ferrailage de poteaux du RDC ; 1 ^{ere} étage (55x55) cm ²	96
Figure V-2 Croquis de ferrailage de poteaux du 2 ^{eme} ; 3 ^{eme} étage (50x50) cm ²	96
Figure V-3 Croquis de ferrailage de poteaux du 4 ^{eme} ; 5 ^{eme} étage (45x45) cm ²	97
Figure V-4 Croquis de ferrailage de poteaux du 6 ^{eme} ; 7 ^{eme} étage (40x40)cm ²	97
Figure V-5 Croquis de ferrailage de poteaux du 8 ^{eme} ; 9 ^{eme} étage (35x35) cm ²	98
Figure V-6 Croquis de ferrailage de poutre principale (35x40) cm ²	98
Figure V-7 Croquis de ferrailage de poutre secondaire (30x35) cm ²	99
Figure V-8 coupe longitudinal du ferrailage de la poutre principale (35x40)cm ²	99
Figure V-9 Croquis de ferrailage du voile.....	100

Chap. V I : Etude de l'infrastructure

Figure VI-1 Ferrailage du radier.....	106
Figure VI- 2.Répartition de charges sur la poutre.....	107
Figure VI-3. Répartition de charges sur la poutre.....	109
Figure VI-4 : coupe de ferrailage libage L= 4.75m.....	110
Figure VI-5 : coupe de ferrailage libage L= 3.15m.....	111

Notations

G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E	Action accidentelle
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
$\bar{\sigma}_{st}$	Contrainte admissible d'acier
$\bar{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement
σ_{bc}	Contrainte du béton
σ_{st}	Contrainte d'acier
τ_u	Contrainte de cisaillement
f_{bc}	Contrainte de calcul
f_{cj}	Résistance à la compression
f_{tj}	Résistance à la traction
f_{c28}	Résistance caractéristique a 28 jours
A_{st}	Section d'armature
A_r	Armature de répartition
γ_b	Coefficient de sécurité béton
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier
θ	Coefficient d'application
η	Facteur de correction d'amortissement
I_{xx}, I_{yy}	Moment d'inertie
i_{xx}	Rayon de giration
μ	Moment ultime réduit
α	Position relative de la fibre neutre
z	Bras de levier
d	Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures
C_p	Facteur de force horizontal
B_r	Section réduite
M	Moment fléchissant
T	Effort tranchant
N	Effort normal
A	Coefficient d'accélération de zone
D	Facteur d'amplification dynamique
R	Coefficient de comportement global de la structure
Q	Facteur de qualité
W	Poids total de la structure
V	Force sismique total
W_i	Poids sismique au niveau « i »
β	Coefficient de pondération

Dédicace :

« *و ما توفيقني إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب* »

Je dédie ce travail à :

- ❖ *Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.*
- ❖ *mon frère BOUSSAAD et mes sœurs.*
- ❖ *Mes grands mères FATIMA et ZAINA.*
- ❖ *Toute ma famille AISSAOUI et MESSAd.*
- ❖ *Mes amis.*
- ❖ *toute la Promotion 2015.*
- ❖ *Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite*

Dédicace :

« *و ما توفيقني إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب* »

Je dédie ce travail à :

- ❖ *Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.*
- ❖ *Mes frères et mes sœurs.*
- ❖ *Toute ma famille BENMERIEM et ARARIA .*
- ❖ *Mes amies.*
- ❖ *toute la Promotion 2015.*
- ❖ *Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite*

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics, la solution adaptée est la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Le béton est communément utilisé par tous les architectes et les ingénieurs pour la réalisation des bâtiments; ouvrages d'art ...etc. il permet d'avoir des grandes portées autres fois impossible à les construire avec la pierre et le bois. On utilise le béton armé par rapport aux autres matériaux, parce qu'il offre une facilité dans la réalisation et une diversité dans la conception.

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment car le danger représenté par le choix de la construction verticale existe à cause des dégâts comme les séismes et le vent qui peuvent lui occasionner.

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé à pour but d'assurer :

- La sécurité (d'abord la sécurité des habitants)
- Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.
- Confort (le bâtiment doit satisfaire à tous les besoins des habitants)
- Esthétique (. L'architecture à toujours été guidée par le caractère esthétique, « nous devrions toujours essayer de créer du beau »)

Dans ce mémoire on compte six chapitres :

• Chapitre I : présentation du projet :

Sert à : présenter le bâtiment, définir les différents éléments (structuraux et secondaires) et le choix des matériaux à utiliser.

• Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux :

Sert à pré dimensionner les poteaux, les poutres et les voiles selon les règles et les lois empiriques.

• Chapitre III : calcul des éléments non structuraux :

Calcul de : l'acrotère, les escaliers et les planchers.

• Chapitre IV : Etude dynamique du bâtiment :

Sert à déterminer l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations plus l'analyse numérique par SAP2000

• Chapitre V : calcul des ferraillements des éléments structuraux :

Ce calcul se base sur les résultats obtenus de l'étude dynamique par logiciel ETABS.

• Chapitre VI : Etude des fondations :

Ce chapitre sert à calculer et choisir le type de fondation en fonction des conditions de résistance et caractères physiques et mécaniques du sol.

Chapitre I :
PRESENTATION DU
PROJET

I-1 : Introduction :

La stabilité des ouvrages et la durabilité de n'importe quel ouvrage est assurée par la capacité de résistance aux sollicitations appliquées sur ces éléments structuraux (poteaux, poutres, voilesetc...). Cette capacité de résistance est en fonction des matériaux utilisés (béton, charpente métallique ou en bois ...etc..), leurs caractéristiques et leurs dimensions.

On se base sur les règles de (BAEL 91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferraillement des éléments résistants d'un ouvrage en béton armé.

Béton armé : définition

Le béton est un matériau de construction usuel, qui s'apparente à une pierre artificielle, ses constituants essentiels sont :

- un mélange granulaire de sable et graviers formant le squelette du matériau
- un liant hydraulique, le ciment, assurant la cohésion entre les différents grains du squelette
- l'eau est le réactif chimique provoquant la prise du ciment (hydratation)
- éventuellement, et en faible quantité, des produits d'addition, les adjuvants, influençant certaines propriétés ou comportements du matériau béton.

L'intérêt du matériau béton réside dans sa facilité de mise en œuvre puisqu'il se présente à l'état pâteux et qu'il suffit de remplir des moules (coffrages) de la forme de l'élément à réaliser.

Historique :

C'est en 1848 que LAMBOT, un français, imagina d'associer des barres d'acier et du béton de ciment pour réaliser une barque. Quelques années plus tard, MONIER, un jardinier de VERSAILLES utilisera un procédé analogue pour fabriquer des bacs à fleurs. On lui attribue l'invention du BA qui a ensuite été exploité en Allemagne par l'entreprise MONIER BETON BRAU

Ensuite HENNEBIQUE met au point les bases du calcul pour son utilisation rationnelle mais il faudra attendre 1897 pour que RABUT professe le premier cours de BA à l'ENPC.

En 1906 paraît la première réglementation s'appuyant sur une méthode de calcul dite aux contraintes admissibles. La circulaire de 1906 sera remplacée par les règles BA 45 puis BA 60, BA 68, BAEL 80, BAEL 83 et enfin BAEL 91. Actuellement les règles EUROCODES sont en phase de démarrage en Europe.

I-2. implantation de l'ouvrage :

Le terrain retenu pour recevoir notre projet se situe dans la commune de Boumerdes la wilaya de Boumerdes.

- Le bâtiment est implanté dans une zone de forte sismicité (zone III).
- Le site est considéré comme site meuble (S3).

I-3. Présentation du bâtiment :

I.3.1 Présentation du bâtiment :

Le projet que nous avons entrain d'étudier consiste à un bâtiment à usage d'habitation composé d'un Rez de chaussée plus neuf étages.

- Le Rez-de -chaussée est destiné à être comme étage commercial.
- Les neuf étages à usage d'habitation avec deux logements (F3) par niveau.
- La configuration du bâtiment présente une régularité en plan et en élévation.
- puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2).

I.3.2 dimensions en plan et élévation :

Hauteur totale de bâtiment : H = 30.94m
Hauteur de RDC..... : h =3.40m.
Hauteur des étages courant. : h =3.06 m

La structure présente une forme rectangulaire, dont les dimensions en plan sont mentionnées sur la figure ci -après:

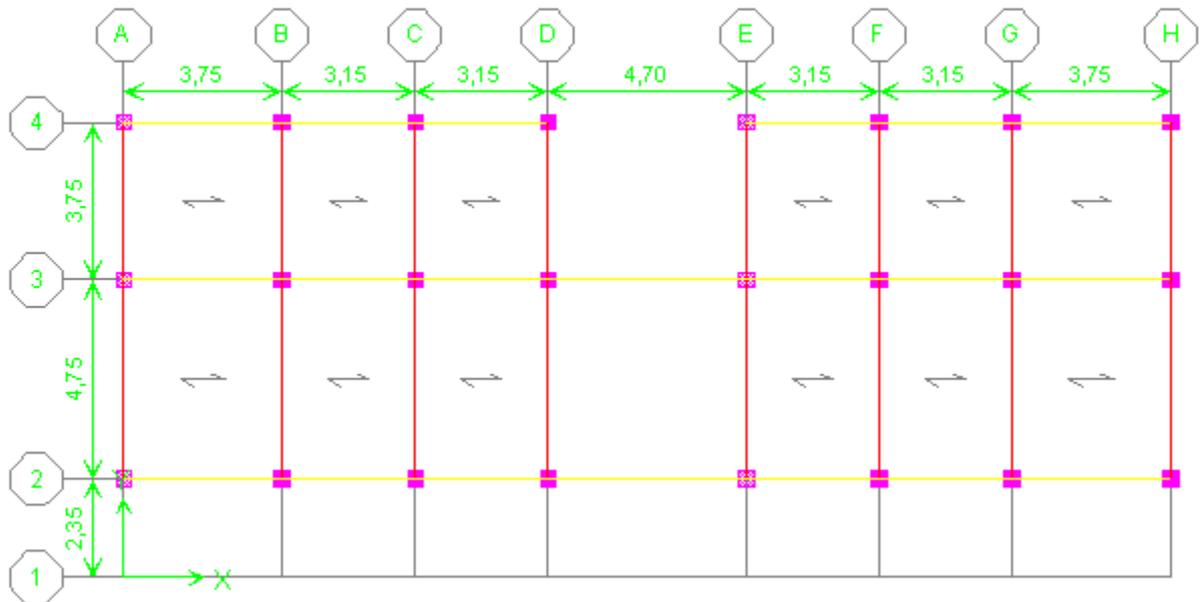


figure I-1 : Dimensions en plan

I-4 Ossature et système constructif adopté :

I.4.1. Ossature de l'ouvrage

Pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales l'ossature est réalisée en système de portique (poteaux- poutres) plus un contreventement en voiles.

I.4.2. Plancher :

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sols. Ces deux principales fonctions sont :

- * une fonction de résistance mécanique, il doit supporter son poids propre et les surcharges.

- * une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentirement par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

Les planchers rencontrés dans les bâtiments de destinations diverses ou dans les constructions industrielles se classent en deux grandes catégories :

La dalle pleine :

Ces des dalles en béton armé .Pour certaines zones, on opte ce type de dalles à cause de leurs formes irrégulières et pour minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales dans ces zones.

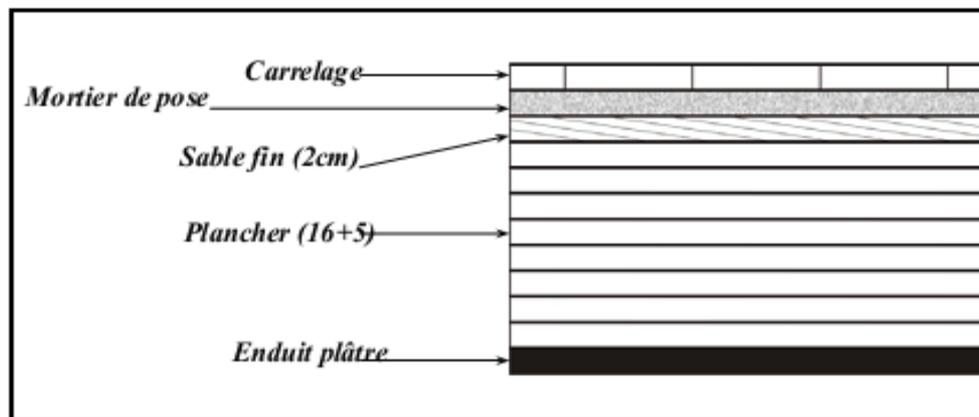


Figure I-2:dalle pleine au niveau des étages courant

La dalle a corps creux :

Les planchers à corps creux (planchers mixtes ou planchers a poutrelles) sont constitués d'une dalle de compression coulée sur place sur des poutrelles préfabriquées en béton armé ou précontraint.

Le coffrage est obtenu par des corps creux (entrevous en béton ou en terre cuite), les entrevous en terre cuite ou en béton prennent appui sur les poutrelles afin d'obtenir un plafond uni à l'étage inférieur.

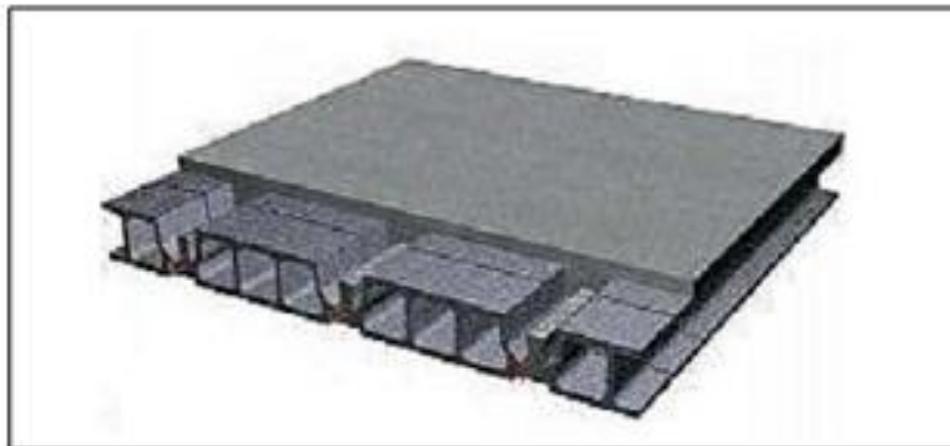


Figure I-3 : Plancher à corps creux

I.4.3 Escaliers

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec un, deux ou plusieurs volées et paliers inter étage. Il est constitué par une succession de gradins, l'assemblage de ces gradins donne un ensemble appelé escalier.

1.4.4. Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses. la maçonnerie a pour but de :

L'isolation acoustique : est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher.

L'isolation thermique : est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose le mur

1.4.4 .a. Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie. Elles sont composées d'une double cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

1.1.4.b. Murs intérieurs :

Cloison de séparation de 10 cm.

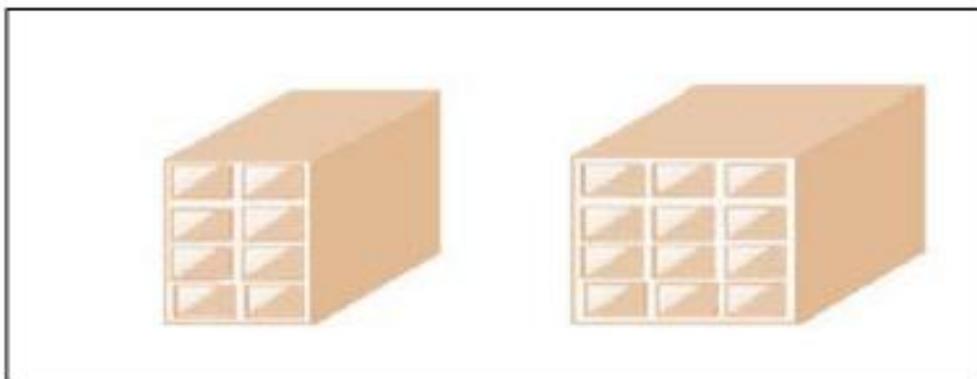


Figure I-4: Brique creuse

1.4.5. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

1.4.6. Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

I.4.7. Gaine d'ascenseurs :

Pour faciliter le déplacement entre les différents étages, la conception d'un ascenseur est indispensable à cause de la hauteur importante de ce bâtiment.

I-5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003 .

I.5.1. Le Béton:

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

1.5.1.1. Les matériaux composant le béton :

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

a. Ciment:

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

b. Granulats:

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles:

✓ b.1.Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

✓ b.2. Graviers :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm..Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

1.5.1.2. Résistances mécaniques du béton :

1.5.1.2.1. Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m^3 de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

1.5.1.2.2. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

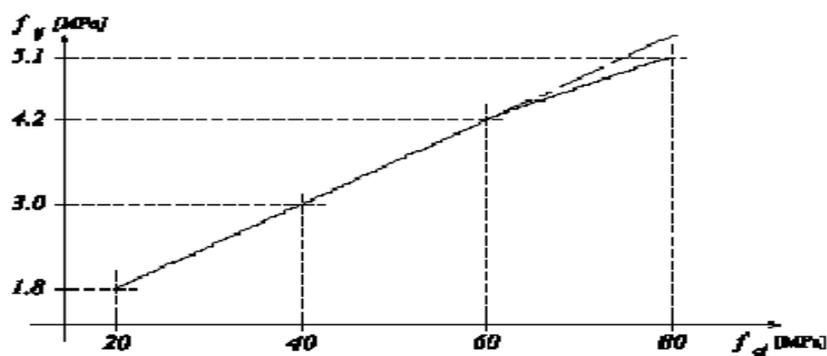


Figure I-5 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

I.5.1.3. Contrainte limite :

1.5.1.3.1. État limite ultime (ELU) :

✓ Contrainte ultime du béton :

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

- $\varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$
- $\varepsilon_{bc2} = -3,5 \text{ ‰}$ si $f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa}$.
 -Min $(4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰}$ si $f_{cj} > 40 \text{ Mpa}$.

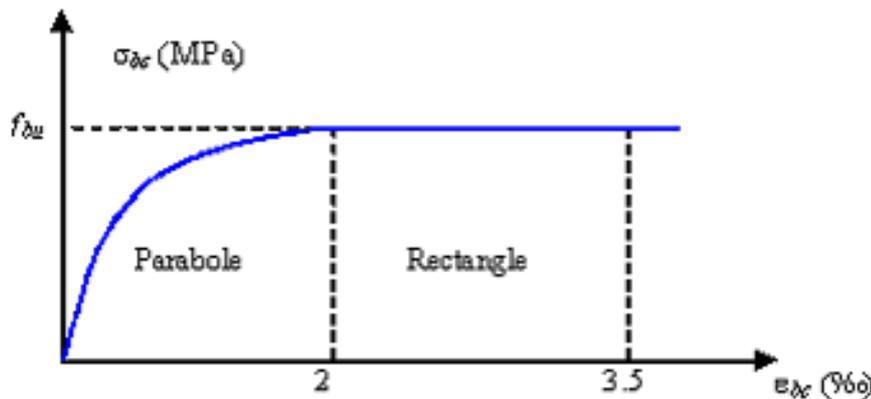


Figure I.6 : Diagramme parabolé-rectangle des Contraintes -Déformations du béton

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression. $f_{bu} = 0.85 * f_{cj} / \theta * \gamma_b$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement.

Il est fixé à :

- 1 : lorsque la durée d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- 0.9 : lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h
- 0.85 : lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

1.5.1.3.2. Etat limite de service (ELS):

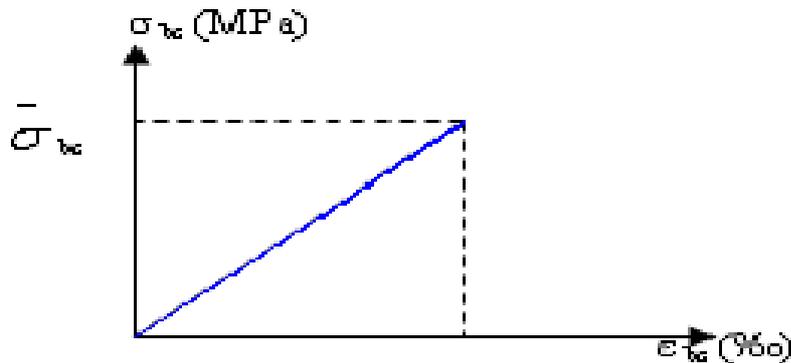


Figure I-7: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

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

avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28}$.

Modules de déformation longitudinale :

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$\left\{ \begin{array}{ll} E_{vj} = 3\,700 (f_{cj})^{1/3} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ E_{vj} = 4\,400 (f_{cj})^{1/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa, sans fumée de silice.} \\ E_{vj} = 6\,100 (f_{cj}) & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa, avec fumée de silice.} \end{array} \right.$$

✓ Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égale à:

- $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

1.5.2. Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

1.5.2.1. Contrainte limite :

1.5.2.1.1. Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte –déformation de la figure :

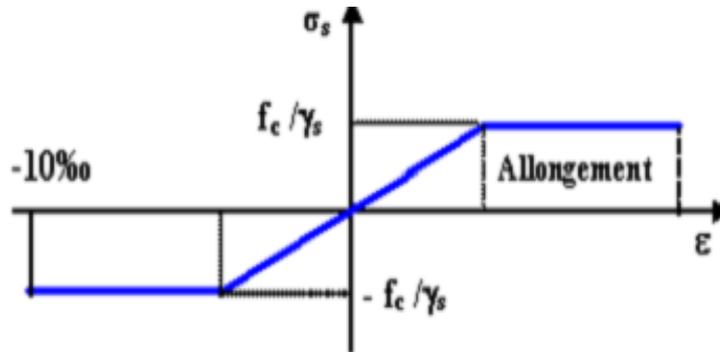


Figure I-8: diagramme contrainte-déformation d'acier

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s =$ 1 cas de situations accidentelles
1.15 cas de situations durable ou transitoire.

1.5.2.1.2. Etat limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 fe ; 110\sqrt{\eta \cdot ftj})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (1/2 fe ; 90 \sqrt{\eta \cdot ftj})$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta =$ 1 pour les ronds lisses (RL).
1.6 pour les armatures à hautes adhérence (HA).

$$\sigma_{st} = fe / \gamma_s$$

I-6. Les hypothèses de calcul:

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25$ Mpa.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.865$ Mpa.
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32456.595$ Mpa.
- ✓ Pour les armatures de l'acier :
 - ❖ longitudinales : on a choisi le « feE.400 » H.A fe= 400 Mpa.
 - ❖ transversales : on a choisi le « feE.235 » R.L.
 - ❖ treillis soudés (de la dalle de compression) :
« feE.500 » H.A fe= 500 Mpa.

Chapitre II :

PREDIMENSIONNE-

MENT DES ELEMENTS

STRUCTURAUX

II.1.Introduction

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) soient pré dimensionnés de telles manières à reprendre tous les sollicitations suivantes :

Sollicitations verticales :

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

Sollicitations horizontales :

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques. Le pré dimensionnements de la structure est calculé conformément aux règles B.A.E.L91 et RPA99 version 2003.

II.2. Evaluation des charges et surcharges:

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

❖ Plancher :

- Plancher terrasse inaccessible a corps creux :

Désignation	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
Protection gravillon	1700	0,05	85
Etanchéité multicouche	600	0,02	12
Forme de pente	2200	0,1	220
Dalle en corps creux (16+5)			320
Isolation thermique en liège	400	0,04	16
Enduit en plâtre	1000	0,02	20
G	673		
Q	100		

Tableau II.1 : charge à la terrasse due aux plancher à corps creux

- Plancher terrasse inaccessible (dalle pleine) :

Désignation	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
Protection gravillon	1700	0,05	85
Etanchéité multicouche	600	0,02	12
Forme de pente	2200	0,1	220
Dalle en béton armé(15cm)			375
Isolation thermique en liège	400	0,04	16
Enduit en plâtre	1000	0,02	20
G	728		
Q	100		

Tableau II.2 : charge à la terrasse due aux plancher dalle pleine

- Plancher étage courant (Usage d'habitation) :

Désignation	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
Revêtement en carrelage	2000	0,02	40
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lit de sable	1800	0,02	36
Dalle en corps creux (16+5)			320
Cloisons légères (avec criblage)	1380	0,1	138
Enduit en plâtre	1000	0,02	20
G	594		
Q	150		

Tableau II.3:Charge due aux planchers à corps creux d'étage courant

RQ : pour le RDC : $Q = \dots\dots\dots 400 \text{ kg/m}^2$

- Plancher étage courant (dalle pleine) :

Désignation	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
Revêtement en carrelage	2000	0,02	40
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lit de sable	1800	0,02	36
Dalle en BA (15cm)			375
Cloisons légères (avec criblage)	1380	0,1	138
Enduit en plâtre	1000	0,02	20
G	649		
Q	100		

Tableau II.4: Charge due aux planchers a dalle pleine.

❖ Murs :

- Murs intérieurs (simple parois) :

G	138(kg/m ²)
---	-------------------------

Tableau II.5: Charge permanente mur intérieur

- Murs extérieurs :

Désignation	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
Enduit extérieur	1200	0.02	24
Brique creuse	900	0.15	135
Brique creuse	900	0.1	90
Enduit intérieur	1200	0.02	24
G	273		

Tableau II.6: Charge permanente mur extérieur

Remarque:

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

- Murs avec portes (90%G).
- Murs avec fenêtres (80%G).
- Murs avec portes et fenêtres (70%G).

❖ L'ascenseur :

$$G = 1000 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 800 \text{ kg/m}^2$$

❖ Balcon :

Désignation	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
Revêtement en carrelage	2000	0,02	40
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lit de sable	1800	0,02	36
Dalle en béton armée (15cm)			375
Enduit en ciment	2000	0,02	40
G	531		
Q	350		

Tableau II.7: Charge du balcon

❖ Escaliers :

- Palier :

Désignation	$\rho(\text{kg/m}^3)$	e(m)	G (kg/m ²)
Revêtement en carrelage	2200	0,03	66
Mortier de pose	2200	0,02	44
Poids propre du palier	2500	0.14	350
Enduit en plâtre	1200	0,02	20
Garde corps	1000	0.1	100
G	587		
Q	250		

Tableau II.8: Charge du palier

- Paillasse

Désignation	$\rho (\text{kg/m}^3)$	e(m)	G (kg/m ²)
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier horizontal	2200	0.02	44
Carrelage contre marche	$2000*(0.17/0.3)$	0.02	22.66
Mortier vertical	$2000*(0.17/0.3)$	0.02	22.66
Paillasse en B.A Paillasse en B.A	2500	0.15	375
Enduit en plâtre	1200	0.02	24
Contre marche	$2500*(0.17*/2)$		212.5
G	744.82		
Q	250		

Tableau II.9: Charge du paillasse

❖ Acrotère:

$$S = (0.05 \times 0.1) / (2) + (0.05 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.0675 \text{ m}^2/\text{l}$$

$$G = 0.0675 \times 2500 = 168,75 \text{ kg/ml.}$$

La charge horizontale :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

$A = 0,25$.coefficient d'accélération de la zone

$W_p = 168,75 \text{ kg/ml}$.poids de l'acrotère

$C_p = 0,8$.facteur de la force horizontale

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 168,75 = 135 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 135 \text{ kg/ml}$$

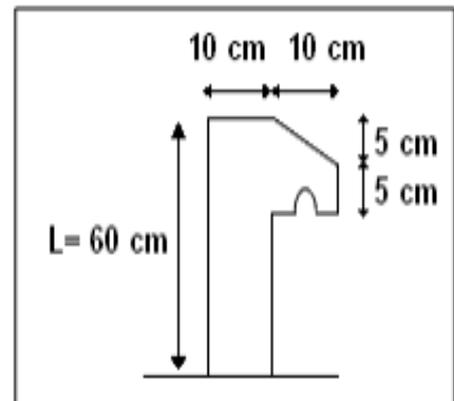


Figure II.1 : dimension de l'acrotère

II.3. Pré dimensionnement des éléments résistants :

II.3.1. Les planchers :

Dans notre structure, les planchers sont à corps creux, les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

- Pour la dalle a corps creux :

L'épaisseur de plancher est conditionnée par : $h \geq L/22.5$

L: plus grande porté dans le sens considéré = 3.75m

$$h \geq 3.75/22.5 = 0.1666 \text{ m} = 16.66 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend : } h = 21 \text{ cm}$$

$$h = (16+5)$$

16 cm pour corps creux.

5cm pour la dalle de compression.

- Pour la dalle pleine :

$$L_x/L_y = 3.75/4.75 = 0.78 > 0.4$$

Donc la dalle travaille dans deux sens.

L'épaisseur de la dalle est de

$$\begin{aligned} 3.75 / 45 < e < 3.75 / 40 \\ \Rightarrow 8.33 \text{ cm} < e < 9.37 \text{ cm} \end{aligned}$$

On prend $e = 15 \text{ cm}$.

II.3.2. Les poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres :

✓ *Les poutres principales:*

Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

On a :

L : distance entre axe de poteaux et on choisie la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre.

$$L = 4.75 \text{ m} = 475 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 475/15 < h < 475/10$$

$$\Rightarrow 31.66 < h < 47.5$$

On prend $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003 :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 40 > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

$$h / b < 4 \Rightarrow 40/30 = 1.33 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

✓ *Les poutres secondaires :*

Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculées.

D'après les règles de CBA93 on a :

$$L/15 < h < L/10 \quad \text{avec } L = 375\text{cm}$$

$$\Rightarrow 375/15 < h < 375/10$$

$$\Rightarrow 25 < h < 37.5$$

On prend $h = 35\text{ cm}$ et $b = 30\text{ cm}$

$$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 30 > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

$$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow 35 > 30\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

$$h / b < 4 \Rightarrow 35/30 = 1.16 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

alors :

- Poutres principales (40 * 35) cm².
- Poutres secondaires (35 * 30) cm².

II.3.3. Poteaux:

On suppose une charge moyenne de 1 (t/m²) par étage.

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du R.P.A 99 V2003 :

$$\min (a , b) \geq 30\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone III}$$

$$\min (a , b) \geq \frac{He}{20} \dots\dots\dots He : \text{ hauteur d'étage}$$

$$\text{Et } \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 .$$

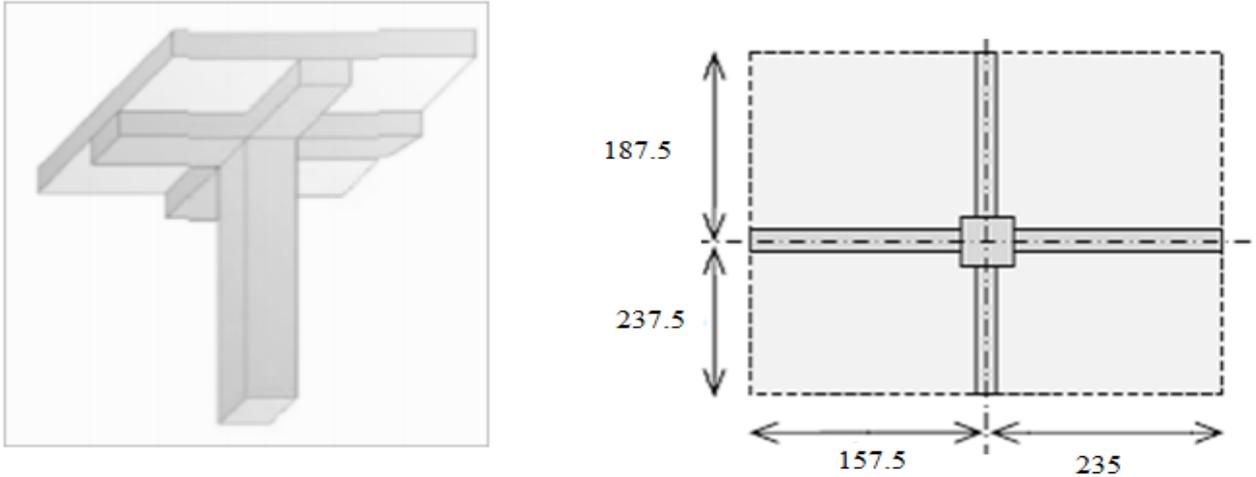


Figure II.2: section du poteau le plus sollicité (en cm²)

- L : longueur du plancher (L = 3.925m).
- l : largeur du plancher (l = 4.25m).
- Nu : étant la charge verticale à l'ELU.

Avec : $N_u = P_u \times n \times S$

- P_u : charge du plancher

$$P_u = 1 \text{ t/m}^2$$

- S: surface supporté par le poteau le plus sollicité

$$S = L \times l$$

$$S = 3.925 \times 4,25 = 16,681 \text{ m}^2$$

- n: nombre d'étage.

$$n = 10$$

- $N_u = 1 \times 16.681 \times 10 = 166.81 \text{ t.}$

$$N_u = 1.668 \text{ MN.}$$

▪ Section réduite

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 \times f_e}{100 \times \gamma_s}}$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0,85 \lambda^2 / 1500 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élancement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée .alors $\beta = 1.2$

$$f_e = 400 \text{ Mpa.}$$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ (cas générale).}$$

$$f_{bc} = 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b \Rightarrow f_{bc} = 14.17 \text{ Mpa.}$$

avec :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa.}$$

$$\gamma_b = 1.5 \text{ (cas générale).}$$

$$\theta = 1 \text{ (charge > 24h).}$$

$$B_r \geq \frac{1.2 * 1.668}{\frac{14.17}{0.9} + \frac{0.85 * 400}{100 * 1.5}} \Rightarrow B_r \geq 0.1070 \text{ m}^2$$

On a :

$$\begin{aligned} B_r &\geq (a - 0.02)^2 \\ \Rightarrow a &\geq \sqrt{B_r} + 0.02 \text{ m} \\ \Rightarrow a &\geq 0.1070 + 0.02 \text{ m} \\ \Rightarrow a &\geq 0.347 \text{ m} \end{aligned}$$

Donc on prend :

$$a = b = 55 \text{ cm} \quad \text{dont un poteau de } (55 * 55) \text{ cm}^2$$

Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003 :

$$\min(a, b) \geq 30 \text{ cm} \dots \Rightarrow a = 45 > 30 \dots \text{ C.V}$$

$$\min(a, b) \geq \frac{H_e}{20} \dots \Rightarrow a = 45 > 340/20 = 17 \dots \text{ C.V}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \dots \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 \dots \text{ C.V}$$

Vérification du poteau de RDC au flambement :✓ Calcul de moment d'inertie

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12}$$

$$I_x = I_y = 341718.75 \text{ cm}^4.$$

✓ Rayon de giration $i_x ; i_y$

$$i_x = i_y = \frac{\sqrt{I_x}}{A}$$

Avec : $A = a * b$ la section du poteau. $A = 3025$.

$$\Rightarrow i_x = i_y = \sqrt{\frac{341718.75}{2025}}$$

$$\Rightarrow i_x = i_y = 12.99 \text{ cm}$$

✓ Calcul de l'élanement

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x}$$

$$\text{Avec } l_f = 0.7 * l_0$$

$$l_f = 0.7 * 3.40 = 2.38 \text{ m}$$

$$l_f = 0.7 * 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{238}{12.99} = 18.52 < 50. \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

✓ Pour les poteaux circulaires :

$$B_r > 0.1070 \text{ m}_2 \Rightarrow D > 0.369 \text{ m}$$

Donc on prend $D = 45 \text{ cm}$

poteau	n d'étage	S (m ²)	Nu	a=b (cm ²)	D (cm)	l ₀ (m)	λ
RDC	1	16,68	1,668	55	45	3,4	
1	2	16,68	1,5012	55	/	3,06	
2	3	16,68	1,3344	50	/	3,06	
3	4	16,68	1,1676	50	/	3,06	
4	5	16,68	1,0008	45	/	3,06	
5	6	16,68	0,834	45	/	3,06	
6	7	16,68	0,6672	40	/	3,06	
7	8	16,68	0,5004	40	/	3,06	
8	9	16,68	0,3336	35	/	3,06	
9	10	16,68	0,1668	35	/	3,06	

Tableau II.10: récapitulatif des sections des poteaux

II.3.4. Les voiles:

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme. On a deux types des voiles :

- Voile de contreventement :
 - nombre d'étages ≥ 4 .
 - la hauteur ≥ 12 m.
- Voile de soutènement :
 - Pour soutenir le sol et avoir une bonne sécurité.

Les dimensions du voile doivent satisfaire à la condition de R.P.A 99 V2003, P 56 ;
 $L \geq 4 a$:

L : La longueur du voile.

a : L'épaisseur du voile.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

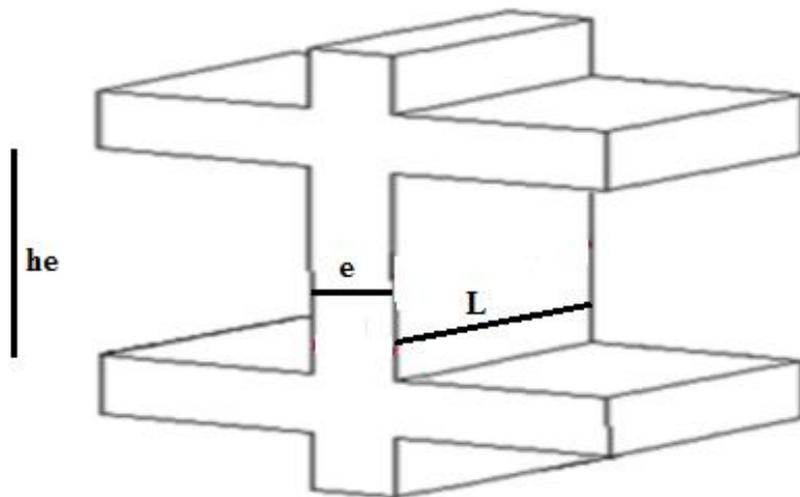


Figure II-3: Coupe de voile.

On a :

- $h_e = 3.00\text{m} \rightarrow a \geq 3.00/20 = 15\text{cm}$ pour le RDC.
- $h_e = 2.66\text{m} \rightarrow a \geq 2.66/20 = 13.3\text{cm}$ pour les étages.

Donc :

On prend $a=25$ cm pour tous les étages.

Chapitre III :
ETUDE DES ELEMENTS
SECONDAIRES

III.1.Introduction:

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

III.2.Étude du plancher:

Les planchers sont des éléments de la structure portante, destinée essentiellement à recevoir les actions variables d'exploitation afin de reporter sur les éléments porteurs verticaux qui les descendront aux fondations. Ils sont soit :

- En corps-creux constitué par des poutrelles sur lesquelles reposent les corps-creux, l'ensemble est recouvert par une dalle de compression en béton légèrement armé.
- A dalle plane en béton armé.

Dans notre structure, les planchers sont en corps creux (16+5 =21cm)

Plancher = poutrelles + corps creux + dalle de compression

III.2.1.Les types des poutrelles:

On a un seul type de poutrelles :

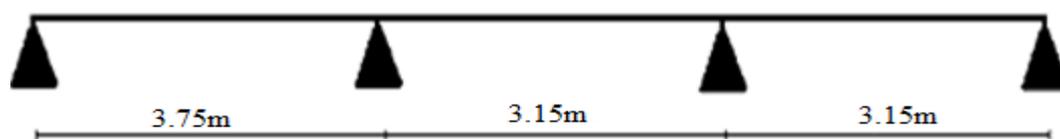


Figure III.1:Le type de poutrelles

III.2.2.Les charges des poutrelles :

Niveau	G(KN/m ²)	Q	b	ELU (1,35G+1,5Q)*b	ELS (G+Q)*b
terrasse inac	6,73	1	0,65	6,88	5,02
EC	5,94	1,5	0,65	6,671	4,83
RDC	5,94	4	0,65	9,11	6,46

Tableau III.1:Charges supporté par Les poutrelles.

III.2.3 .Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

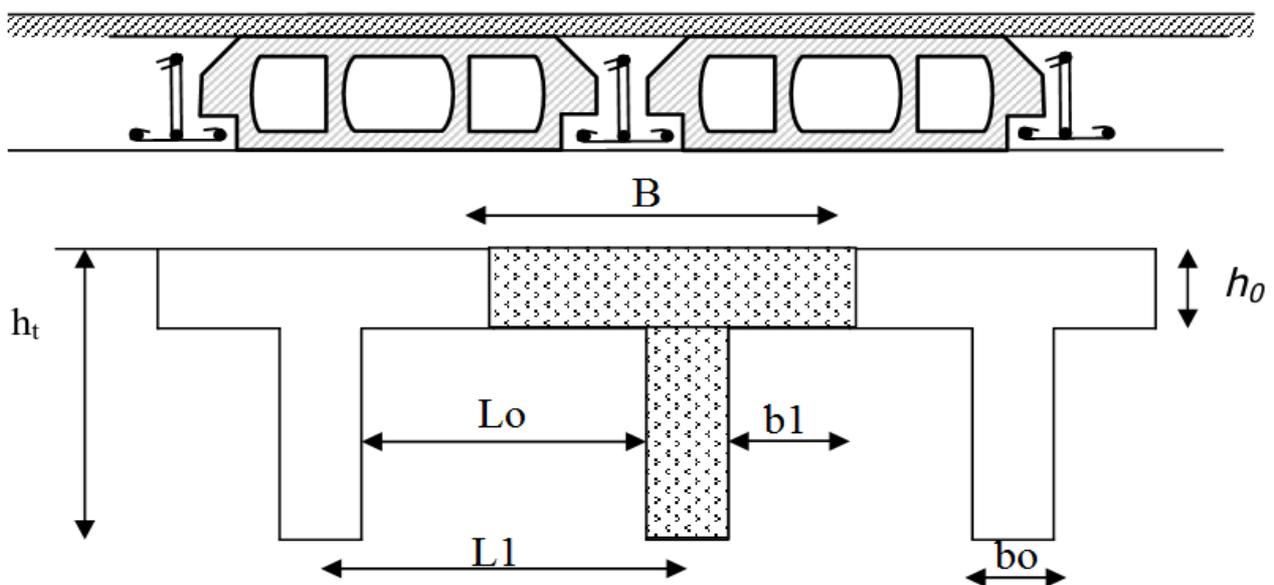


Figure III-2 plancher a corps creux

on a :

h_t : Hauteur De La Nervure..... $h_t=16+5 = 21\text{cm}$

h_0 : Hauteur De La Dalle De Compression..... $h_0=5\text{cm}$

b_0 : Largeur De La Nervure..... $b_0=12\text{cm}$

$l_0 = 2 \times b_1$ $l_0 = 2 \times b_1$

L: La Largeur Max..... $L = 3.75\text{m}$

B : Largeur De La Dalle..... $B = 2b_1 + b_0$

Selon les règlesB.A.E.L91 :

La largeur de la dalle de compression « B » est déterminé comme suit :

$$B=2b_1+b_0.....(1)$$

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq (L_1 - b_0) \\ b_1 \leq L/10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq (65-12)/2=26,5\text{cm} \\ b_0 \leq 375 /10=37.5\text{cm} \\ 30 \leq b_1 \leq 40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit $b_1=26,5\text{cm}$

De (1)..... $B=2(26,5) +12=65\text{cm}$.

III .2.4. Méthodes de calcul

Il existe plusieurs méthodes pour calculer les poutrelles :

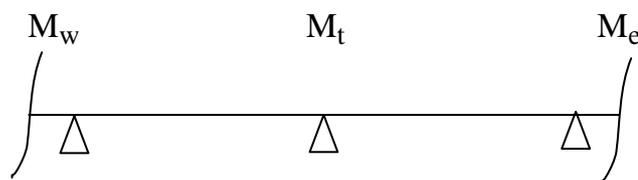
- La méthode forfaitaire
- La méthode des trois moments

Le règlement de calcul BAEL 91 propose une méthode de calcul " méthode forfaitaire " qui est applicable si les conditions suivantes sont vérifiées.

- La surcharge d'exploitation est modérée $Q \leq \max (2.G ; 5 \text{ KN/ m}^2)$.
- Les moments d'inscrite des sections transversales sont les même dans les différentes travées
- Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25.
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

III .2.4. 1. Principe de calcul

On exprime les moments maximaux en travée M_t et sur appuis, M_w , M_e en fonction du moment, fléchissant maximal de la travée, cette méthode s'applique pour les conditions courantes.



Travée hyperstatique

Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w , M_t et M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

$$M_t \geq \max \{ 1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0 - (M_w+M_e)/ 2 \}$$

Avec

- $M_t \geq (1+ 0,3\alpha) M_0/2$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0/2$ dans une travée de rive

M_0 : moment maximal dans la travée indépendante.

M_t : moment maximal dans la travée étudiée.

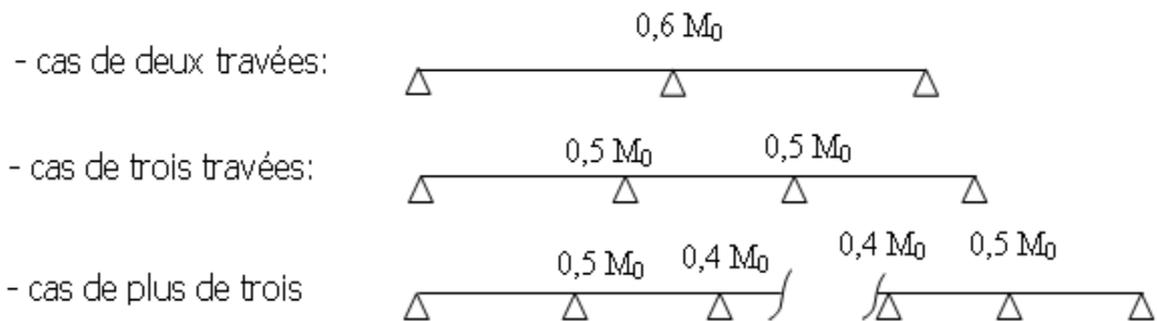
M_w : moment sur l'appui gauche de la travée.

M_e : moment sur l'appui droit de la travée.

α : $Q / (G + Q)$ rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations.

❖ Valeurs des moments aux appuis

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :



❖ Effort tranchant

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{Q.L}{2}$$

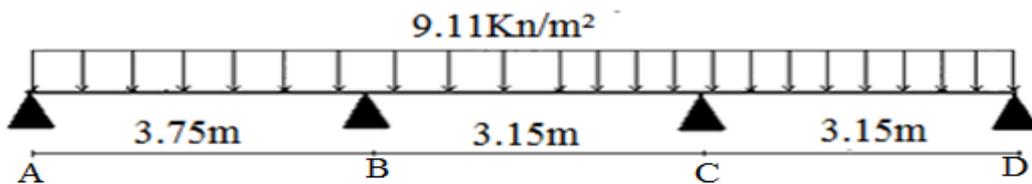
$$T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{Q.L}{2}$$

III.2.4. 2. Exemple de calcul

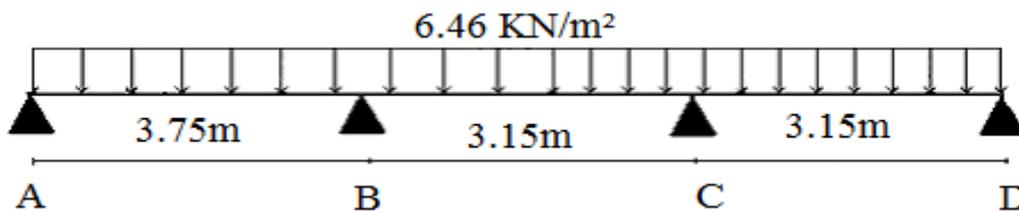
RDC :

$$q_u = 9.11 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 6.46 \text{ KN/ml.}$$



ELU



ELS

Figure III.3: Schémas statiques de type de poutrelle

à l'ELU :

- Calcul des moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = \frac{q_u \times l_{AB}^2}{8} \quad \Rightarrow \quad M_0^{AB} = \frac{9.11 \times 3.75^2}{8} = 16.01 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = M_0^{CD} = \frac{q_u \times l_{BC}^2}{8} = \frac{9.11 \times 3.15^2}{8}$$

$$M_0^{BC} = M_0^{CD} = 11.29 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments sur appuis :

$$\begin{aligned}
 M_A &= 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 16.01 = 3.20 \text{KN.m} \\
 M_B &= 0,5M_0^{AB} = 0,5 \times 16.01 = 8.005 \text{KN.m} \\
 M_C &= 0,4M_0^{BC} = 0,5 \times 11.29 = 5.64 \text{KN.m} \\
 M_D &= 0,2M_0^{CD} = 0,2 \times 11.29 = 2.26 \text{KN.m}
 \end{aligned}$$

- Calcul des moments en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{4}{4+5.94} \Rightarrow \alpha = 0,40 \\
 1 + 0,3 \alpha = 1 + 0,3 \times 0,40 = 1,12 > 1,05 \\
 \frac{1 + 0,3 \alpha}{2} = \frac{1 + 0,3 \times 0,40}{2} = 0,56 \text{ (travée itermidiare)} \\
 \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,40}{2} = 0,66 \text{ (travée de rive)}
 \end{array} \right.$$

- Travée AB

$$\left\{ \begin{array}{l}
 M_t^{AB} \geq 1,12M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 12,33 \text{KN.m} \\
 M_t^{AB} \geq 0,66M_0^{AB} = 0,66 \times 16,01 = 10,56 \text{KN.m}
 \end{array} \right. \Rightarrow M_t^{AB} = 12,33 \text{KN.m}$$

- Travée BC

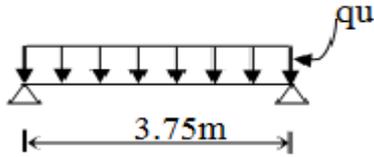
$$\left\{ \begin{array}{l}
 M_t^{BC} \geq 1,12M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 5,82 \text{KN.m} \\
 M_t^{BC} \geq 0,56M_0^{BC} = 0,56 \times 11,29 = 6,32 \text{KN.m}
 \end{array} \right. \Rightarrow M_t^{BC} = 6,32 \text{KN.m}$$

- Travée CD

$$\left\{ \begin{array}{l}
 M_t^{CD} \geq 1,12M_0^{CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 8,69 \text{KN.m} \\
 M_t^{CD} \geq 0,66M_0^{CD} = 0,66 \times 11,29 = 7,45 \text{KN.m}
 \end{array} \right. \Rightarrow M_t^{CD} = 8,69 \text{KN.m}$$

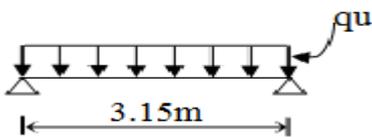
• calcul des efforts tranchants :

- Travée AB



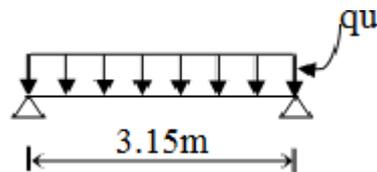
$$\begin{cases} T_w = \frac{M_A - M_B}{l} + \frac{ql}{2} = 15.79KN \\ T_e = \frac{M_A - M_B}{l} - \frac{ql}{2} = -18.36KN \end{cases}$$

- Travée BC



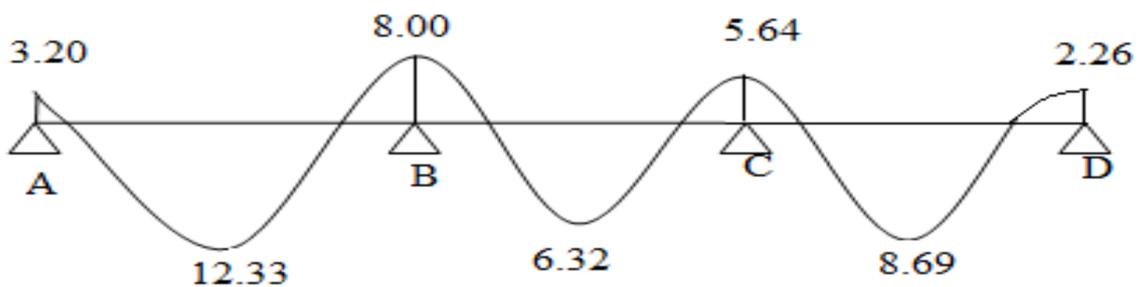
$$\begin{cases} T_w = \frac{M_B - M_C}{l} + \frac{ql}{2} = 15.09KN \\ T_e = \frac{M_B - M_C}{l} - \frac{ql}{2} = -13.59KN \end{cases}$$

- Travée CD



$$\begin{cases} T_w = \frac{M_C - M_D}{l} + \frac{ql}{2} = 15.42KN \\ T_e = \frac{M_C - M_D}{l} - \frac{ql}{2} = -13.27KN \end{cases}$$

• Diagramme des moments



- Diagramme des efforts tranchants :

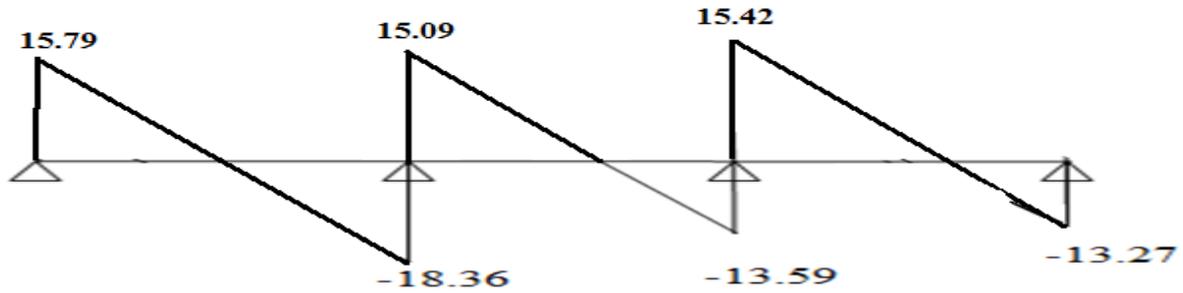


Figure III -4 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELU

à l'ELS :

- Calcul des moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = \frac{q_u \times l_{AB}^2}{8} \quad \Rightarrow \quad M_0^{AB} = \frac{6.46 \times 3.75^2}{8} = 11.35 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = M_0^{CD} = \frac{q_u \times l_{BC}^2}{8} = \frac{6.46 \times 3.15^2}{8}$$

$$M_0^{BC} = M_0^{CD} = 8.01 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 11.35 = 2.27 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5M_0^{AB} = 0,5 \times 11.35 = 5.67 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4M_0^{BC} = 0,5 \times 8.01 = 4.01 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,2M_0^{CD} = 0,2 \times 8.01 = 1.60 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments en travée :

- Travée AB

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq 1.12M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 8.74 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} \geq 0.66M_0^{AB} = 0.66 \times 11.35 = 7.49 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \Rightarrow \quad M_t^{AB} = 8.74 \text{ KN.m}$$

- Travée BC

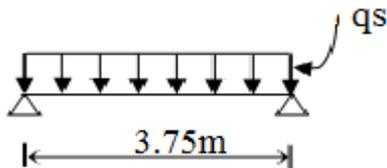
$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq 1.12M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 4.13 \text{KN.m} \\ M_t^{BC} \geq 0.56M_0^{BC} = 0.56 \times 8.01 = 4.48 \text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} = 4.48 \text{KN.m}$$

- Travée CD

$$\begin{cases} M_t^{CD} \geq 1.12M_0^{CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 6.18 \text{KN.m} \\ M_t^{CD} \geq 0.66M_0^{CD} = 0.66 \times 8.01 = 5.28 \text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t^{CD} = 6.18 \text{KN.m}$$

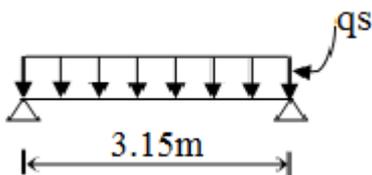
• calcul des efforts tranchants :

- Travée AB



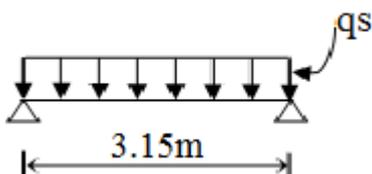
$$\begin{cases} T_w = \frac{M_A - M_B}{l} + \frac{ql}{2} = 11.20 \text{KN} \\ T_e = \frac{M_A - M_B}{l} - \frac{ql}{2} = -13.02 \text{KN} \end{cases}$$

- Travée BC



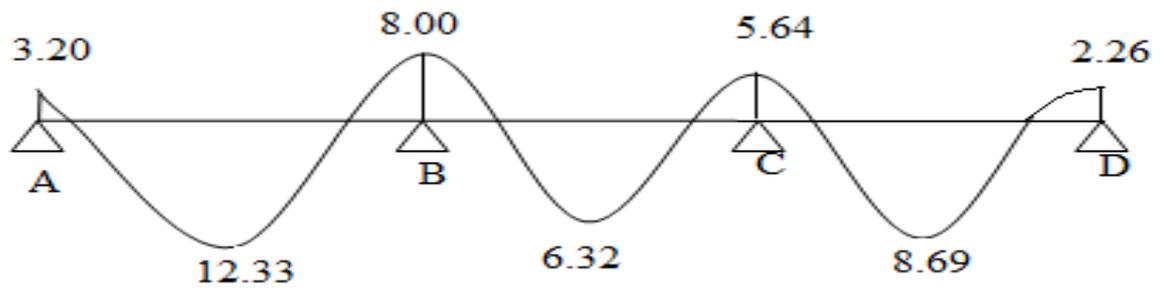
$$\begin{cases} T_w = \frac{M_B - M_C}{l} + \frac{ql}{2} = 10.69 \text{KN} \\ T_e = \frac{M_B - M_C}{l} - \frac{ql}{2} = -9.65 \text{KN} \end{cases}$$

- Travée CD



$$\begin{cases} T_w = \frac{M_C - M_D}{l} + \frac{ql}{2} = 10.93 \text{KN} \\ T_e = \frac{M_C - M_D}{l} - \frac{ql}{2} = -9.41 \text{KN} \end{cases}$$

- *Diagramme des moments*



- *Diagramme des efforts tranchants :*

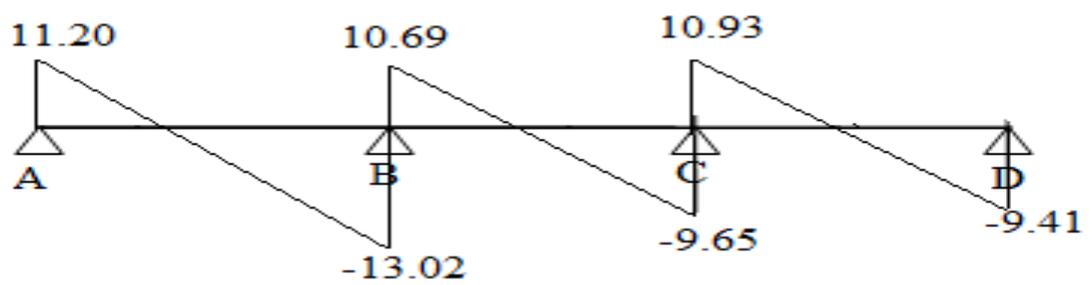


Figure III -5 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELS

		E. L. U. R						E. L. S		
étage	Travée	L(m)	M _T (KN.m)	M _W (KN.m)	M _E (KN.m)	T _W (KN)	T _E (KN)	M _T (KN)	M _W (KN.m)	M _E (KN.m)
RDC	A-B	3,75	12,33	3,2	8,005	15,79	18,36	8,74	2,27	5,67
	B-C	3,15	6,32	8,005	5,64	15,09	13,59	4,48	5,67	4,01
	C-D	3,15	8,69	5,64	2,26	17,42	13,27	6,18	4,01	1,6
EC	A-B	3,75	8,32	2,34	5,86	11,57	13,43	6,04	1,7	4,25
	B-C	3,15	5,21	5,86	4,13	11,05	9,95	3,18	4,25	3
	C-D	3,15	5,88	4,13	1,65	11,28	9,72	4,26	3	1,2
TERR ASSE	A-B	3.75	8.46	2.418	6.045	11.92	13.87	5.98	1.713	4.29
	B-C	3.15	4.43	6.045	4.266	11.39	10.26	3.13	4.29	3.02
	C-D	3.15	5.97	4.266	1.706	11.56	10.03	4.21	3.02	1.21

Tableau III.2. Récapitulation des sollicitations a l'ELU et a l'ELS

III.2.5. Ferrailage des poutrelles: (flexion simple)

Poutrelle de niveau RDC :

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction. Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit:

- Largeur de la poutrelle $b = 65$ cm.
- Largeur de la nervure $b_0 = 12$ cm.
- Hauteur de la section $h_t = 21$ cm.
- Hauteur de la section $h_0 = 5$ cm.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9h = 18.9$ cm

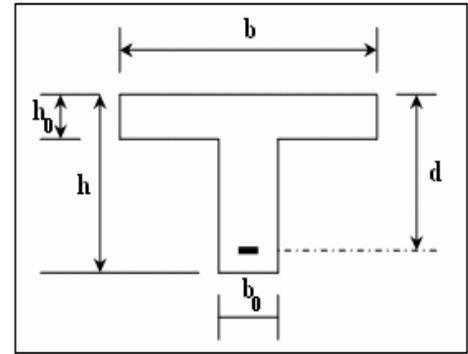
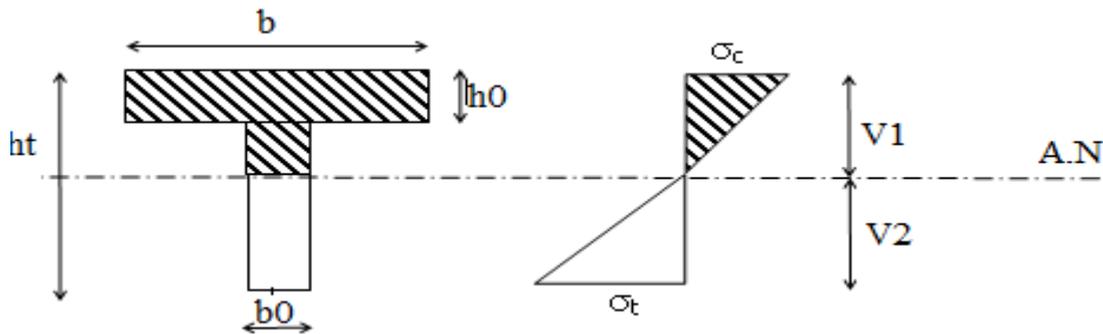


Figure III -6 : schéma de poutrelle

➤ *Moment d'inertie*



$$\begin{cases} I = \frac{b \times V_1^3}{3} + \frac{b_0 \times V_2^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (V_1^3 - h_0^3)}{3} \\ V_1 = \frac{b_0 \cdot h^2 + (b - b_0) \cdot h_0^2}{2[b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0]} \\ V_2 = h_t - V_1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V_1 = 6.39 \text{ cm} \\ V_2 = 14.61 \text{ cm} \\ I = 18079.84 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

➤ *Sollicitations de calcul*

E.L.U.R

E.L.S

$$\begin{cases} M_t \text{ max} = 12.33 \text{ KN/m} \\ M_a \text{ max} = 8.005 \text{ KN/m} \\ T \text{ max} = 18.36 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \text{ max} = 8.74 \text{ KN/m} \\ M_a \text{ max} = 5.67 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ Calcul des armatures longitudinales du RDC à l'E.L.U)

✓ En travée :

Dans l'étude d'une section en « T » il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

On calcule le moment équilibré par la table telle que :

$$M_T = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_T = 0.65 \times 0.05 \times 14.17 \left(18.9 - \frac{5}{2} \right) = 0.0755 \text{ MN.m}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_T = 0.0755 \text{ MN.m} \\ M_{max} = 0.01204 \text{ MN.m} \end{cases} \Rightarrow M_{max} < M_T$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en « Té » sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (b x ht) = (65 x 21) cm² soumise à : $M_{tmax} = 12.04 \text{ KN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{12.04 \cdot 10^3}{14,17 * (18.9)^2 * 65} = 0,0365 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \\ \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0466 \\ \beta = (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0.981 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \\ A_{st} = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{12.04 * 10^3}{18.9 * 348 * 0.981} = 1.86 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Condition de non fragilité (section en Té) en travée :

$$A_{min} = \frac{l * f_t 28}{0.81 * h_t * V 2 * f_e} = 0.382 \text{ cm}^2$$

Donc $1.86 > 0.382 \Rightarrow A_{scal} > A_{min} \Rightarrow$ on prend :

A_s choisie = 2T12 = 2.26 cm²

✓ Sur appui intermédiaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{8.005 \cdot 10^3}{14,17 * (18.9)^2 * 65} = 0,0243 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \\ \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0307 \\ \beta = (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0.987 \\ \sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \\ A_{st} = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{8.005 * 10^3}{18.9 * 348 * 0.987} = 1.23 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Condition de non fragilité (section en T_e) sur appuis:

$$A_{\min} = \frac{I * ft_{28}}{0.81 * ht * V1 * fe} = 0.872 \text{ cm}^2$$

Donc $1.23 > 0.872 \Rightarrow A_{\text{scal}} > A_{\min} \Rightarrow$ on prend :

As choisie {1T10 (filante) + 1T10 (chapeau)} = 1.56 cm²

✓ Sur appui de rive:

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{3,20 \cdot 10^3}{14,17 * (18.9)^2 * 65} = 0,00972 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \\ \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0122 \\ \beta = (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,995 \\ \sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \\ A_{st} = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{3,20 * 10^3}{18,9 * 348 * 0,995} = 0.489 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Donc $0.489 < 0.872 \Rightarrow A_{\text{scal}} < A_{\min} \Rightarrow$ on prend :

As choisie = 2T10 = 1.56 cm²

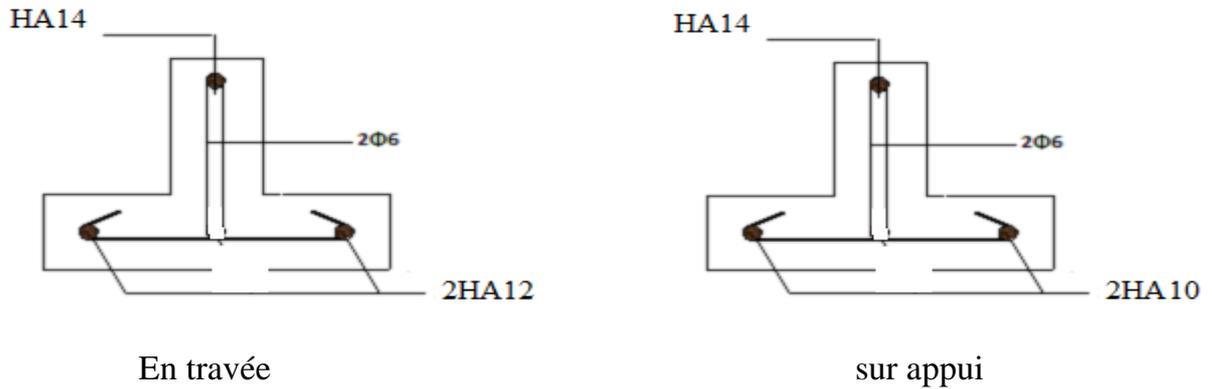


Figure III.7: disposition des armatures dans la poutrelle RDC (appuis et travée)

➤ Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$b = 65\text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 2.26 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow 62.5y^2 - 15 * 7.92 (18.9 - y)$

$\Rightarrow 32.5y^2 + 33.9y - 640.71$

$\Rightarrow y = 4.99\text{cm}$

1. Moment d'inertie :

$$I_x = \frac{by^3}{3} + \eta A(d - y)^2$$

$\Rightarrow I_x = \frac{65 * 4.99^3}{3} + 15 * 2.26 (18.9 - 4.99)^2$

$\Rightarrow I_x = 9251.36 \text{ cm}^4$

2. Calcul des contraintes :

➤ $\sigma_{bc} = \frac{M_s * X}{I} = \frac{8.74 * 4.99}{9251.36} * 10^3 = 4.71 \text{ Mpa}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ Mpa}$

➤ $\sigma_{st} = \eta \frac{M_s}{I} (d - x) = 15 * \frac{8.74}{9251.36} (18.9 - 4.99) 10^3 = 197.11 \text{ Mpa}$

$\bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 * 400 ; 110 \sqrt{15 * 2.1}) = 201.63 \text{ Mpa}$

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow 4.71 \leq 15 \dots\dots\dots \text{C.V}$

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow 197.11 \leq 201.63 \dots\dots\dots \text{C.V}$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b*d} = \frac{18.36}{0.189*0.12*100} = 0.809\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15f_{c28} / \gamma_b, 4\text{Mpa}) = 2.5\text{Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Les armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min(\phi_l ; h/35 ; b_0/10)$$

$$\rightarrow \phi_t \leq \min(1.2 ; 21/35 ; 12/10)$$

$$\rightarrow \phi_t \leq 0.6\text{cm}$$

on adopte : $\phi_t = \phi_6$.

Calcul des espacements

➤ Zone nodale :

$$S_t \leq \min(h/4 ; 12 \phi_{min} ; 30\text{cm})$$

$$\rightarrow S_t \leq \min(5.25 ; 14.4 ; 30\text{cm})$$

$$\rightarrow S_t = 5 \text{ cm}$$

➤ Zone courante

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t \leq 21/2 \rightarrow S_t \leq 10.5\text{cm}$$

$$\rightarrow S_t = 10\text{cm}$$

CNF :

$$\frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4\text{Mpa}\right)$$

$$\rightarrow 0.94\text{Mpa} > 0.4045 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Vérification au glissement :

$$V_u - \frac{M_u}{0.9*d} < 0$$

$$\begin{cases} V_u = 18.35 \\ M_u = 7.79 \end{cases}$$

$$\rightarrow -27.44 < 0$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures au niveau d'appui.

Vérification de la flèche :

$$f < f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5\text{cm} \rightarrow f_{adm} = 0.875\text{cm}$$

Calcul de f :

$$\begin{aligned} \text{➤ } I_0 &= \frac{bh^3}{12} + 15 * A_{st} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \\ &= \frac{0.65 * 0.21^3}{12} + 15 * 2.26 \cdot 10^{-4} \left(\frac{0.21}{2} - 0.021 \right)^2 \\ &= 0.0005255\text{m}^4 = 5.255 \cdot 10^{-4}\text{m}^4 \end{aligned}$$

$$\text{➤ } \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{\varphi \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad ; \quad \varphi = A_{st} / b_0 * d$$

$$\rightarrow \varphi = 2.26 \cdot 10^{-4} / 0.12 * 0.189 = 0.009964$$

$$\rightarrow \lambda_i = 4.126$$

$$\text{➤ } \mu = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 \varphi \sigma_s + f_{t28}} = 0.73$$

$$\text{➤ } I_{fi} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu} = \frac{1.1 * 5.255 \cdot 10^{-4}}{1 + 4.126 * 0.73} = 1.44 \cdot 10^{-4}\text{m}^4$$

$$\text{➤ } \frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i * I_{fi}} = \frac{0.00567}{32164.2 * 1.44 \cdot 10^{-4}} = 0.00122\text{m}^{-1}$$

$$\text{Avec } E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164.2\text{ Mpa}$$

Alors :

$$f = \frac{L^2}{10} * \frac{1}{\gamma} = \frac{3.75^2}{10} * 0.00122 = 0.001715\text{m} = 0.1715 \text{ cm}$$

$f < f_{adm} \rightarrow 0.1715\text{cm} < 0.875\text{cm}$ donc la flèche est vérifié

Ancrages des armatures :

$$L_s = \frac{\phi * f_e}{4 * \bar{\tau}_s} \quad ; \quad \bar{\tau}_s = 0.6 * \psi_s^2 * f_{t28} = 2.835$$

$\psi_s = 1.5$ pour les aciers HA

$$L_1 = 10\phi \quad ; \quad r = 5.5\phi \quad ; \quad L_2 = L_s - \alpha L_1 - \beta L$$

$$L \geq L_2 + r + \phi/2$$

Pour un crochet a 90° :

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 1.87 \\ \beta = 2.19 \end{array} \right\}$$

→ Les résultats sont expliqués dans le tableau suivant :

$\Phi 12$	$L_1=12\text{cm}$	$r=6.6\text{cm}$	$L_2=5.43\text{cm}$	$L \approx 12.63\text{cm}$	L=15cm
$\Phi 10$	$L_1=10\text{cm}$	$r=5.5\text{cm}$	$L_2=4.525\text{cm}$	$L \approx 10.52\text{cm}$	L=12cm

Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si } \left\{ \begin{array}{l} 50 \leq L_1 \leq 80\text{cm} \rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{f_e} \dots\dots\dots L_1 \text{ en cm} \\ L_1 \geq 50\text{cm} \rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91}) \end{array} \right.$$

Avec :

- L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65\text{cm}$)
- A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (A_p)
- A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (A_R) $A_2 = A_1/2$
- $F_e=500\text{MPa}$

On a : $L=65\text{cm}$

Donc on obtient :

- $A_1=0.52\text{cm}^2$

Pour les armatures parallèles aux nervures :

- $A_2= A_1/2 = 0.26 \text{ cm}^2$ On prend : $3\phi 5=0.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$S_t= 65/3 = 21.66 \text{ cm}$ **$S_t = 15\text{cm}$**

Donc : On adopte un treillis soude de $\phi 5$ espacement (15*15) cm

Type	A_{st} calculé (cm^2)		A_{st} choisie (cm^2)	
	travée	Appui	travée	appui
RDC	1.86	0.872	2T12= 2.26	2T10= 1.57
EC	1.34	0.89	2T10= 1.57	2T10= 1.57
TERRASSE	1.02	1.92	2T10= 1.57	2T12= 2.26

Tableau III.3 : Récapitulatif du ferrailage des poutrelles

III.3.Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage entre les différents niveaux d'un bâtiment, dans notre cas on distingue un seul type d'escalier, c'est un escalier a trois volées, la seule différence est dans la hauteur d'étage.

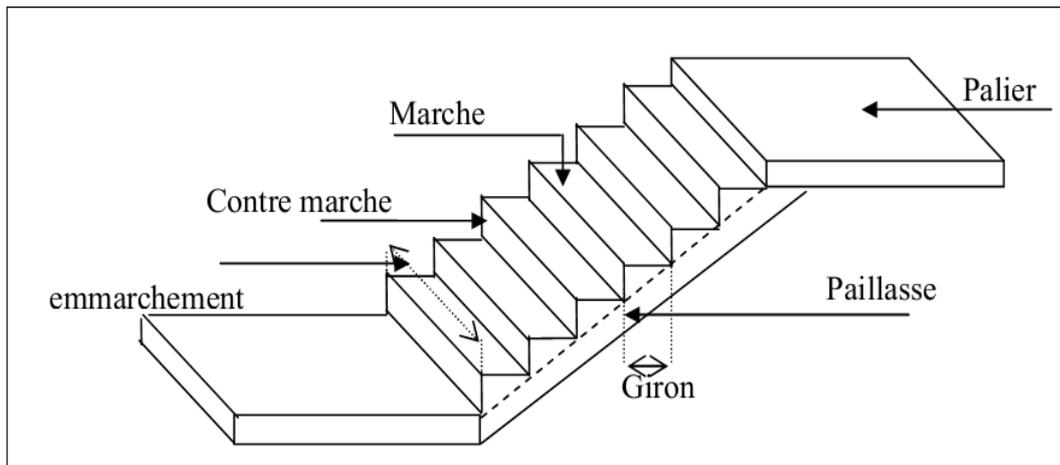


Figure III -8 : schéma d'un escalier

III.3.1.Pré dimensionnement :

h= contremarche : C'est la partie verticale qui limite la marche.

h est compris entre 16 et 18 cm, On prend h= 17cm.

g : c'est la partie horizontale entre deux contremarches.

D'après la formule de blondel : $0.59 \leq 2h + g \leq 0.66$ m.

D'ou $25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm.} \Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$

a. Nombre de contremarches:

He = 3.06 m..... (étage courant)

$$n = \frac{He}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ contremarches (7 + 6 + 7)}$$

He= 3.40 m..... (RDC).

$$n = \frac{He}{h} = \frac{340}{17} = 20 \text{ contremarches (6 + 6 + 6)}$$

b. Longueur de ligne de foulée:

RDC :

$$L = n \cdot g \quad \begin{cases} n = 7 \rightarrow L = 2.10m \\ n = 6 \rightarrow L = 1.80m \end{cases}$$

EC :

$$L = n \cdot g \quad ; n=6 \rightarrow L=1.80m$$

c. l'inclinaison de la paille:

$$\alpha = \arctg \frac{0.17}{0.30} = 29.54^\circ$$

d. L'épaisseur de la paille:

$$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq ep \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

$$\Leftrightarrow \frac{180}{30 \times \cos \alpha} \leq ep \leq \frac{180}{20 \times \cos \alpha} \Leftrightarrow 6.89 \leq ep \leq 10.34 \text{cm}$$

$$\Leftrightarrow \frac{210}{30 \times \cos \alpha} \leq ep \leq \frac{210}{20 \times \cos \alpha} \Leftrightarrow 8.13 \leq ep \leq 12.20 \text{cm}$$

on prend: **ep = 12 cm**

$$ev = \frac{ep}{\cos \alpha} = \frac{12}{0.86} = 13.8 \text{ cm}$$

on prend : **ev=15cm**

III.3.2 Descente des charges :

La paille :

$$G = 7.53 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = \begin{cases} 250 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{EC} \\ 450 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{RDC} \end{cases}$$

Palier de repos :

$$G = 5.87 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = \begin{cases} 250 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{EC} \\ 450 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{RDC} \end{cases}$$

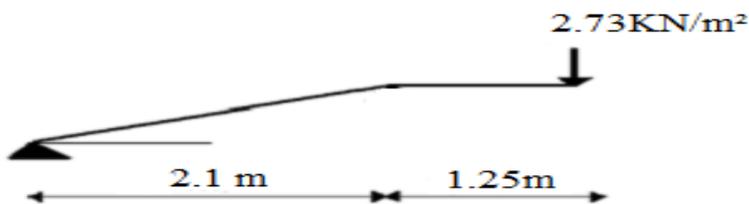
III.3.3. Combinaisons d'action :

combinaison	Paillasse KN/m ²		Palier KN/m ²
ELU	RDC	16,91	14,67
	EC	13,91	11,67
ELS	RDC	12,03	10,37
	EC	10,03	8,37

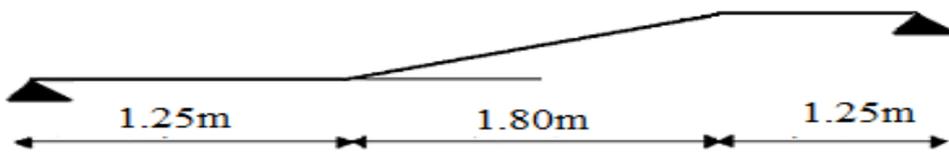
Tableau III.4 : Combinaison d'action.

III.3.4. Les type d'escaliers:

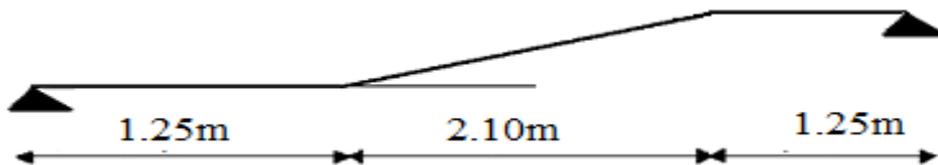
Type 1 :



Type 2 :



Type 3:



Type 4:

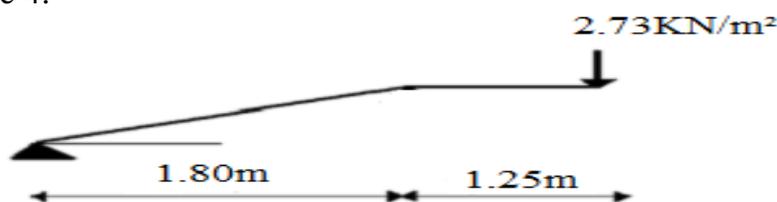


Figure III.9: Les types d'escaliers

III.3.5. Calcul des moments fléchissant et effort tranchant :

Le calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant se fait par la modélisation en « **RDMoss6** », On prend un seul type d'escalier qui est le plus défavorable (type1).

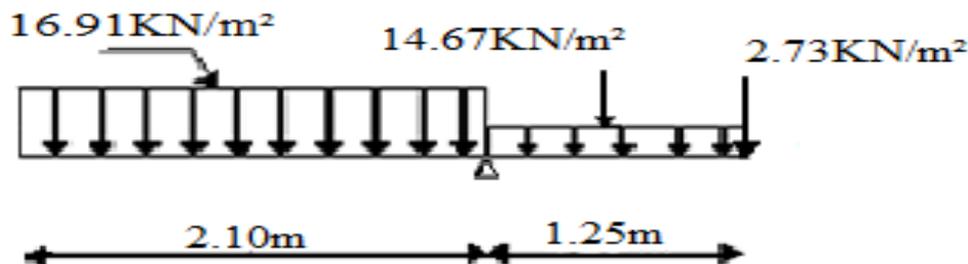


Figure III.10: Le type(1) d'escaliers

Résultat de **RDMoss6**:

types	ELU			ELS		
	M _{app} (KN.m)	M _{tra} (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{app} (KN.m)	M _{tra} (KN.m)	T _{max} (KN)
1	11,42	19,42	27,8	8,11	13,79	19,76
2	18,66	31,73	33,56	13,25	22,53	23,79
3	15,2	25,84	27,11	10,94	18,59	19,49
4	9,32	15,85	22,78	6,71	11,41	16,41

Tableau III.5: les efforts internes pour les types d'escaliers

III.3.6. Détermination du ferrailage:

Le calcul du ferrailage se fait suivant la méthode de la flexion simple.

Exemple de calcul (type2).

E.L.U :

a. En travée :

1. Armature longitudinale :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{31.73 \cdot 10^3}{14,17 * (13.5)^2 * 125} = 0,0982 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \\ \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.179 \\ \beta = (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0.948 \\ \sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \\ A_{st} = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{31.73 * 10^3}{13.5 * 348 * 0.948} = 7.12 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Condition de non fragilité en travée :

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * ft28}{fe} = 2.03 \text{ cm}^2$$

Donc $7.12 > 2.03 \Rightarrow A_{scal} > A_{min} \Rightarrow$ on prend :

A_s choisie = 7T12 = 7.92 cm²

2. Armature de répartition :

$A_r = A_{st} / 4 = 7.92 / 4 = 1.97 \text{ cm} \Rightarrow$ On prend :

A_r choisie = 3T10 = 2.35 cm²

b. En appui :

1. Armature longitudinale :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{18.66 \cdot 10^3}{14,17 * (13.5)^2 * 125} = 0,0578 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \\ \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0744 \\ \beta = (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0.97 \\ \sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \\ A_{st} = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{18.66 * 10^3}{13.5 * 348 * 0.97} = 4.09 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Condition de non fragilité sur appui :

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * ft28}{fe} = 2.03 \text{ cm}^2$$

Donc $4.09 > 2.03 \Rightarrow A_{scal} > A_{min} \Rightarrow$ on prend :

A_s choisie = 4T12 = 4.52 cm²

2. Armature de répartition :

$$A_r = A_{st} / 4 = 4.52 / 4 = 1.13 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend :}$$

$$A_r \text{ choisie} = 3T10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

Vérification a E.L.S :**En travée :**Calcul des contraintes :1 Position de l'axe neutre :

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 125 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 62.5y^2 - 15 \cdot 7.92 (13.5 - y)$$

$$\Rightarrow 62.5y^2 + 118.8y - 1603.8$$

$$\Rightarrow y = 6.10 \text{ cm}$$

2 Moment d'inertie :

$$I_x = \frac{by^3}{3} + \eta A(d - y)^2$$

$$\Rightarrow I_x = \frac{125 \cdot 6.1^3}{3} + 15 \cdot 7.92 (13.5 - 6.10)^2$$

$$\Rightarrow I_x = 15983.65 \text{ cm}^4$$

3 Calcul des contraintes :

$$\triangleright \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot X}{I} = \frac{22,53 \cdot 6.10}{15983.65} \cdot 10^3 = 8.59 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\triangleright \sigma_{st} = \eta \frac{M_s}{I} (d - x) = 15 \cdot \frac{22.53}{15983.65} (13.5 - 6.1) \cdot 10^3 = 156.46 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 \cdot 400 ; 110 \sqrt{15 \cdot 2.1}) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow 8.59 \leq 15 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow 156.46 \leq 201.63 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

sur appuis :

1. Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 125\text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 62.5y^2 - 15 \cdot 4.52 (13.5 - y)$$

$$\Rightarrow 62.5y^2 + 67.8y - 915.3$$

$$\Rightarrow y = 4.40\text{cm}$$

2. Moment d'inertie :

$$I_x = \frac{by^3}{3} + \eta A(d - y)^2$$

$$\Rightarrow I_x = \frac{125 \cdot 4.4^3}{3} + 15 \cdot 4.52 (13.5 - 4.4)^2$$

$$\Rightarrow I_x = 9182.02 \text{ cm}^4$$

3. Calcul des contraintes :

$$\triangleright \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot X}{I} = \frac{13.25 \cdot 4.40}{9182.02} \cdot 10^3 = 6.34 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\triangleright \sigma_{st} = \eta \frac{M_s}{I} (d - x) = 15 \cdot \frac{13.25}{9182.02} (13.5 - 4.4) \cdot 10^3 = 196.97 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 \cdot 400 ; 110 \sqrt{15 \cdot 2.1}) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow 6.34 \leq 15 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow 196.97 \leq 201.63 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{33.56}{1 \cdot 0.135 \cdot 100} = 0.248 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b , 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h_t}{L} > \frac{1}{16}$ (1)
- $\frac{A_s}{d*b} \leq \frac{4.2}{f_e}$ (2)
- $\frac{h_t}{L} > \frac{1}{18} \frac{M_{ser}}{M_u}$ (3)

(1) Pour distance entre appui L=4.3m (type2)

→ $\frac{3.06}{4.3} = 0.71 > 0.0625$ pour ECC.V
 → $\frac{3.40}{4.3} = 0.79 > 0.0625$ pour RDCC.V

(2) En travée : $A_s = 7.92 \text{ cm}^2$

→ $\frac{7.92}{100*13.5} \leq \frac{4.2}{400} = 0.00586 < 0.0105$ C.V

Sur appui : $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$

→ $\frac{4.52}{100*13.5} \leq \frac{4.2}{400} = 0.00334 < 0.0105$ C.V

(3) En travée : $M_{ser} = 22.53$; $M_u = 31.73$

pour EC → $\frac{3.06}{4.3} > \frac{1}{18} \frac{22.53}{31.73} = 0.71 > 0.039$ C.V

pour RDC → $\frac{3.4}{4.3} > \frac{1}{18} \frac{22.53}{31.73} = 0.79 > 0.039$ C.V

Sur appui : $M_{ser} = 13.25$; $M_u = 18.66$

pour EC → $\frac{3.06}{4.3} > \frac{1}{18} \frac{13.25}{18.66} = 0.71 > 0.0394$ C.V

pour RDC → $\frac{3.4}{4.3} > \frac{1}{18} \frac{13.25}{18.66} = 0.79 > 0.0394$ C.V

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

types	Armatures longitudinales A_s				Armatures de répartition A_r			
	A_{st} calculé		A_s choisie		A_r calculé		A_r choisie	
	travée	appui	travée	appui	travée	appui	travée	appui
01	4.27	2.47	6T12	4T12	1.69	1.13	3T10	3T10
02	7.12	4.09	7T12	4T12	1.97	1.13	3T10	3T10
03	5.74	3.31	6T12	4T12	1.69	1.13	3T10	3T10
04	3.46	2.01	4T12	4T12	1.13	1.13	3T10	3T10

Tableau III.6 : ferrailage des escaliers

III.4. Étude de la dalle pleine:

Les dalles pleines sont calculées comme des consoles encastées dans les poutres, on adopte une épaisseur de $h = 15$ cm.

Le calcul se fera pour une bande de 1.00m

III.5.1. Descente des charges :

Niveau	Les différentes charges (kN/m^2)	
Etage Courant	G (kN/m^2)	5.31
	Q (kN/m^2)	3.5
Terrasse	G (kN/m^2)	7.28
	Q (kN/m^2)	1

Tableau III.7: Les charges de la dalle pleine

III.4.2. Les types des dalles pleines:

Le calcul se fait comme une console.

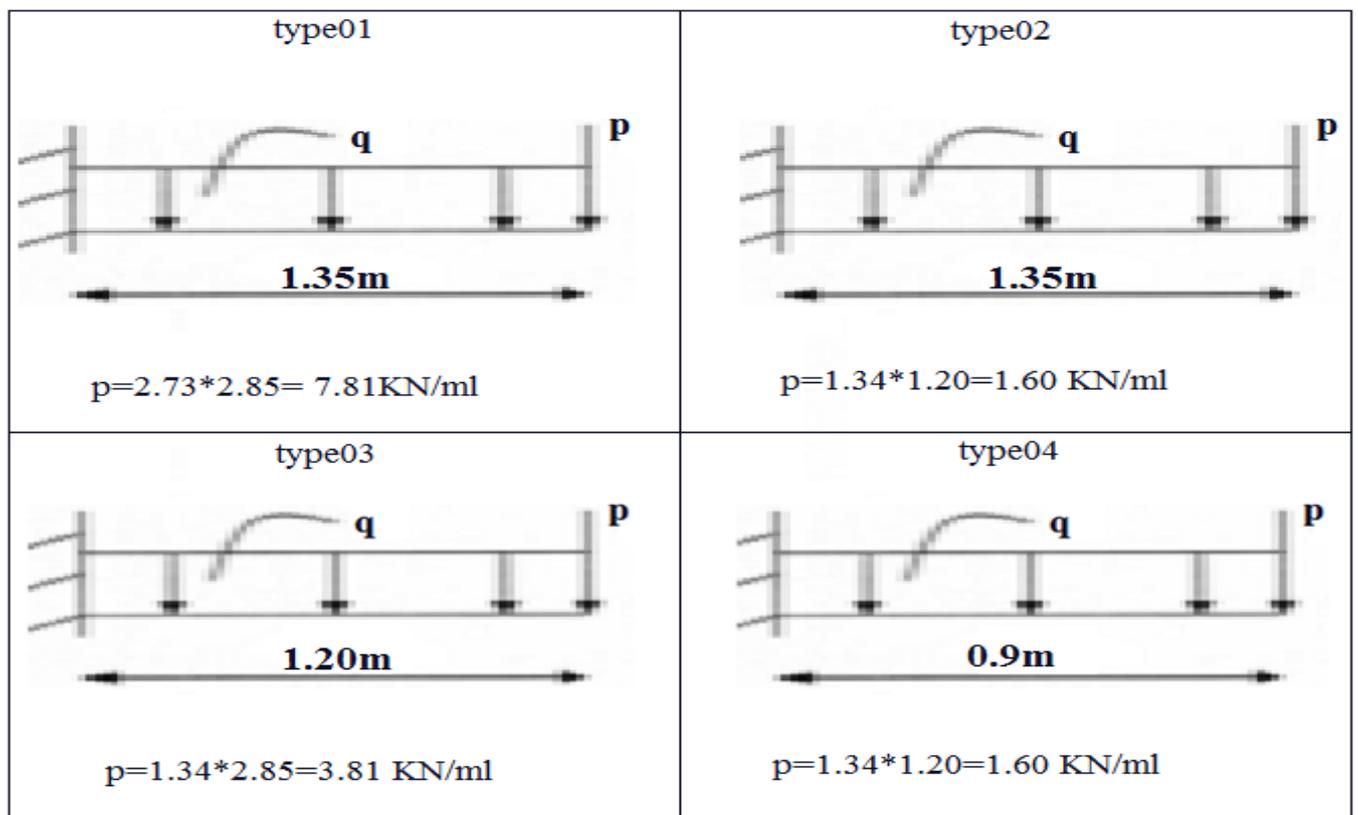


Figure III.11:schéma statique des dalles pleines

III.4.3. Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants:

Exemple de calcul : Type01

➤ ELU:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max} = 1.35 \left(G \frac{L^2}{2} + p.L \right) + 1.5 \left(Q \frac{L^2}{2} \right) \\ \quad = (1.35G + 1.5Q) \frac{L^2}{2} + 1.35 P.L \\ T_{\max} = (1.35G + 1.5Q) L + 1.35P \end{array} \right.$$

➤ ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max} = G \frac{L^2}{2} + p.L + Q \frac{L^2}{2} \\ \quad = (G + Q) \frac{L^2}{2} + P.L \\ T_{\max} = (G + Q) L + P \end{array} \right.$$

type	ELU		ELS	
	M(KN/ml)	T(KN)	M(KN/ml)	T(KN)
01 x=1.35m	22.816	23.258	16.749	17.00
02 x=1.35m	11.449	14.874	8.365	10.793
03 x=1.20m	12.954	16.445	9.475	11.982
04 x= 0.9m	6.758	10.636	4.198	7.729

Tableau III. 08 : récapitulatif de M et T de la dalle pleine

III.4.4.Détermination du ferrailage :**ELU :**1. Armature longitudinale :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{22.816 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (13.5)^2 \cdot 100} = 0,08835 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \\ \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.115 \\ \beta = (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0.9536 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \\ A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{22.816 \cdot 10^3}{13.5 \cdot 348 \cdot 0.9536} = 5.09 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Condition de non fragilité sur appui :

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_t \cdot 28}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc $5.09 > 1.63 \Rightarrow A_{scal} > A_{min} \Rightarrow$ on prend : **A_s choisie = 5T12 = 5.65 cm²**2. Armature de répartition : $A_r = A_{st} / 4 = 5.65 / 4 = 1.41 \text{ cm} \Rightarrow$ On prend : **A_r choisie = 3T10 = 2.35cm²**

Vérification a E.L.S :**En travée :**Calcul des contraintes :**3 Position de l'axe neutre :**

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 100\text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 50y^2 - 15 \cdot 5.65 (13.5 - y)$$

$$\Rightarrow 62.5y^2 + 84.75y - 1144.125$$

$$\Rightarrow y = 5.7\text{cm}$$

4 Moment d'inertie :

$$I_x = \frac{by^3}{3} + \eta A(d - y)^2$$

$$\Rightarrow I_x = \frac{100 \cdot 5.7^3}{3} + 15 \cdot 5.65 (13.5 - 5.7)^2$$

$$\Rightarrow I_x = 11329.29 \text{ cm}^4$$

5 Calcul des contraintes :

$$\triangleright \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot X}{I} = \frac{16.749 \cdot 5.70}{11329.29} \cdot 10^3 = 8.42 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\triangleright \sigma_{st} = \eta \frac{M_s}{I} (d - x) = 15 \cdot \frac{16.75}{11329.3} (13.5 - 5.7) 10^3 = 172.97 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 \cdot 400 ; 110 \sqrt{15 \cdot 2.1}) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow 8.42 \leq 15 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow 172.97 \leq 201.63 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{23.258}{1 \cdot 0.135 \cdot 100} = 0.172 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b , 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$- \frac{h_t}{L} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1)$$

$$- \frac{A_s}{d*b} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (2)$$

$$(1) \dots\dots 0.15/1.00 = 0.15 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$(2) \dots\dots 0.00418 > 0.0105 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Pour l'espacement entre les barres de répartition :

- L= 1.35m → espacement =67 cm → on prend 6T10
→ **espacement = 27cm**
- L= 1.2m → espacement =60 cm → on prend 6T10
→ **espacement = 24cm**
- L= 0.9m → espacement =45 cm → on prend 5T10
→ **espacement = 22.5cm**

Type d'escalier	Armatures longitudinales		Armatures de répartition	
	A _{st} cal	A _{st} choisie	A _{st} cal	A _{st} choisie
L=1.35m	5.09	5T12	1.41	3T10→6T10
L=1.35m	2.5	3T12 → 5T12	0.84	3T10→6T10
L=1.20m	2.83	3T12 → 5T12	0.84	3T10→6T10
L=0.90m	1.23	3T12 → 4T12	0.84	3T10→5T10

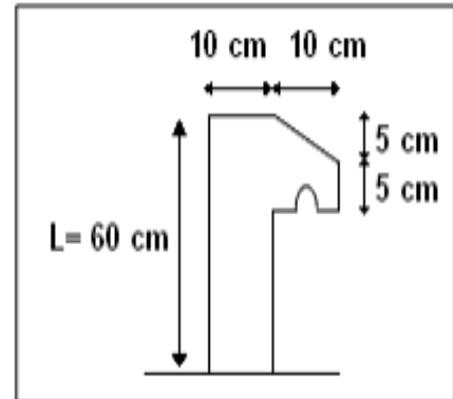
Tableau III.9 :ferrailage des dalles pleines

III.5. Etude de l'acrotère :III.5.1. Introduction :

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible en flexion composée pour une bande de 1,00 m de largeur.

$$S = (0.05 \times 0.1) / (2) + (0.05 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.0675 \text{ m}^2/\text{l}$$

$$G = 0.0675 \times 2500 = 168,75 \text{ kg/ml.}$$



- **Calcul à l'E.L.U :**

Poids propre (effort normal) :

- $G = 25 \times S$ S : surface de l'acrotère

$$S = 0.0675 \text{ m}^2$$

- $G = 0.0675 \times 2500 = 168,75 \text{ kg/ml.}$

- $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,687$

$$N_u = 2.277 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge : $Q = 1.35 \text{ KN/ml}$

$$Q_u = 1.5 \times Q \rightarrow Q_u = 2.02 \text{ KN/ml}$$

- Le moment : $M_u = Q_u \times h = 2.02 \times 0,5$

$$M_u = 1.01 \text{ KN.m (moment d'encastrement)}$$

- $N_{ser} = G = 2.277 \text{ KN}$

- $M_{ser} = Ql^2 / 2 = 1.35 \times (0.5)^2 / 2$

$$\rightarrow M_{ser} = 0,3375 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'excentricité :**

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = M_u / N_u = 0,525 / 2.277$$

$$\rightarrow e = 0,23 \text{ m}$$

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

$$e = h_t / 6 = 10 / 6 = 1,67 \text{ cm}$$

$e > h_t / 6 \rightarrow$ La section est partiellement comprimée parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

III.5.2. Détermination du ferrailage :

a).E.L.U :

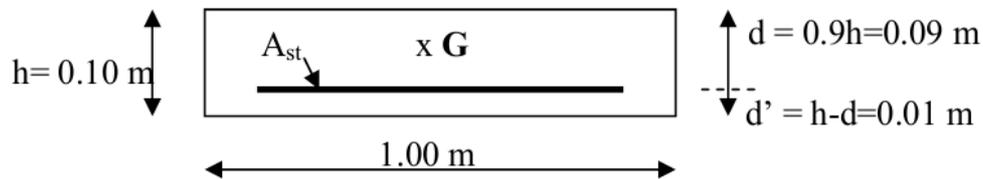


Figure III.12 :section de calcul d'acrotère

- d: La distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.
- d': La distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.

- Moment de flexion fictif (MA)

$$MA = M_u + N_u (d - h_t / 2)$$

$$MA = 0,525 + 2.277 (0.09 - 0.10 / 2)$$

$$\rightarrow MA = 0,6160 \text{ KN} \cdot \text{m} = 61.60 * 10^{-5} \text{ MN} \cdot \text{m}$$

- Moment réduit (η_u)

$$\eta_u = MA / b d^2 f_{bc}$$

$$f_{bc} = 0.85 \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

$$\gamma_b = 1.50 \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} = 0.85 \times 25 / 1.50 \quad \rightarrow \quad f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$** \text{ Donc } ; \eta_u = 61.60 \times 10^{-5} / [1 \times (0.09)^2 \times 14.17]$$

$$\rightarrow \eta_u = 0,00536.$$

$$0.00536 < 0,259 \rightarrow (\text{Pivot A}).$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire c.à.d: $A_{sc} = 0$

$$A_{st} = 1 * \frac{\frac{MA}{Z} - N_u}{\sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad \gamma_s = 1.15$$

$$q = -2(h/2 - e)^3 - \frac{6\eta A_{st}}{b} (d - h/2 + e)^2 \quad \text{Donc ; } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,00536)}) \\ = 0,0066$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,09(1 - 0,4 \times 0,0065) = 0,089 \text{ m.}$$

$$A_{st} = 1 * \frac{\frac{MA}{Z} - Nu}{\sigma_{st}} = 1 * \frac{\frac{61,6}{0,089} - 227 * 10^{-5}}{348} = 0,14 \text{ cm}^2$$

→ $A_{st} = 0,14 \text{ cm}^2$ (Faible section) donc :

** A_{st} est pris selon la formule de non fragilité.

$$A_{min} = \frac{0,23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = 1,09 \text{ cm}^2$$

Donc ; On adopte : $A_{st} = 1,51 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\phi 8 \text{ mm.}$

b).E.L.S :

✓ Vérification des contraintes

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

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

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 * 400 ; 110\sqrt{15 * 2,1}) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_s}{I} (d - x) = 15 * \frac{13,25}{9182,02} (13,5 - 4,4) 10^3 = 196,97 \text{ Mpa}$$

$$e = M_s / N_s \Rightarrow e = 0,324 / 2,27$$

$$\Rightarrow e = 0,192 \text{ m.}$$

$$p = -3 (h/2 - e)^2 + \frac{6\eta A_{st}}{b} (d - h/2 + e).$$

$$p = -0,05629 \text{ m}^2$$

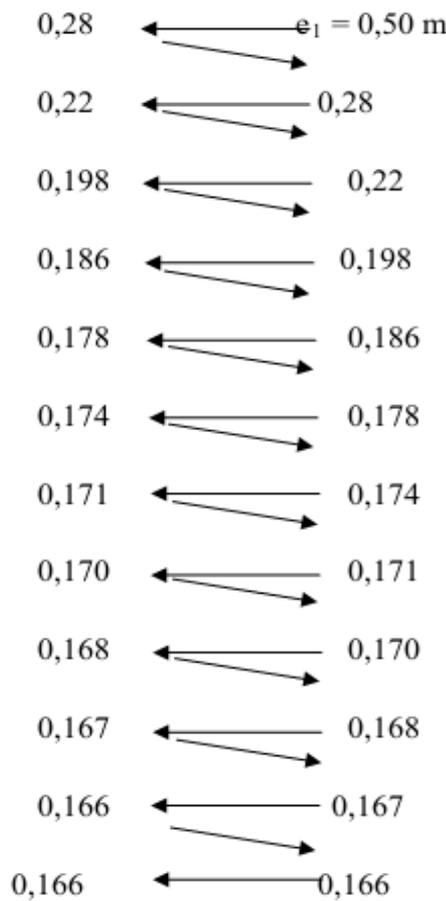
$$q = 0,0047 \text{ m}^3$$

- Méthode des itérations successives :

On a

$$e_1 = \frac{e_1 - q}{p} \dots\dots(1) \quad \text{ou} \quad e_1 = \sqrt[3]{-q - p e_1} \dots\dots(2)$$

On prend une valeur quelconque de e : $e_1 = 0,5 \text{ m}$



On prend la valeur de : $e_1 = 16,6 \text{ cm}$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$x = 0,10/2 + 0,166 - 0,192 \Rightarrow x = 2,4 \text{ cm}$$

$$s = \frac{b x^2}{2} - n \cdot A_{st} (d - x) = \frac{1 \cdot 0,024^2}{2} - 15 \cdot 2,01 \cdot 10^{-4} (0,09 - 0,024)$$

$$s = 0,000089 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s * X}{S} = \frac{168.75 * 0.024 * 10^{-5}}{89 * 10^{-6}} = 0.49 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{N_s}{S} (d - x) = 15 * \frac{168.75}{89 * 10^{-6}} (0.09 - 0.024) = 18.77 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow 0.49 \leq 15 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow 18.77 \leq 201.63 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables.

Pour les armatures de répartition :

$$A_r = A_{st} / 4 = 0.502 \text{ cm}^2.$$

On prend: $A_r = 4 \varphi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$

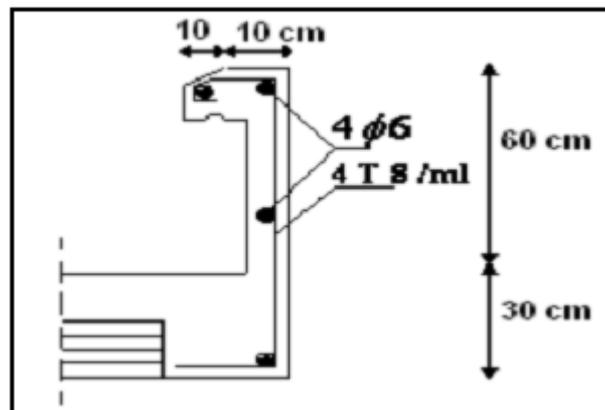


Figure III.13 : coffrage et ferrailage de l'acrotère

Chapitre IV :
ETUDE SISMIQUE

IV.1.Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.2.Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV.3.Méthode de calcul :

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode statique équivalente.

IV.3.1. Méthode statique équivalente:

- Principe:

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

IV.3.2 .Méthode d'analyse modale spectrale:- Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.4. Détermination des paramètres du spectre de réponse:✓ Coefficient d'accélération A:

- Zone(III) D'après la classification sismique de wilaya de boumerdes (RPA 99)

- bâtiment a usage d'habitation : Groupe d'usage 2.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient $A=0.25$

✓ Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau (4.3) R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article (3.4) du R.P.A99/2003.

Dans notre structure on a un système de contreventement mixte portique / voiles avec interaction. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : $R=5$.

✓ Facteur de qualité Q :

critère q	Pq	
	sens longitudinal	sens transversal
Condition minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
redondance en plan	0,05	0,05
régularité en plan	0	0
régularité en élévation	0	0
contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	0,1
Σq	0,25	

Tableau IV.1:Pénalité P_q en fonction de critère de qualité

$$Q= 1 + \sum_1^6 Pq \quad (\text{Tableau 4.4 : RPA 99V2003})$$

Sens longitudinal → $Q_x=1+0.25=1.25$

Sens transversal → $Q_y=1+0.25=1.25$

✓ Facteur de correction d'amortissement "η" :

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

ξ = 6 % pour Portiques en béton armé avec un remplissage léger.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \text{ Formule 4.3 : RPA 99}$$

Donc $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+6}} \rightarrow \eta = 0.94$

✓ Spectre de réponse de calcul :

$$(S_a / g) = \begin{cases} 1,25A [1+ (T/T_1) (2,5\eta (Q/R)-1)] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R)(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta (1,25A)(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{3/5}(Q/R) & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

T : Période fondamentale de la structure

Sa /g : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur = 9,81m /s²

a. Caractéristiques de l'ouvrage :

1. Zone III: sismicité élève.
2. Groupe 2 : ouvrages courants et d'importance moyenne
3. Site S3 : T1= 0,15 s et T2=0,5 s
4. Système de contreventement : R=2 (portiques + voiles)
5. Coefficient d'accélération de la zone A=0,25
6. Facteur de qualité Q=1,25

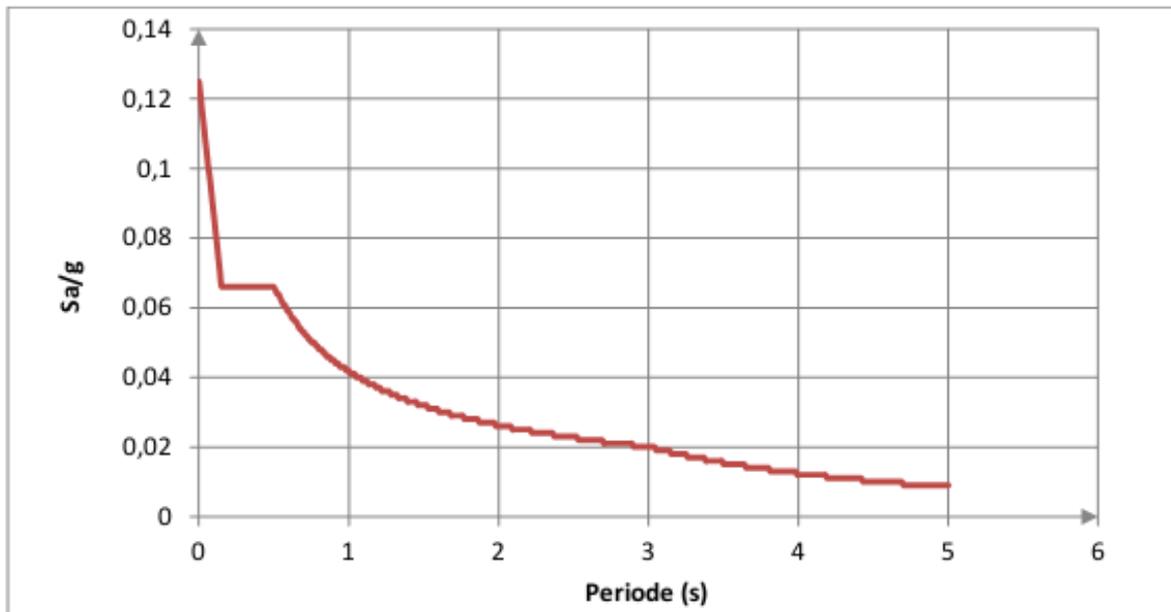
b. le spectre de réponse :

Figure IV-1 : Diagramme de spectre de réponse.

✓ Estimation de la période fondamentale de la structure :

La formule empirique $T = C_T * h_N^{\frac{3}{4}}$:

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

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par : le tableau 4.6 du RPA99/v2003 page 31.

$$- T_a = C_T * h_N^{\frac{3}{4}} = 0,05 * (30.940)^{\frac{3}{4}} \rightarrow T_a = 0,66 \text{ s}$$

$$- T_b = 0,09 * \frac{h_N}{\sqrt{L}} = \begin{cases} L_x = 24,8 \text{ m} \rightarrow T_{bx} = 0,56 \text{ s} \\ L_y = 10,85 \text{ m} \rightarrow T_{by} = 0,81 \text{ s} \end{cases}$$

$$T = \begin{cases} T_x = 0,56 \\ T_y = 0,66 \end{cases}$$

✓ Facteur d'amplification Dynamique moyen "D" :

$$\begin{aligned} 0 < T < T_2 & \rightarrow D = 2,5 \eta \\ T_2 < T < 3s & \rightarrow D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \\ T \geq 3s & \rightarrow D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} \end{aligned}$$

$$\text{Sol (S}_3\text{)} \rightarrow T_2 = 0.5 \text{ s}$$

Donc :

$$D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \begin{cases} D_x = 2.17 \\ D_y = 1.94 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \eta = 0.94$$

IV.5. Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

$$ELU = 1.35 * G + 1.5Q$$

$$ELS = G + Q$$

$$G + Q \mp 1.2 * E$$

$$G + Q \mp E$$

$$0.8 * G \mp E$$

IV.6. Poids total de la structure "W" :

Selon les RPA il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction β des charges d'exploitations, d'après : (le tableau 4.5, RPA99V2003, P30)

$$WT = \sum w_i$$

Avec

- $W_i = W_{gi} + \beta w_{qi}$
- W_{gi} : poids due aux charges permanente
- w_{qi} : charge d'exploitation
- β : coefficient de pondération (d'après RPA99 ; $\beta = 0, 2$)

Niveau	$W_G(\text{KN})$	$W_Q(\text{KN})$	$W_T(\text{KN})$
10	2217,241	39,34	2256,5811
9	2288,328	59,01	2347,3383
8	2322,753	59,01	2381,7633
7	2357,178	59,01	2416,1883
6	2396,193	59,01	2455,2033
5	2435,208	59,01	2494,2183
4	2478,813	59,01	2537,8233
3	2522,418	59,01	2581,4283
2	2570,613	59,01	2629,6233
1	2134,943	59,01	2193,9531
Masse totale	24294,120		

Tableau IV.2:Poids des différents niveaux

IV.7.Les données géométriques :

On calcule les données géométriques de notre structure par rapport au repère (OX, OY) comme le montre la figure suivante :

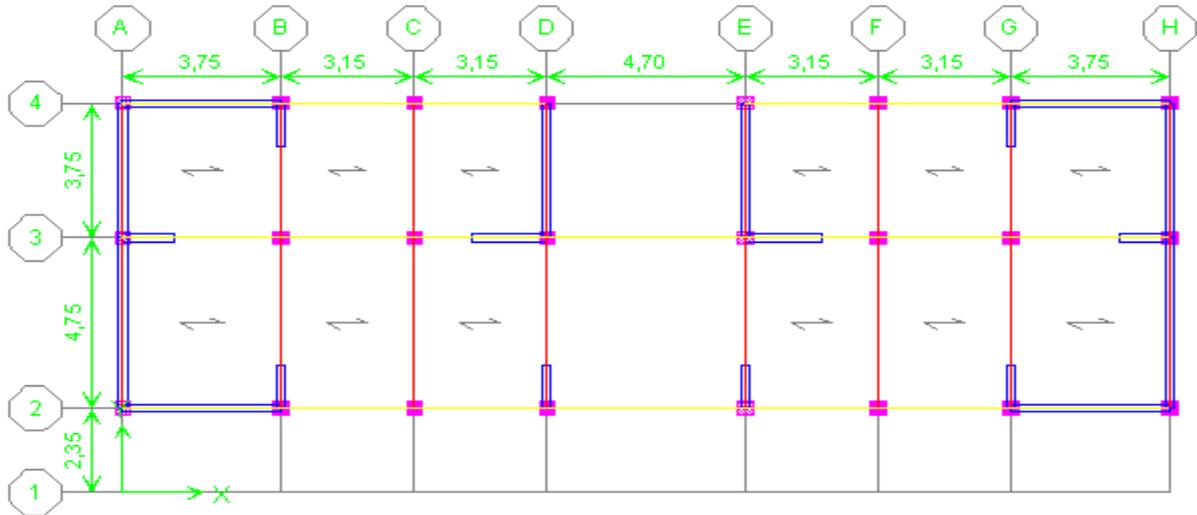


Figure IV.2 : Position des voiles

a. Centre de torsion :

Les coordonnées du centre de torsion sont déterminées par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet X_t = \frac{\sum(I_{x_i} \times x_i)}{\sum I_{x_i}} \\ \bullet Y_t = \frac{\sum(I_{y_i} \times y_i)}{\sum I_{y_i}} \end{array} \right\} \dots\dots\dots [A]$$

Avec :

- X_t : L'abscisse du centre de torsion.
- Y_t : L'ordonnée du centre de torsion.
- I_{xi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox).
- I_{yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy).
- X_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.
- Y_i : l'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

➤ Pour les poteaux :

$$I_{xi} = \frac{b \cdot a^3}{12} \quad ; \quad I_{yi} = \frac{a \cdot b^3}{12}$$

Puisque les poteaux sont des poteaux carrés : $I_{xi} = I_{yi} = \frac{a^4}{12}$

➤ pour les voiles :

Les dimensions sont constantes, alors :

$$I_{xi} = \frac{b' \cdot L^3}{12} \quad ; \quad I_{yi} = \frac{L \cdot b'^3}{12}$$

- Poteaux (55*55)cm² : $I_{xi} = I_{yi} = 7.62 \cdot 10^5 \text{ cm}^{-4} = 0.762 \text{ m}^{-4}$
- Poteaux (50*50)cm² : $I_{xi} = I_{yi} = 5.20 \cdot 10^5 \text{ cm}^{-4} = 0.52 \text{ m}^{-4}$
- Poteaux (45*45)cm² : $I_{xi} = I_{yi} = 3.41 \cdot 10^5 \text{ cm}^{-4} = 0.341 \text{ m}^{-4}$
- Poteaux (40*40)cm² : $I_{xi} = I_{yi} = 2.13 \cdot 10^5 \text{ cm}^{-4} = 0.213 \text{ m}^{-4}$
- Poteaux (35*35)cm² : $I_{xi} = I_{yi} = 1.25 \cdot 10^5 \text{ cm}^{-4} = 0.125 \text{ m}^{-4}$
- Poteaux (D=45cm) : $I_{xi} = I_{yi} = 2.01 \cdot 10^5 \text{ cm}^{-4} = 0.201 \text{ m}^{-4}$
- Voiles (150*25)cm² :
 - $I_{xi} = 3.6 \cdot 10^6 \text{ cm}^{-4} = 3.6 \text{ m}^{-4}$
 - $I_{yi} = 1.56 \cdot 10^5 \text{ cm}^{-4} = 0.156 \text{ m}^{-4}$

Les résultats du centre de torsion sont regroupés dans le tableau suivant:

	RDC	1	,2,3	4,5,	6,7	8,9
X _t	12.4	12,4	12.41	12.41	12.42	12,4
Y _t	6.44	6,58	6.81	6.84	6.90	6,92

Tableau IV. 3: Centre de torsion des planchers

b. Centre de masse :

Les résultats du centre de masse sont regroupés dans le tableau suivant:

niveau	X _{CM} (m)	Y _{CM} (m)
STORY9	12,4	6,598
STORY8	12,4	6,604
STORY7	12,4	6,606
STORY6	12,4	6,608
STORY5	12,4	6,61
STORY4	12,4	6,611
STORY3	12,4	6,613
STORY2	12,4	6,615
STORY1	12,4	6,617
RDC	12,4	6,138

Tableau IV. 4:Centre de masse de chaque niveau

IV.8. Evaluation des excentricités :

Selon les RPA on doit calculer deux types d'excentricités :

- ◆ Excentricité théorique.
- ◆ Excentricité accidentelle.

a. Excentricités théoriques :

$$\begin{cases} e_{xt} = |X_{CM} - X_t| \\ e_{yt} = |Y_{CM} - Y_t| \end{cases}$$

Avec :

X_t, Y_t : Les coordonnées du centre de torsion

X_{CM}, Y_{CM} : Les coordonnées du centre de masse

Les résultats des excentricités théoriques sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	e_{xt} (m)	e_{yt} (m)
RDC	0	0,302
1	0	0,037
2	0,01	0,195
3	0,01	0,197
4	0,01	0,229
5	0,01	0,23
6	0,02	0,292
7	0,02	0,294
8	0	0,316
9	0	0,322

Tableau IV.5: Les excentricités théoriques des planchers

b. Excentricités accidentelles

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet e_{xa} = \max(5\% \times L_{x_{max}} ; e_{xt}) \\ \bullet e_{ya} = \max(5\% \times L_{y_{max}} ; e_{yt}) \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{RPA 99: formule 4.3.7} \dots\dots\dots [G]$$

Avec :

$$L_x = 24.8 \text{ m}$$

$$L_y = 10.85 \text{ m}$$

Les résultats des excentricités accidentelles sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	e _{xa} (m)	e _{ya} (m)
RDC	1.24	0.54
1.2.3	1.24	0.425
4.5.6	1.24	0.425
7.8.9	1.24	0.425

Tableau IV.6: Les excentricités accidentelles

IV.9. Résultats de calcul :

Mode	Period	U _X	U _Y	SumU _X	SumU _Y
1	0,706973	0,66456	0	0,66456	0
2	0,417753	0	0,688581	0,66456	0,688581
3	0,268676	0,000005	0	0,664565	0,688581
4	0,163481	0,20506	0	0,869625	0,688581
5	0,107948	0	0,203505	0,869625	0,892085
6	0,074129	0,004136	0	0,873761	0,892085
7	0,073519	0,065056	0	0,938817	0,892085
8	0,052423	0	0,057525	0,938817	0,949611
9	0,045729	0,031597	0	0,970413	0,949611
10	0,037427	0,000003	0	0,970416	0,949611
11	0,034595	0	0,026086	0,970416	0,975697
12	0,032945	0,015553	0	0,985969	0,975697

Tableau IV.7: Période et facteur de participation massique

IV.10. Détermination de la force sismique : la méthode statique équivalente :

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/2003 par la formule suivante :

$$V = \frac{A D Q}{R} W$$

W : Poids total de la structure

$$V_x = \frac{A Q D_x}{R} W = \frac{0.25 * 1.25 * 2.17}{5} 24294,120 = 3294,89 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A Q D_y}{R} W = \frac{0.25 * 1.25 * 1.94}{5} 24294,120 = 2945,66 \text{ KN}$$

IV.11. Résultante des forces sismiques de calcul :

D'après le RPA 99 V2003 (article 4.3.6, p54), la résultante des forces sismiques à la base V_d obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si $V_d < 0,80 V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **0,8 V_s/V_d** .

- $\underline{V_{dyn} > 80\% V_{sta}}$

$$V_{x \text{ dyn}} > 80\% V_{x \text{ sta}}$$

$$\rightarrow 3234,62 > 0.8 * 3234.79 \rightarrow 3234,62 > 2587.83 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$V_{y \text{ dyn}} > 80\% V_{y \text{ sta}}$$

$$\rightarrow 4136,84 > 0.8 * 2945.66 \rightarrow 4136,84 > 2356,52 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc : la condition « $V_{\text{Dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$ » est vérifié.

- $\underline{T_{dyn} \leq 1.3 * T_{sta}}$

$$T_{\text{dyn}} = 0,706 \text{ S}$$

$$; \quad 1.3 * T_{\text{sta}} = 1.3 * 0.56 = 0.728 \text{ S}$$

Alors :

$$T_{\text{dyn}} = 0,706 \text{ S} < 1.3 * T_{\text{sta}} = 0.728 \text{ S} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- Déplacement relatif $\Delta_K \leq 1\%h$

Diaphragme	Combinaison	U_X	$\bar{\sigma}_{ek}$	Δ_{ek}	U_Y	$\bar{\sigma}_{ek}$	Δ_{ek}	condition
DN10	GQEX MAX	0,0299	0,0037	1,85	0,0006	1E-04	0,05	C V
DN09	GQEX MAX	0,0262	0,0038	1,9	0,0005	0,0001	0,05	C V
DN08	GQEX MAX	0,0224	0,0037	1,85	0,0004	0,0001	0,05	C V
DN07	GQEX MAX	0,0187	0,0038	1,9	0,0003	0	0	C V
DN06	GQEX MAX	0,0149	0,0035	1,75	0,0003	0,0001	0,05	C V
DN05	GQEX MAX	0,0114	0,0033	1,65	0,0002	0,0001	0,05	C V
DN04	GQEX MAX	0,0081	0,003	1,5	0,0001	0	0	C V
DN03	GQEX MAX	0,0051	0,0024	1,2	0,0001	0,0001	0,05	C V
DN02	GQEX MAX	0,0027	0,0018	0,9	0	0	0	C V
DN01	GQEX MAX	0,0009	0,0009	0,45	0	0	0	C V
DN00	GQEX MAX	0	0	0	0	0	0	C V

Tableau IV.8: déplacement relatif inter-étages

- Effet phé – delta (π - Δ)

	RDC	1 ^{iere} étage	2 ^{eme} étage	3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage	8 ^{eme} étage	9 ^{eme} étage
hi [m]	3,4	6,46	9,52	12,58	15,64	18,7	21,76	24,82	27,88	30,94
Wi[kN]	2194	2629,6	2581,4	2537,8	2494,2	2455,2	2416,2	2381,8	2347,0	2256,6
Wi hi [kN,m]	7459.4	16987	24575	31925	39009	45912	52576	59115	65443	69818
Fi [kN]	59,5	135,6	196,1	254,8	311,3	366,4	419,6	471,8	522,3	557,2
Vk[kN]	3294,9	3294,9	3294,9	3294,9	3294,9	3294,9	3294,9	3294,9	3294,9	3294,9
Pk [kN]	24294,1	22100	19470	16889	14351	11857	9401,9	6985,7	4603,9	2256,6
Δk [m]	0,0009	0,0018	0,0024	0,003	0,0033	0,0035	0,0038	0,0037	0,0038	0,0037
Thêta .10 ⁻²	0,1952	0,1869	0,149	0,1222	0,0919	0,0674	0,0498	0,0316	0,019	0,0082

Tableau IV.9: vérification de l'effet phé-delta

CHAPITRE V :
CALCUL DES
ELEMENTS RESISTANTS

V.1.Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature mixte).

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable.

On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ETABS), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

- Les poutres seront calculées en flexion simple.
- Les poteaux seront calculés en flexion composée.
- Les voiles seront calculés aussi en flexion composée.

V.2.Les poteaux :V.2.1.Combinaisons spécifiques de calcul :

Combinaisons fondamentales : « 1er genre » BAEL 91

- $1,35 \times G + 1,5 \times Q$ (ELU)(1)

Combinaisons accidentelles : « 2ème genre » RPA 99

- $G + Q \pm E$ (2)
- $0,8 \times G \pm E$ (3)

Combinaisons fondamentales :

- Béton :

$$\gamma_b = 1.5 \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = 14.17 \text{ Mpa}$$

- Acier :

$$\gamma_s = 1.15 \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

Combinaisons: accidentelles

- Béton :

$$\gamma_b = 1.15 \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$$

- Acier :

$$\gamma_s = 1 \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 400 \text{ Mpa}$$

La combinaison (2) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge (exploitation) est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (de 40% à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'effort internes à savoir :

$$1^{\text{ere}}) N_{\max} ; M_{\text{corr}}$$

$$2^{\text{eme}}) M_{\max} ; N_{\text{corr}}$$

$$3^{\text{eme}}) N_{\min} ; M_{\text{corr}}$$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au max des trois valeurs (cas plus défavorable).

D'après le RPA 99 (article 7.4.2)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimale sera de 0.9 % (zone III).

$$A_{\min} = A_s > 0,9 \% b h \quad (\text{zone III})$$

- Leur pourcentage maximal sera de 3% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons, donnés par le logiciel ETABS sont exprimées dans le tableau suivant :

Niveau	Section [cm ²]	ELU 1,35 G+1,5Q		G+Q+E		0,8G+E	
		N ^{max} [kN]	M ^{corr} [kN.m]	M ^{max} [kN.m]	N ^{corr} [kN]	N ^{min} [kN]	M ^{corr} [kN.m]
RDC, 1 ^{iere}	55	1869,76	9,839	59,604	724,51	433,3	55,45
2 , 3 ^{eme}	50	1269,79	23,296	83,068	493,67	280,21	23,22
4 , 5 ^{eme}	45	1356,3	26,98	92,304	345,31	185,93	4,823
6 , 7 ^{eme}	40	565,21	47,87	88,053	227,35	47,26	3,229
8 , 9 ^{eme}	35	271,21	41,467	77,14	105,97	1,87	1,63

Tableau V-1 : Efforts internes sous **G+Q±E** , **ELU** et **0.8G ± E**

Sections minimales exigées par le RPA99/version2003 :

- Poteaux (55x55) : (RDC, 1^{ere} étage) $A_s = 27.23 \text{ cm}^2$
- Poteaux (50x50) : (2^{eme} ; 3^{eme} étage)..... $A_s = 22.5 \text{ cm}^2$
- Poteaux (45x45) : (4^{eme} ; 5^{eme} étage)..... $A_s = 18.23 \text{ cm}^2$
- Poteaux (40x40) : (6^{eme} ; 7^{eme} étage)..... $A_s = 14.4 \text{ cm}^2$
- Poteaux (35x35) : (8^{eme} ; 9^{eme} étage) $A_s = 11.03 \text{ cm}^2$

V -2-2Exemple de ferrailage :

V -2-2-2 calcul du ferrailage longitudinal :

Soit un poteau du 2^{eme} étage (dimensions : 50x50) .

$c = c' = 5 \text{ cm}$; Section = $50 \times 50 \text{ cm}^2$; acier Fe E400.

1 ^{ere} cas)	$N_{\max} = 1269,79 \text{ KN}$;	$M_{\text{corres}} = 23.29 \text{ KN.m}$	(1,35G+1,5Q)
2 ^{eme} cas	$M_{\max} = 83,068 \text{ KN.m}$;	$N_{\text{corres}} = 493,67 \text{ KN}$	(G+Q+E).
3 ^{eme} cas)	$N_{\min} = 280,21 \text{ KN.}$;	$M_{\text{corres}} = 23,22 \text{ KN.m}$	(0,8G+E)

❖ **1^{er} cas :**

$N_{\max} = 1269.79 \text{ KN}$

$M_{\text{corres}} = 23.29 \text{ KN.m}$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{23.29}{1269.79} = 0,0183 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right) = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{3.06}{250} = 1,22 \text{ cm} \right) = 0,02 \text{ m}$$

$e_1 = e_0 + e_a = 0,0383 \text{ m}$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.7 \cdot 3,06}{0.5} = 4.28 \dots\dots\dots \ll l_f: \text{ longueur de flambement} \gg$$

$$\alpha = \frac{MG}{MG + MQ} = \frac{34.035}{34.035 + 3.548} = 0.905$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \times \varphi) = \frac{3 \times 2,142^2}{10^4 \times 0.5} (2 + 0,905 \times 2) = 0,0104 \text{ m}$$

Sollicitations corrigées pour le calcul sont :

$N = 1269.79 \text{ KN}$

$M^{\text{corriger}} = 1269.79 \times (e_1 + e_2) = 1269.79 \times (0.0487) = 61.838 \text{ KN.m.}$

- $A = (0,337h - 0,81c')$ b. h. f_{bu} .

$$= (0,337 \times 0,5 - 0,81 \times 0,05) \times 0,5 \times 0,5 \times 14,17$$

$$A = 0,4534 \text{ MN.m}$$

$$\bullet B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$\alpha = (d-h/2) = 0,45 - 0,5/2 = 0,2 \text{ m}$$

$$M_{ua} = M^{\text{corriger}} + N_u \times \alpha = 61,838 \cdot 10^{-3} + 1269,79 \cdot 10^{-3} \times 0,2 = 0,315 \text{ MN.m}$$

$$B = 1269,79 \cdot 10^{-3} \times (0,45 - 0,05) - 0,315 = 0,1929 \text{ MN.m}$$

$A > B$; $\mu_a = 0,219 > 0,186$ Domain 2a, SPC

$$\alpha = 0,313 \Rightarrow Z = 0,393 \text{ m}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right) = 7,68 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{es} = 1,74 \cdot 10^{-3} < \varepsilon_s = 7,68 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] = -11,70 < 0 \text{ cm}^2$$

❖ 2^{eme} cas :

$$M_{\max} = 83,068 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corres}} = 493,67 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{83,068}{493,67} = 0,168 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right) = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{3,06}{250} = 1,22 \text{ cm} \right) = 0,02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0,188 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{MG}{MG + MQ} = \frac{34,035}{34,035 + 3,548} = 0,905$$

$$e_2 = \frac{3 \times l^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \times \varphi) = \frac{3 \times 2,142^2}{10^4 \times 0,5} (2 + 0,905 \times 2) = 0,0104 \text{ m}$$

Sollicitations corrigées pour le calcul sont :

$$N = 493,67 \text{ KN}$$

$$M^{\text{corriger}} = 493,67 \times (e_1 + e_2) = 493,67 \times (0,1984) = 97,944 \text{ KN.m}$$

$$\bullet A = (0,337h - 0,81c') \text{ b. h. } f_{bu}$$

$$= (0,337 \times 0,5 - 0,81 \times 0,05) \times 0,5 \times 0,5 \times 18,47$$

$$A = 0,591 \text{ MN.m}$$

$$\bullet B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$\alpha = (d-h/2) = 0,45 - 0,5/2 = 0,2 \text{ m}$$

$$M_{ua} = M^{\text{corriger}} + N_u \times \alpha = 97.944.10^{-3} + 493.67 .10^{-3} \times 0,2 = 0.196 \text{ MN.m}$$

$$B = 493.67 .10^{-3} \times (0,45 - 0,05) - 0.196 = 0,00146 \text{ MN.m}$$

A > B; $\mu_a = 0,104 < 0,186$ Domain 1, SPC

$$\alpha = 0.137 \Rightarrow Z = 0.425 \text{ m}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right) = 2.2.10^{-2}$$

$$\varepsilon_{es} = 1,74.10^{-3} < \varepsilon_s = 2.2.10^{-2}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] = -8.12 < 0 \text{ cm}^2$$

❖ 3^{eme} cas :

$$N_{\min} = 280,21 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corres}} = 23,22 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{23.22}{280.21} = 0.0828 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right) = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{3.06}{250} = 1,22 \text{ cm} \right) = 0,02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0,1028 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{MG}{MG + MQ} = \frac{34.035}{34.035 + 3.548} = 0.905$$

$$e_2 = \frac{3 \times l^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \times \varphi) = \frac{3 \times 2,142^2}{10^4 \times 0.5} (2 + 0,905 \times 2) = 0,0104 \text{ m}$$

Sollicitations corrigées pour le calcul sont :

$$N = 280,21 \text{ KN}$$

$$M^{\text{corriger}} = 280,21 \times (e_1 + e_2) = 280,21 \times (0.1132) = 31.179 \text{ KN.m.}$$

- $A = (0,337h - 0,81c') \text{ b. h. } f_{bu}$
 $= (0,337 \times 0.5 - 0,81 \times 0,05) \times 0,5 \times 0.5 \times 18.47$

$$A = 0,591 \text{ MN.m}$$

- $B = N_u (d - c') - M_{ua}$.

$$\alpha = (d - h/2) = 0,45 - 0.5/2 = 0.2 \text{ m}$$

$$M_{ua} = M^{\text{corriger}} + N_u \times \alpha = 31.179.10^{-3} + 280.21 .10^{-3} \times 0,2 = 0,0872 \text{ MN.m}$$

$$B = 280.21.10^{-3} \times (0,45 - 0,05) - 0.0872 = 0.024 \text{ MN.m}$$

A > B; $\mu_a = 0,046 < 0,186$ Domain 1, SPC

$$\alpha = 0,059 \Rightarrow Z = 0,439\text{m}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right) = 5.58.10^{-2}$$

$$\varepsilon_{es} = 1,74.10^{-3} < \varepsilon_s = 5.58.10^{-2}$$

$$\sigma_s = 400\text{MPa}$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] = -2.04 < 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = A_s > 0,9 \% b h = A_s = 0.009 * 50 * 50 = 22.5 \text{ cm}^2$$

On adopte : **8HA20** ; Soit : $A_s = 25.13 \text{ cm}^2$

La quantité de ferrailage des poteaux est montrée dans les tableaux suivants :

Niveau	Section [cm ²]	Nmax [kN.m]	Mcorr [kN]	A [MN.m]	B [MN.m]	A _{CAL} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)
RDC ; 1 ^{iere}	55*55	1869,76	9,839	0,6035	0,341	0.00	27,23
2 ^{eme} ; 3 ^{eme}	50*50	1269,79	23,296	0,4534	0,192	0.00	22,5
4 ^{eme} ; 5 ^{eme}	45*45	1356,3	26,98	0,3305	0,1757	0.00	18,23
6 ^{eme} ; 7 ^{eme}	40*40	565,21	47,87	0,2321	0,0253	0.00	14,4
8 ^{eme} ; 9 ^{eme}	35*35	271,21	41,467	0,1555	-0,0118	0.00	11,03

Tableau V-2 : Ferrailage obtenue par N_{max} et M_{corr}

Niveau	Section [cm ²]	Mmax [kN.m]	Ncorr [kN]	A [MN.m]	B [MN.m]	A _{CAL} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)
RDC ; 1 ^{iere}	55*55	59,604	724,51	0,7866	0,0763	0.00	27,23
2 ^{eme} ; 3 ^{eme}	50*50	83,068	493,67	0,591	0,00146	0.00	22,5
4 ^{eme} ; 5 ^{eme}	45*45	92,304	345,31	0,431	-0,0407	0.00	18,23
6 ^{eme} ; 7 ^{eme}	40*40	88,053	227,35	0,3026	-0,0586	0.00	14,4
8 ^{eme} ; 9 ^{eme}	35*35	77,14	105,97	0,2027	-0,0655	0.00	11,03

Tableau V-3 : Ferrailage obtenue par M_{max} et N_{corr}

Niveau	Section [cm ²]	N _{min} [kN.m]	M _{corr} [kN]	A [MN.m]	B [MN.m]	A _{CAL} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)
RDC ; 1 ^{iere}	55*55	433,3	55,45	0,7866	0,0258	0.00	27,23
2 ^{eme} ; 3 ^{eme}	50*50	280,21	23,22	0,591	0,0242	0.00	22,5
4 ^{eme} ; 5 ^{eme}	45*45	185,93	4,823	0,4308	0,0229	0.00	18,23
6 ^{eme} ; 7 ^{eme}	40*40	47,26	3,229	0,3026	0,0028	0.00	14,4
8 ^{eme} ; 9 ^{eme}	35*35	1,87	1,63	0,2027	-0,0014	0.00	11,03

Tableau V-4 : Ferrailage obtenue par N_{min} et M_{corr}

Niveau	Section [cm ²]	A _{RPA} (cm ²)	choix des barres	A _s choisie (cm ²)
RDC ; 1 ^{iere}	55*55	27,23	4HA25+4HA16	27,68
2 ^{eme} ; 3 ^{eme}	50*50	22,5	8HA20	25,13
4 ^{eme} ; 5 ^{eme}	45*45	18,23	4HA20+4HA16	20,61
6 ^{eme} ; 7 ^{eme}	40*40	14,4	8HA16	16,09
8 ^{eme} ; 9 ^{eme}	35*35	11,03	8HA14	12,32

Tableau V-5 : récapitulatif du choix des barres.

V -2-2-3 calcul du ferrailage transversal:

- Vérification du poteau à l'effort tranchant.

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux.

$$V_{u \max} = 70.37 \text{ KN}$$

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

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h₁ : hauteur totale de la section brute.

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

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

t : espacement des armatures transversales.

Espacement :

La valeur maximale est fixée comme suit :

En zone nodale (zone III)

$t \leq 10\text{cm}$. On prend une valeur de $t = 10\text{cm}$.

En zone courante :

$t \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10\Phi_1)$.

Φ : diamètre minimal longitudinal. On prend la valeur de $t = 15$

Détermination de ρ_a :

Calcul de l'élanement géométrique du poteau λ_g :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,5} = 4,28 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot Vu}{h_1 \cdot f_e} \cdot t = \frac{3,75 \times 70,37 \cdot 10^{-3} \cdot 0,1}{0,5 \times 400} = 1,31 \text{cm}^2$$

$$A_t = 1,31 \text{cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ cadres de } \Phi_8 \quad A_t = 2,51 \text{ cm}^2$$

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

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right) \dots \dots \dots \text{BAEL 91}$$

Avec :

Φ_1 : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

t : espacement des armatures transversales .

Donc :

- Zone nodal : $t \leq 10\text{cm}$. On prend une valeur de $t = 10\text{cm}$.
- Zone courante : $t \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10\Phi_1)$.

Φ : diamètre minimal longitudinal. On prend la valeur de $t = 15$

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$V_{u_{\max}} = 70.37 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{70.37}{0.5 * 0.45} = 0.312 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.13f_{c28}, 4 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau < \bar{\tau}_u \\ \tau < \bar{\tau} \end{array} \right\} \text{ Conditions vérifiées.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135°, ayant une longueur de $10\phi_t = 10 \text{ cm}$.

niveau	$\Phi l \leq \min \left(\Phi l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right)$		Espacement du ferrailage transversal	
	Φl	choix	zone nodal	zone courante
RDC ;1	1,57	2Φ10	10	15
2;3;4;5 ^{eme} étage	1,42	2Φ10	10	15
6;7;8;9 ^{eme} étage	1	2Φ8	10	15

Tableau V.6:Ferrailage transversale des poteaux

V.3.Les poutres :

V.3.1.Recommandation du RPA99:

A. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

B. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

C. Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- Ferraillage minimal d'après CBA93 : (Condition De Non Fragilité)

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 * b_o * d f_{t28}}{f_e}$$

Pour les poutres (35* 40) $A_{\min} = 1.52 \text{ cm}^2$.

Pour les poutres (30 * 35) $A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2$.

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_{\min} = 0.5\% * (b * h).$$

Pour les poutres (35 * 40) $A_{\min} = 7.0 \text{ cm}^2$.

Pour les poutres (50 * 35) $A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2$.

- Pourcentage maximal d'après RPA99 version 2003 :

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante

6% en zone de recouvrement

Pour les poutres (35*40)

$$4\% \text{ en zone courante} \Rightarrow A_{\max} = 56 \text{ cm}^2$$

$$6\% \text{ en zone de recouvrement} \Rightarrow A_{\max} = 84 \text{ cm}^2$$

Pour les poutres (30*35)

$$4\% \text{ en zone courante} \Rightarrow A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$$

$$6\% \text{ en zone de recouvrement} \Rightarrow A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$$

- La longueur minimale de recouvrement est :

50 ϕ en zone III

- Calcul des armatures transversales :

Pour reprendre l'effort tranchant et limiter les fissures des armatures transversales sont disposées en cours successifs plans et normaux à L'axe longitudinal de la pièce

D'après RPA99/03 : L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée en prend le : minimum de **(h/4, 12 ϕ_t)**.

- En dehors de la zone nodale: $s \leq h/2$: La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une Section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés qu'il faut considérer.

- Vérification de la contrainte tangente :

Les règles CBA93 (A.5.1) considérant la contrainte tangente conventionnelle ou nominal comme étant : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$

V_u = effort tranchant à L'E.L.U.

b_0 = largeur de la poutre ou le poteau.

d = hauteur utile.

τ_u doit vérifier la condition :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min(0,13f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa} \quad (\text{fissuration peu nuisible}).$$

$$f_{cj} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = 3,25 \text{ Mpa}$$

V.3.2. Exemple d'étude de la poutre principale:

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	21,73	1	400	400

Poutre principale (35*40)cm² :

M max (sur l'appui) = 142.01 KNm

M max (en travée) = 85.82KNm

V max = 173.55 KNm

a/ Ferrailage longitudinal :a.1) Ferrailage des travées :

$$M_{ult} = 85.82 \text{ KN.m}$$

D'après B.A.E.L 91 :

$$\mu = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu}) = 0,1335$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,1798$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,334 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{85.82 \times 10^{-3}}{0.334 \times 348} = 7.38 \text{ cm}^2$$

Section minimale de RPA :

$$A_{min} = 7 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc : } 5\text{HA14} = 7.7 \text{ cm}^2$$

a.2) Ferrailage sur appui :

$$M_{amax} = 133.79 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc } \mu = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu}) = 0.159$$

$\mu < \mu_R \Rightarrow$ il n'est donc pas nécessaire de mettre des armatures comprimées on se trouve dans le domaine 1,

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.218$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0,3284 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{133.79 \times 10^{-3}}{0.3284 \times 400} = 10.18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } 3\text{HA14 (filante)} + 3\text{HA16 (chapeaux)} = 10.65 \text{ cm}^2$$

b/ Vérification nécessaire pour les poutres :b-1) La condition de non fragilité :

$$A_{min} > 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{min} > 0.23 \times 35 \times 40 \times \frac{2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2 \quad \text{C'est vérifié.}$$

b-2) contrainte tangente :

$$V_u^{\max} = 173.55 \text{ KN.}$$

$$\tau_u^{\max} = 0,1735 / 0,35 \times 0,36 = 1.391 \text{ MPA.}$$

$$\overline{\tau} = \min(0.13f_{c28}; 4 \text{ MPA}) = 3,25 \text{ MPA} \quad (\text{fissuration peu nuisible}).$$

$$\tau_u^{\max} < \overline{\tau} \quad (\text{vérifié}).$$

c/ Disposition constructive :

c-1) Espacement :

$$S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}).$$

Donc : $S_t \leq 32.4\text{cm}.$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}.$

c-2) Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2)

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \leq 0.4 \text{ Mpa}$$

$$A_t \geq 0.4 \times b_0 \times S_t / f_e.$$

$$A_t = 0,4 \times 0,35 \times 0,2 / 400 = 0,7 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte

$$A_t = 1.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2\text{HA}8$$

$$S_t = 10 \text{ cm sur l'appui}$$

$$S_t = 20 \text{ cm en travée}$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section :

→ Sur appuis : $A_{\text{totale}} = 5\text{HA}14 + 3\text{HA}14 + 3\text{HA}16 = 18.35 \text{ cm}^2 > 7 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{CV}$

→ En travée : $A_{\text{totale}} = 5\text{HA}14 + 3\text{HA}14 = 12.32 \text{ cm}^2 > 7 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

d / Récapitulatif de ferrailage :

Section [cm ²]	Position	M [kN.m]	μ	α	Z(m)	A _{cal} [cm ²]	A _{RPA} [cm ²]	A _s [cm ²] adopter	Choix des barres
35*40	Travée	85.82	0.133	0.179	0.334	7.38	7	7.38	5HA14=7.70
	appui	133.79	0.159	0.218	0.328	10.18	7	10.18	3HA14+3HA16 =10.65
30*35	Travée	75.49	0.136	0.183	29.18	5.66	5.25	5.66	2HA12+3HA14 =6.88
	appui	101.69	0.185	0.257	28.25	8.99	5.25	8.99	6HA14=9.11

Tableau V-7 : récapitulatif des sections d'armature sous G+Q+E et ELU

	Poutre 35x40
V (KN)	173.55
τ (Mpa)	1.391
$\bar{\tau}$ (Mpa)	3,25
$\tau < \bar{\tau}$	C.V

Tableau V-8: Vérification des contraintes

E) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :Appui de rive :Vérification de la section d'armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifiée que :

$$A_s \geq V_u \cdot \gamma_s / f_e.$$

$$10.18 \cdot 10^{-4} \geq 0.1735 \cdot 1,15 / 400 = 4.98 \cdot 10^{-4} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}.$$

$$b = 0,35 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA.}$$

$$a? \quad a = l_a - 2 \text{ cm}$$

$$l_a = \text{longueur d'ancrage.}$$

On choisit un crochet droit.

$$l_a = l_s - 31,13 \cdot \varphi_1$$

φ_1 : armatures longitudinales.

l_s : longueur de scellement droit.

$$l_s = 35 \cdot \varphi_1 \quad (f_e E400, \psi_s = 1,5)$$

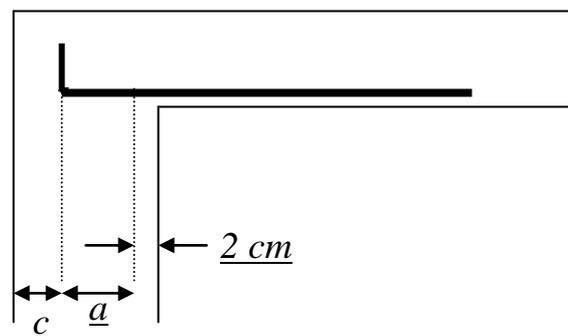
$$l_a = (35 - 31,13) \times 2 = 7,74 \text{ cm.}$$

$$L_{a,\min} = r + 0,5 \varphi_1$$

$$r = 5,5 \cdot \varphi_1$$

$$l_{a,\min} = 6 \times 2 = 12 \text{ cm.}$$

$$a = 12 - 2 = 10 \text{ cm.}$$



$0,0016\text{cm} \leq a=10\text{cm} \leq 44,55\text{cm}$ la condition est vérifiée.

$V_u=0,1735\text{MN} \leq 0,267 \times 0,1 \times 0,35 \times 25 = 0,233\text{ MN}$ la condition est vérifiée.

F) Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poutres à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service,

- les contraintes sont calculées à l'E LS sous le moment (M_{ser})
- la fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier

la contrainte du béton est limitée par : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{ MPa}$

- la poutre sont calculée en flexion simple, et pour calculée la contrainte σ_{bc} de chaque poutre il faut suivre les étapes suivants :

- Calcul de la position de l'axe neutre : $S = \frac{b}{2} y^2 + n A's (y-c') - n.A_s (d-y) = 0$
- Calcul du moment d'inertie : $I = \frac{b}{3} y^3 + n A's (y-c')^2 + n A_s (d-y)^2$

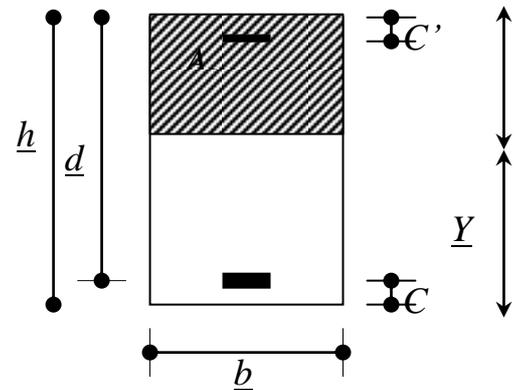
Où : A_s : section d'armatures tendue

$A's$: section d'armatures comprimées

n : 15 coefficient d'équivalence

Calcul des contraintes :

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



- Vérification des contraintes Compression du béton :

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

Les résultats des vérifications sont présentés dans les tableaux ci après :

Section [cm ²]	Position	M ser [kN,m]	A _s	I(m ⁴)	y (m)	σ _b MPa	σ̄ _{bc} MPa	Condition
35X40	Travée	118.2	7.38	0.0078	0.1204	1.82	15	Vérifiée
	Appui	209.92	10.18	0.0297	0.1364	0.964	15	Vérifiée
30x35	Travée	112.2	5.66	0.00438	0.105	0.268	15	Vérifiée
	Appui	209.92	8.99	0.00608	0.123	0.424	15	Vérifiée

Tableau V-9 : Vérifications des contraintes à l' ELS

V- 4 Les voiles :

V.4.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales.

Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelés contreventement mixte, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

V-4-2. Ferrailage des voiles

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 version 2003) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le R.P.A.99V2003 :

- ✓ Pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%.
 - En zone courante 0.10%.
- ✓ L'espacement des barres horizontales et verticales : $S < \min(15e ; 30 \text{ cm})$
- ✓ Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

40 Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20 Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les Combinaisons d'actions.

✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception de la zone d'about) ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

V-4-2 Exemple d'application :

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L'\right) \text{ Article 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

L : est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilise la méthode des contraintes

Détermination des sollicitations :

$$\begin{aligned}
 M &= 260.98 \text{ t.m} & I &= 1.78 \text{ m}^4 \\
 N &= 114.87 & \Omega &= 0.95 \text{ m}^2 \\
 v &= h/2 = 3.4/2 = 1.7 \text{ m}
 \end{aligned}$$

-Armatures verticales:

$$\begin{aligned}
 \Sigma_1 &= \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{114.87}{0.95} + \frac{260.98 \times 2.37}{1.78} = 467.72 \text{ t/m} \\
 \sigma_2 &= \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = \frac{114.87}{0.95} - \frac{260.98 \times 2.37}{1.78} = -231.85 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

Calcul de L_t :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 4.75 \frac{231.85}{467.72 + 231.85} = 1.57 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 4.75 - 1.57 = 3.18 \text{ m}$$

$$d \leq \min(5.10/2, (2/3) \times 3.18) = \min(2.55; 2.12) = 2.12 \text{ m}$$

$$d > L_t \text{ donc } d \text{ dans la zone comprimée alors } \sigma_2' = 0 \text{ (} d = L_t \text{)}$$

$$I' = (0.2 \times 1.57^3)/12 = 0.064 \text{ m}^4$$

$$v' = 1.57/2 = 0.785 \text{ m}$$

$$\Omega' = 0.20 \times 1.75 = 0.314 \text{ m}^2$$

Donc:

$$N_1 = (\Omega'/2) \times (\sigma_2 + \sigma_2') \Rightarrow N_1 = -36.40 \text{ t}$$

$$M_1 = (I'/2v') \times (\sigma_2' - \sigma_2) \Rightarrow M_1 = 9.45 \text{ t.m}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{9.45}{36.4} = 0.25 \text{ m} < d/6 \text{ et}$$

N est un effort de traction \Rightarrow S.E.T (section entièrement tendue).

$$c = 5 \text{ cm.} \quad ; \quad c' = 10 \text{ cm}$$

$$e_1 = d/2 - e_0 - c = 0.76 \text{ m}$$

$$e_2 = d/2 + e_0 - c' = 1.21 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_e = (36.4 \times 10^{-2} \times 1.21) / [(0.76 + 1.21) \times 400] \\
 &= 5.58 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s'} &= N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_e = (36.4 \times 10^{-2} \times 0.76) / [(0.76 + 1.21) \times 400] \\
 &= 3.51 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_s = A_s + A_{s'} = 9.09 \text{ cm}^2$$

$$(A_s/ml)/face = 9.1 / (2 \times 1.75) = (2.89 \text{ cm}^2)/ml/face$$

Armatures minimales de RPA 99/03:

D'après le RPA 99/03 (Art 7.7.4.1):

$$A_{RPA} = 0.20\% b L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 0,2 \times 1,57 = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA}/\text{ml}/\text{face} = 6.28 / (2 \times 1,57) = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le pourcentage minimal :

$$A_{min} = 0.15\% \times b \times l = 0.15\% \times 0,2 \times 4.75 = 14.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}/\text{ml}/\text{face} = 14.25 / (2 \times 4.75) = 1.5 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}.$$

$$\text{Donc : } A_{SV} = \max(A_S ; A_{min} ; A_{RPA}) = 2.89 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie :

$$A_S = 2 \times 2.898 \times (4.75/2) = 13.72 \text{ cm}^2.$$

En zone courante : soit 14 HA14 (A_S=13.72 cm²)

Espacement :

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \min(1,5e, 30) = 22.5 \text{ cm}.$$

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}.$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

VOILE	V1
Largeur e (m)	0,2
longueur L (m)	4.75
σ_1	467.72
σ_2	-231.85
L_T	11.57
L'	3,18
d	2,12
σ_2'	0
N1	-36.4
M1	9.45
As_1+As_2 (cm ²)	9.10
As (cm ² /ml /face)	1,5
As RPA (cm ² /ml /face)	5
As min (cm ² /ml /face)	1.5
As max (cm ² /face)	2.89
S_t courante cm	15
armatures courantes cm	12Φ14

Tableau V-10 : Résultat de ferrailage vertical

Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :a .Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99/V2003).

-La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4 T_{cal}/b_0d$

Avec ;

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d: hauteur utile.

h:hauteur totale de la section brute.

-la contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$.

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

b. Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e}$$

D' autre part le RPA 99/03 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0,15% de la section du voile considérée si : $\tau \leq 0.025f_{c28}$.

0,25% de la section du voile considérée si : $\tau > 0.025f_{c28}$

c. Exemple d'application :

Voiles : V_5 :

$$\tau = \frac{1,4 T_{cal}}{b_0 d} \quad ; \quad \tau = (1,4 \times (885.6 \times 10^{-3})) / (0,2 \times 3.06) = 2.02 \text{ MPa}$$

$\tau = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa} \exists \tau_u = 2.02 \text{ MPa} \Rightarrow$ vérifiée.

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e}$$

$S_t \leq \min(1,5a, 30\text{cm})$ Art 7.7.4.3 RPA99/V2003.

Soit : $S_t = 20\text{cm}$.

$A_t = 2.52 \text{ cm}^2$; $A_{t \min}(\text{RPA}) = 1.2 \text{ cm}^2$

Soit: 5HA8/ml/face

voiles	
$h (m)$	3.4
$d (m)$	3.06
$b (m)$	0.2
$T (KN)$	885.6
$\tau (MPa)$	1.75
$\bar{\tau}$	5
$\tau \leq \bar{\tau}$	Oui
$S_t (cm)$	10
A_t	2.225
$A_{t \min}$	5
$A_t (cm^2)/mL$	2.525
Choix des barres/(mL)	5HA12

Tableau V-11 : Résultat de ferrailage horizontal

Croquis de ferrailage des éléments structuraux :

les poteaux :

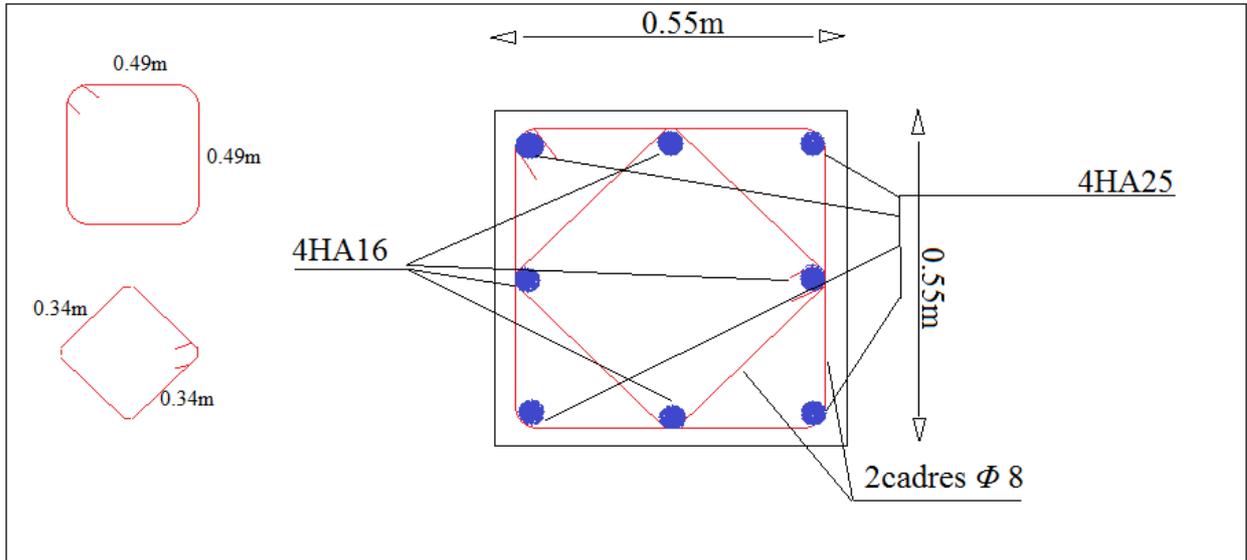


Figure V-1 Croquis de ferrailage de poteaux du RDC ; 1^{ère} étage (55x55) cm²

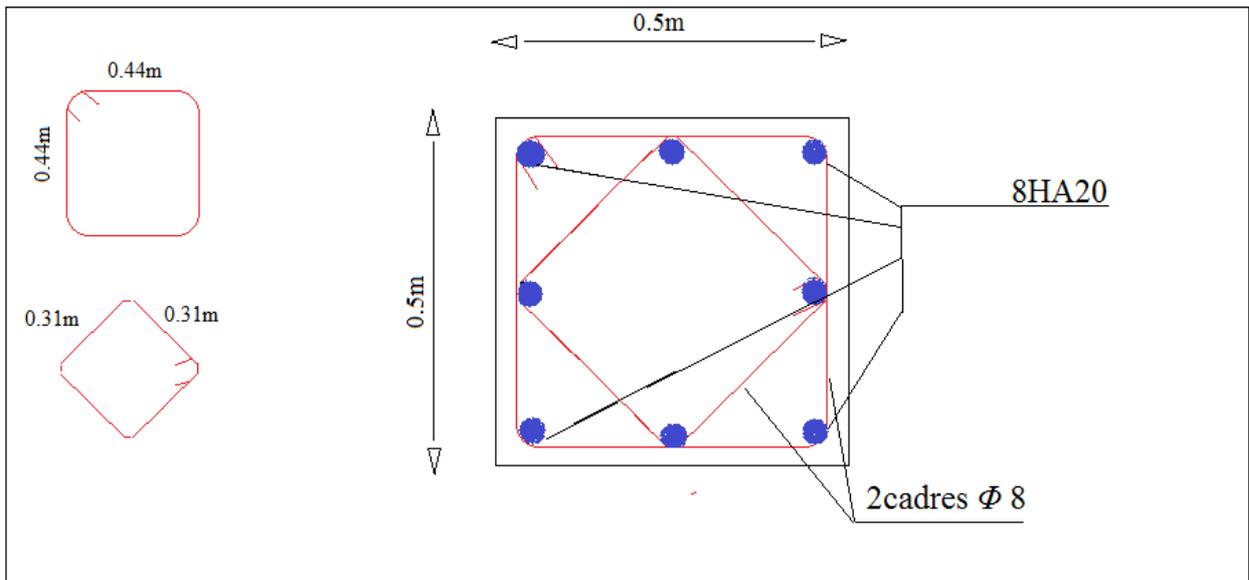


Figure V-2 Croquis de ferrailage de poteaux du 2^{ème} ; 3^{ème} étage (50x50) cm²

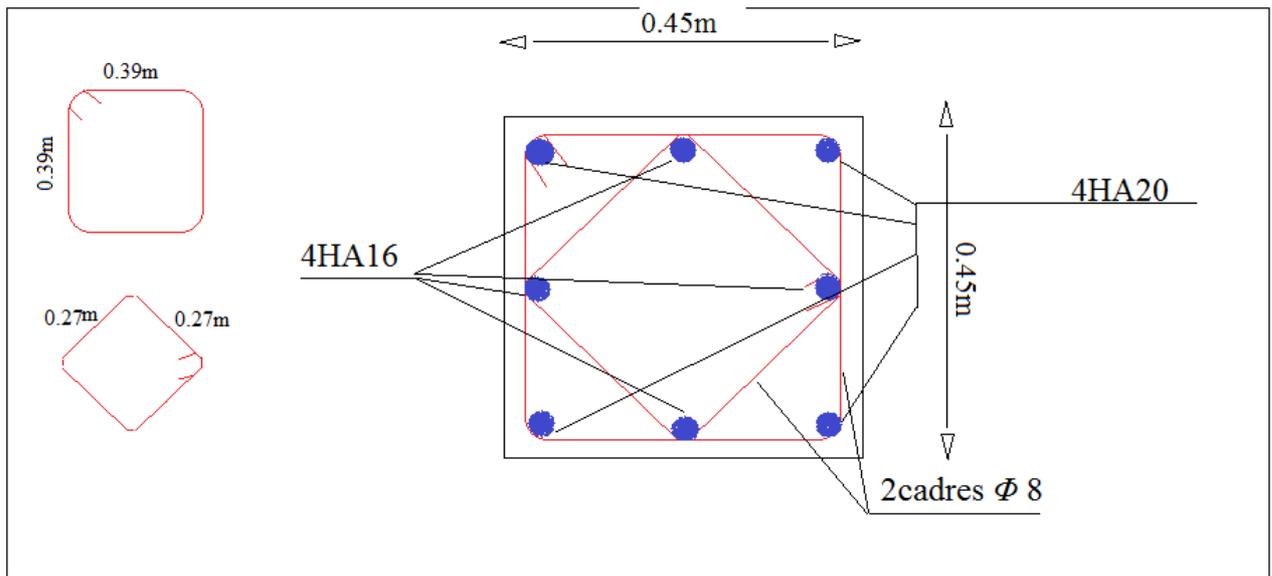


Figure V-3 Croquis de ferrailage de poteaux du 4^{eme} ; 5^{eme} étage (45x45) cm²

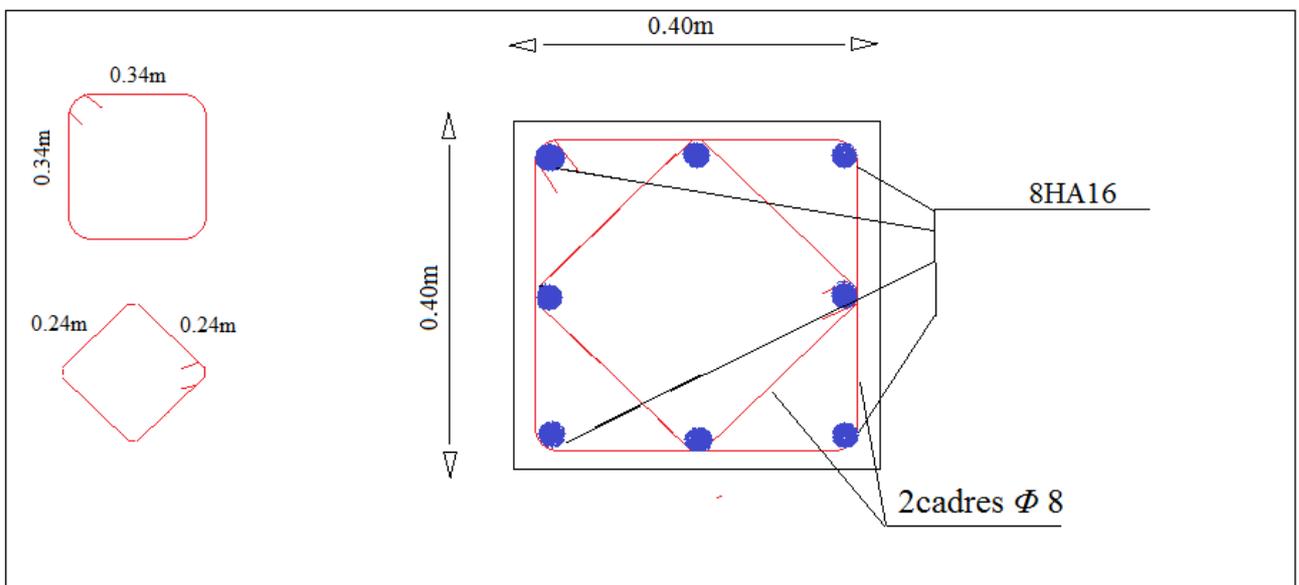


Figure V-4 Croquis de ferrailage de poteaux du 6^{eme} ; 7^{eme} étage (40x40) cm²

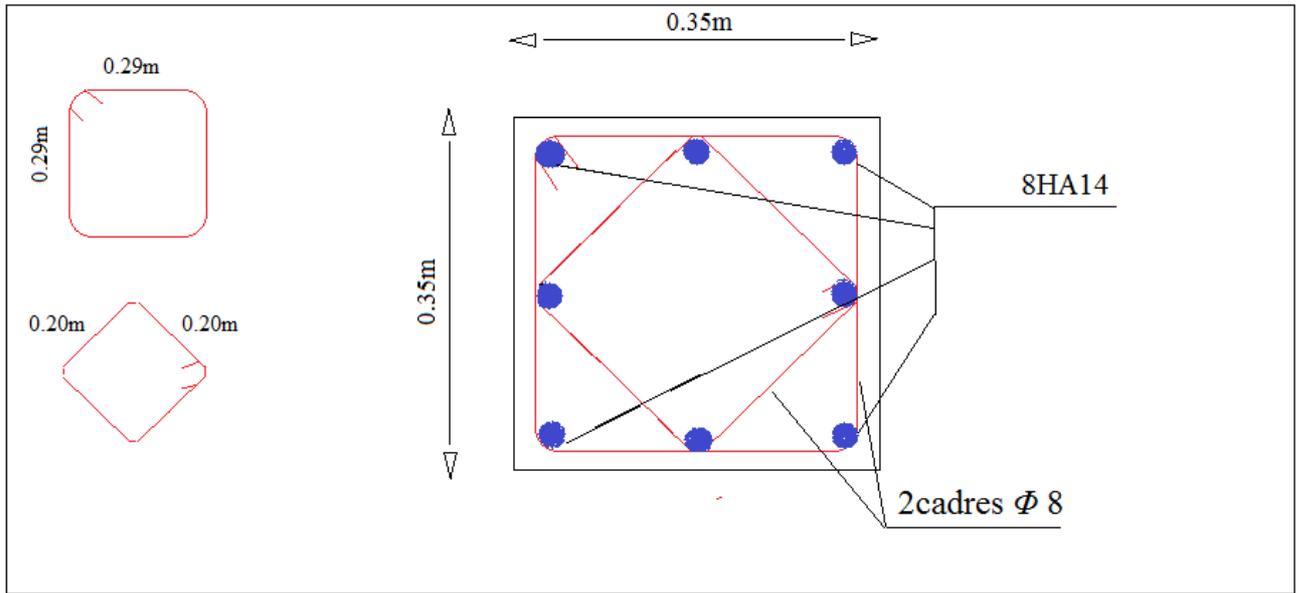


Figure V-5 Croquis de ferrailage de poteaux du 8^{eme} ; 9^{eme} étage (35x35) cm²

les poutres :

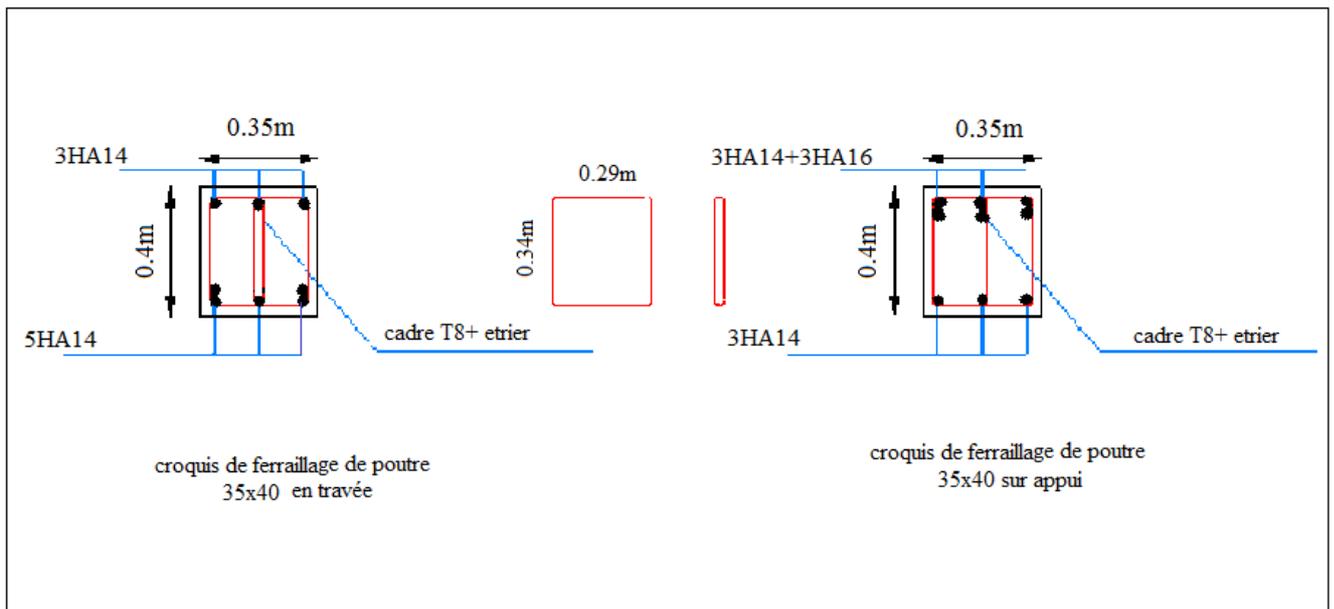


Figure V-6 Croquis de ferrailage de poutre principale (35x40) cm²

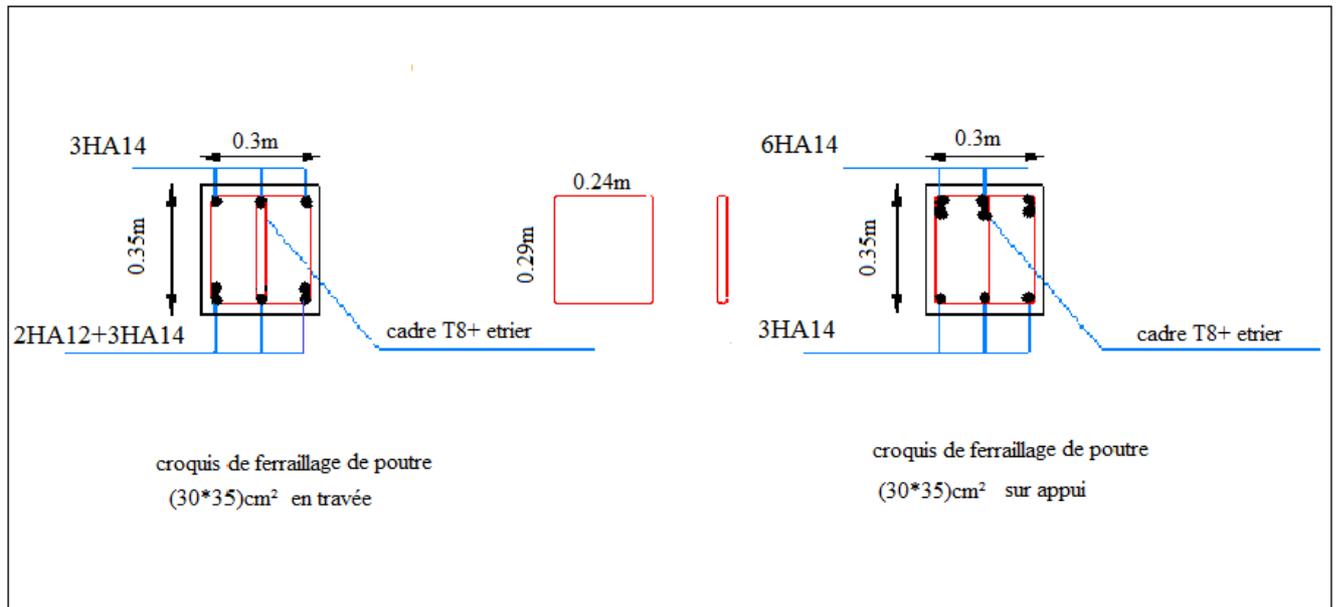


Figure V-7 Croquis de ferrailage de poutre secondaire (30x35) cm²

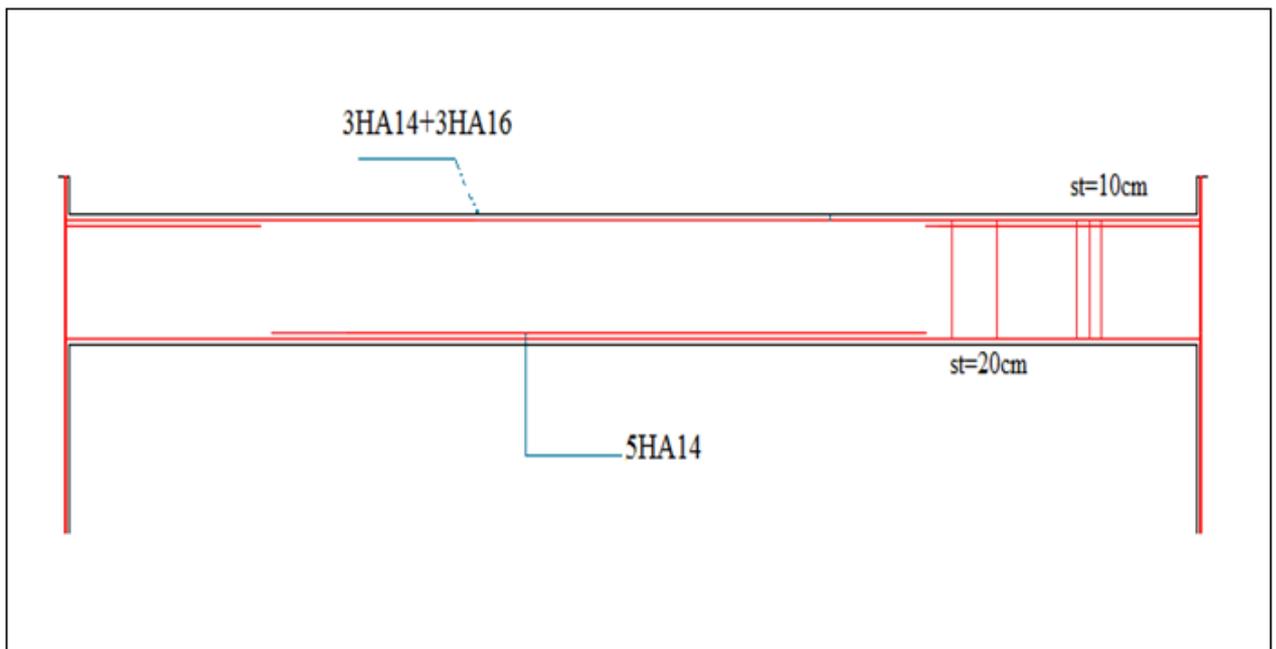


Figure V-8 coupe longitudinal du ferrailage de la poutre principale (35x40)cm²

les voiles :

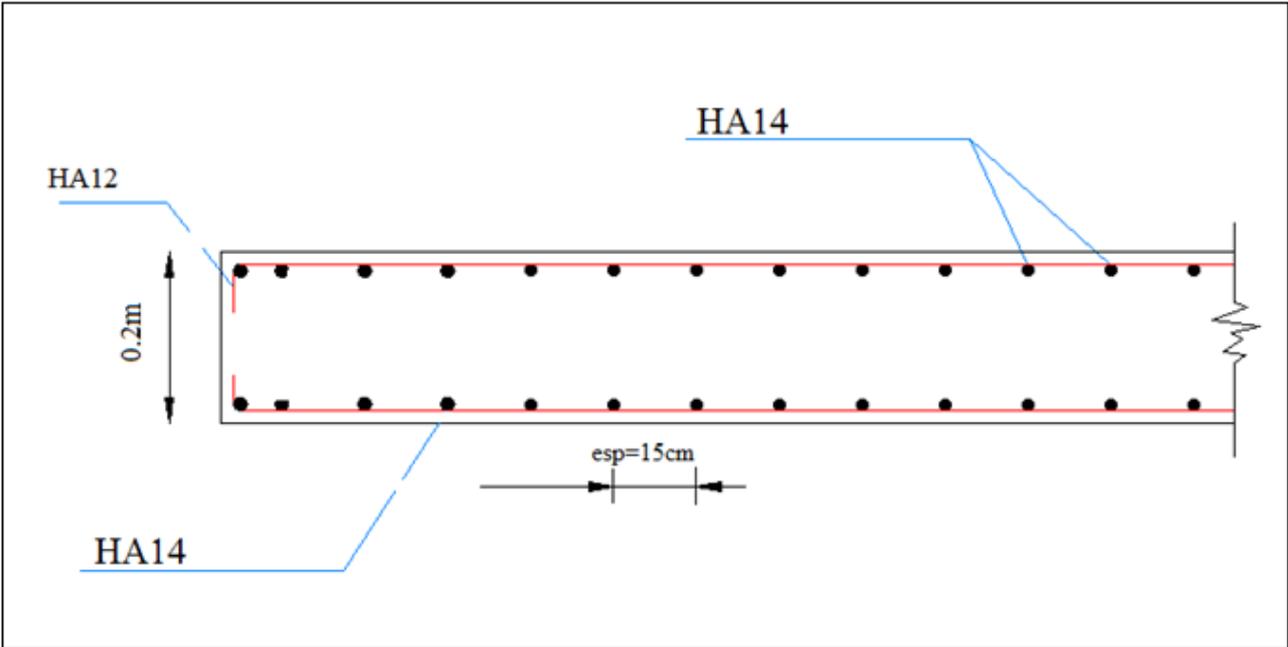


Figure V-9 Croquis de ferrailage du voile

CHAPITRE VI :
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction:

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, poutres murs, voiles) cette transmission peut être directe (Cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire de d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

La détermination des fondations est en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sol.

Le choix du type de fondation dépend du :

- 1) Type d'ouvrage à construire.
- 2) La nature et l'homogénéité.
- 3) La capacité portante de terrain de fondation.
- 4) La charge totale transmise au sol.
- 5) La raison économique.
- 6) La facilité de réalisation.

VI.2. Choix du type de fondation:

Vu que l'ouvrage et les charges transmises sont très importants, on choisit comme fondation un **radier général**.

a. Pré dimensionnement :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

b. Epaisseur du radier {la nervure ; la dalle} :

- L'épaisseur h_n de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq L_{\max} / 10.$$

L_{\max} : Distance maximale entre deux files successives « $L_{\max} = 4.75m$ ».

D'où : $h_n \geq 47.5cm$.

- h_d : l'épaisseur de la dalle.

$$h_d \geq L_{\max} / 20.$$

D'où : $h_d \geq 23.75cm$

c. Poids supporté par le radier :

La définition du poids supporté par le radier est subordonnée de:

G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

d. Combinaison d'actions :

E.L.U: $N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 3288,26t$.

E.L.S: $N_{ser} = G_T + Q_T = 2429,41t$.

e. Surface du radier:

La surface du radier est donnée par la formule suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

$N = N_{ser} = 2429,41t$.

$S \geq N/\sigma_{sol} = 2429,41/18 = 134,26 \text{ m}^2$.

On prend un débord de 50cm de chaque coté dans les deux directions ce qui rend notre surface d'assise S_{radier} égale à $305,73\text{m}^2$.

VI-2.1. Calcul de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

1^{ère} Condition :

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06.f_{c28}.$$

V_u : Effort tranchant ultime : $V_u = Q_u \times L/2$

L : Longueur maximal d'une bande de 1m de largeur ; $L = 4,75 \text{ m}$

$$Q_u = N_u / S = 3288,26/209,88 = 15,66 \text{ t/m}^2$$

donc Par 1 ml on aura : $Q_u = 15,66 \times 1\text{m} = 15,66 \text{ t/ml}$.

$$V_u = 15,66 \times 4,75 / 2 = 37,192 \text{ t}$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28}.b}$$

$$d \geq \frac{37,192 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,247 \text{ m}$$

2^{ème} Condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} ; L = 475\text{cm}$$

$$19\text{ cm} \leq d \leq 23,75\text{cm}$$

$$ht = d + c$$

$$\text{on prend : } ht = 40\text{cm} ; d = 35\text{cm}$$

VI-2-2. Détermination de la hauteur de la poutre de libage:

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur des poutres de libage doivent vérifier la condition suivante :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 52.77\text{cm} \leq h \leq 79.16\text{ cm}$$

On prend donc les dimensions suivantes : $d=70\text{ cm} ; h = 70\text{cm} ; b = 50\text{ cm}$.

Vérification des contraintes :

En tenant en compte toutefois le poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 1,5[0,40 \times 305,73 + 0,40 \times 0,50 \times 186] = 239,23\text{ t}$$

$$P_{\text{béton propre}} : 2,2 \times 0,1 \times 305,73 = 67,26\text{t}$$

$$p_{\text{oids remblai}} : 1,8 \times 1,5 \times 305,73 = 825,47\text{t}$$

$$\text{E.L.S : } N_{\text{ser}} = 3561,378\text{ t.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{3561,378}{305,73} = 11,64$$

$$\text{t/m}^2 < 20\text{ t/m}^2$$

condition vérifiée.

La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec: I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,50 \times (0,70)^3 / 12 = 0,0142\text{ m}^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 3216420\text{ t/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b=0,50\text{m}$.

K : coefficient de la raideur de sol $k = 1000\text{ t/m}^3$. ($\sigma = 2\text{ bars}$)

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4\,321\,642\,00,0142}{1000 \times 0,50}} = 4,37\text{m}$$

$$L_{\max} = 4,75\text{m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 6,87\text{m} \text{ ————— condition vérifiée.}$$

avec : L_{\max} : La longueur maximale entre poteaux.

VI-2-3. Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = 11,64\text{t/m}^2$$

– Poids du radier :

$$P_{supll} = P_{rad} + P_{bp} + P_{premb} = 1131,96\text{t}$$

$$\sigma_{supll} = 3,70\text{t/m}^2$$

$$Q = \sigma_{\max} - \sigma_{rad} = 11,64 - 3,70 = 7,94\text{t/m}^2.$$

Donc la charge à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 7,94\text{ t/m}^2.$$

VI-3. Ferrailage du radier :

VI-3.1. Ferrailage des dalles :

Nos dalles sont reposées sur 4 cotés dont leurs dimensions prises sont celles entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on prend en considération les deux cas suivants :

1^{er} cas :

Si : $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$ La dalle portante suivant les deux directions.

Les moments sont donnés par :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}.$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_o$$

Panneau de rive.

$$M_t = 0,75M_o$$

panneau intermédiaire.

Moment sur appuis :

$$M_a = 0,4M_o$$

appuis de rive.

$$M_a = 0,5M_o$$

appuis intermédiaire.

2^{ème} cas :

Si : $\alpha = L_x/L_y < 0,4$ La dalle se calcule étant comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand) ayant :

$$\alpha = 0,66 \Rightarrow \mu = 0,0737 \quad \mu = 0,3753$$

La dalle porte les charges dans les deux sens.

$$M_{ox} = 0,0737 \times 7,94 \times (3,15)^2 = 5,806 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$\text{En travée: } M_{oy} = 0,3753 \times 5,806 = 2,17 \text{ t.m}$$

Sens suivant x :

$$M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 0,85 \times 5,806 = 4,935 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{4,935 \times 10^4}{100(35)^2 \times 14,17} = 0,028 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,028 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,935 \times 10^4}{0,986 \times 35 \times 348} = 4,102 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte donc comme ferrailage

T 12 S_t = 20 cm avec : A = 5.65 cm²/ml

$$\text{Sens suivant y: } M_{ty} = 0,85 \times 2,17 = 1,844 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,010 \rightarrow \beta = 0,995$$

On adopte ainsi : **T 12 S_t = 20 cm avec : A = 5,65 cm²/ml**

En appuis :**Sens suivant x:**

$$M_{ax} = 0,5 M_{ox} = 0,5 \times 5,806 = 2,903 \text{ t.m}$$

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

$$A = 2,40 \text{ cm}^2$$

On adopte alors un ferrailage de : **T 12 S_t = 20 cm avec : A = 5,65 cm²/ml**

Sens suivant y:

$$M_{ay} = 0,5 M_{oy} = 0,5 \times 2,17 = 1,08 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,0062 \rightarrow \beta = 0,9680,$$

$$A = 0,916 \text{ cm}^2$$

On adopte l'armature suivante :

T 12 S_t = 20 cm avec A = 5,65 cm²/ml

Ce ferrailage est généralisé sur tout le radier

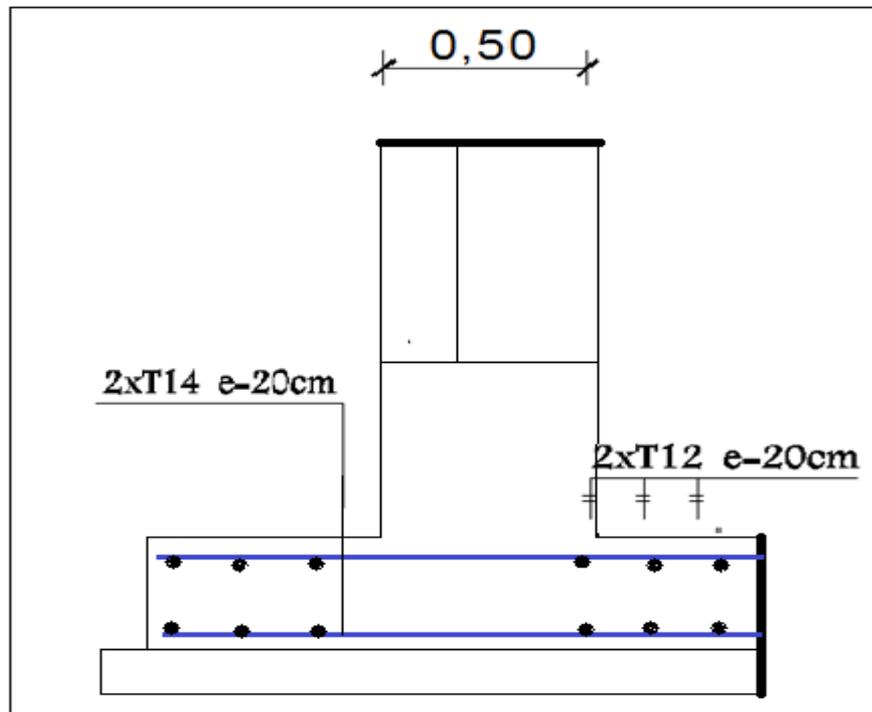


Figure VI-1 Ferrailage du radier

VI- 4.Ferrailage des poutres de libages :

On retient le cas défavorable de chargement pour les poutres libages dans les deux sens : chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires. Pour le calcul du ferrailage, on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens en considérant les travées comme étant isostatiques.

1/ Poutre libage : 50x70

L = 4.75 m

La charge résultant de la distribution à 45° est de forme trapézoïdale (Q'), et la charge uniforme équivalente est calculée comme suit :

$$Q_e = Q' \left[\left(1 - \frac{1}{2\alpha^2} + \frac{1}{8\alpha^2} \right) \right]$$

$$Q = 7.94 \text{ t/m}^2$$

$$Q_u = 1,35 \times 7.94 = 10,71 \text{ t/m}^2$$

Charge trapézoïdale 01 :

$$Q' = 10,71 \times 1,775 = 19.01 \text{ t/m}$$

Calcul de Q_e :

Avec Q_e étant la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad (\alpha > 1) ; \alpha = 1,26$$

$$Q_{e1} = 19.01 \left[1 - \frac{1}{2 \times 1,26^2} + \frac{1}{8 \times 1,26^2} \right] = 11.63 \text{ t/ml}$$

Charge trapézoïdale 02 :

$$Q' = 10,71 \times 1,475 = 15,79 \text{ t/ml}$$

$$\alpha = 1,50$$

$$Q_{e2} = 15,79 \left[1 - \frac{1}{2 \times 1,5^2} + \frac{1}{8 \times 1,5^2} \right] = 11.52 \text{ t/ml}$$

$$Q_R = 11.63 + 11.52 = 23.15 \text{ t/ml}$$

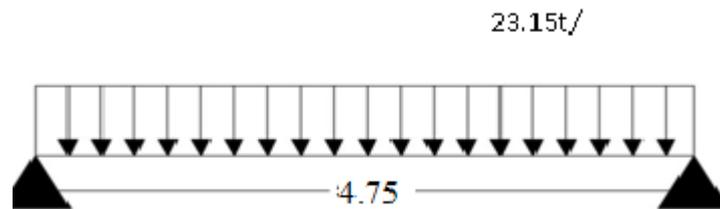


Figure VI- 2. Répartition de charges sur la poutre

$$M_0 = \frac{Q_R \times l^2}{8} = \frac{23.15 \times 4.75^2}{8} = 65.29 \text{ t.m}$$

Calcul du ferrailage :

En travée :

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 65.29 = 55.49 \text{ t.m}, \quad b = 50 \text{ cm}, \quad h = 70 \text{ cm}, \quad d = 0,9 \cdot h = 63 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{55.49 \times 10^4}{50 \times (63)^2 \times 14,17} = 0,19 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0 ; \beta = 0,894$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{55,49 \times 10^4}{0,894 \times 63 \times 348} = 28.31 \text{ cm}^2.$$

on adopte : 3x4T20 ; ($A_t = 37.68 \text{ cm}^2$)

Sur appuis :Appuis de rive:

$$M_a = 0,4M_o = 0,4 \times 65,29 = 26,116 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,0928 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A' = 0) ; \quad , \beta = 0,952, A_s = 13,32 \text{ cm}^2$$

On adopte donc : 4T14 + 4T16 ; ($A_t = 14,20 \text{ cm}^2$)

Appuis intermédiaire :

$$M_a = 0,65M_o = 0,65 \times 65,29 = 42,43 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,15 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A' = 0) ; \quad , \beta = 0,918, A_s = 21,64 \text{ cm}^2$$

On adopte donc : 4T20 + 4T20 ; ($A_t = 25,12 \text{ cm}^2$)

Contrainte de cisaillement (effort tranchant):

$$T = \frac{ql}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{54,98 \times 10}{50 \times 63} = 0,17 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

b) Diamètre :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \Phi_l ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 20 ; 20 ; 50 \} = 20 \text{ mm} \rightarrow \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

c) Espacement :

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_l \right\} = \min \{ 17,5 ; 24 \} = 17,5 \text{ cm}$$

$$\text{Le choix: } \left\{ \begin{array}{l} s_t = 10 \text{ cm zone nodale} \\ s_t = 15 \text{ cm zone courante} \end{array} \right.$$

Donc on utilise des armatures, Fe400, soit **4T10 = 3,14 cm²**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} \Leftrightarrow 2,51 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

2/ Poutre libage: 50x70 :

$$L = 3,15 \text{ m}$$

Charge triangulaire :

$$Q_T = 1,775 \times 2 \times 10,71 = 38,02 \text{ t/ml}$$

$$Q_e = 0,625 Q_T$$

$$Q_e = 0,625 \times 38,02 = 23,76 \text{ t/ml}$$

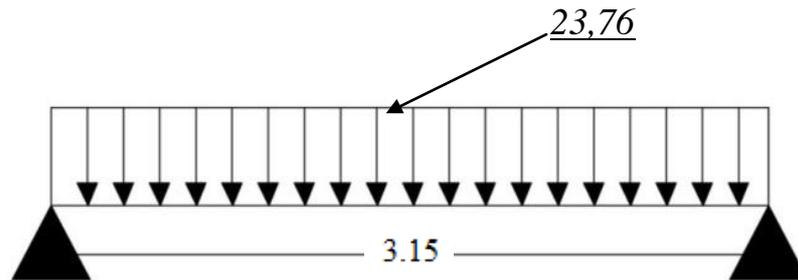


Figure VI-3. Répartition de charges sur la poutre

$$M_0 = \frac{Q_e \times l^2}{8} = \frac{23,76 \times 3,15^2}{8} = 29.46 \text{ t.m}$$

Calcul du ferrailage :

En travée :

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 29.46 = 25.04 \text{ t.m}, \quad b = 50 \text{ cm}, \quad h = 70 \text{ cm}, \quad d = 0,9.h = 63 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{25.04 \times 10^4}{50 \times (63)^2 \times 14,17} = 0,089 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0 ; \beta = 0,953$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{25.04 \times 10^4}{0,953 \times 63 \times 348} = 11.98 \text{ cm}^2.$$

on adopte : 6T16 ; ($A_t = 12.06 \text{ cm}^2$)

Sur appuis :

Appuis rive:

$$M_a = 0,4M_0 = 0,4 \times 29.46 = 11,78 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,041 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A' = 0) ; \quad , \quad \beta = 0,979, \quad A_s = 5.48 \text{ cm}^2$$

On adopte donc : 4T14 ; ($A_t = 6,16 \text{ cm}^2$)

Appuis intermédiaire :

$$M_a = 0,65M_0 = 0,65 \times 29.46 = 19.149 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,068 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A' = 0) ; \quad , \quad \beta = 0,965, \quad A_s = 9.05 \text{ cm}^2$$

On adopte donc : 2×4T14 ; ($A_t = 12,32 \text{ cm}^2$)

Contrainte de cisaillement :

$$T = \frac{ql}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{37.42 \times 10}{50 \times 63} = 0,118 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0,118 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

b) Diamètre :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \Phi_l ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 20 ; 20 ; 50 \} = 20 \text{ mm} \rightarrow \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

c) Espacement :

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_l \right\} = \min \{ 17.5 ; 24 \} = 17.5 \text{ cm}$$

$$\text{Le choix: } \begin{cases} s_t = 10\text{cm} & \text{zone nodale} \\ s_t = 15\text{cm} & \text{zone courante} \end{cases}$$

Donc on utilise des armatures, Fe400, soit 4T10 = 3,14 cm²

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow 2,51 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

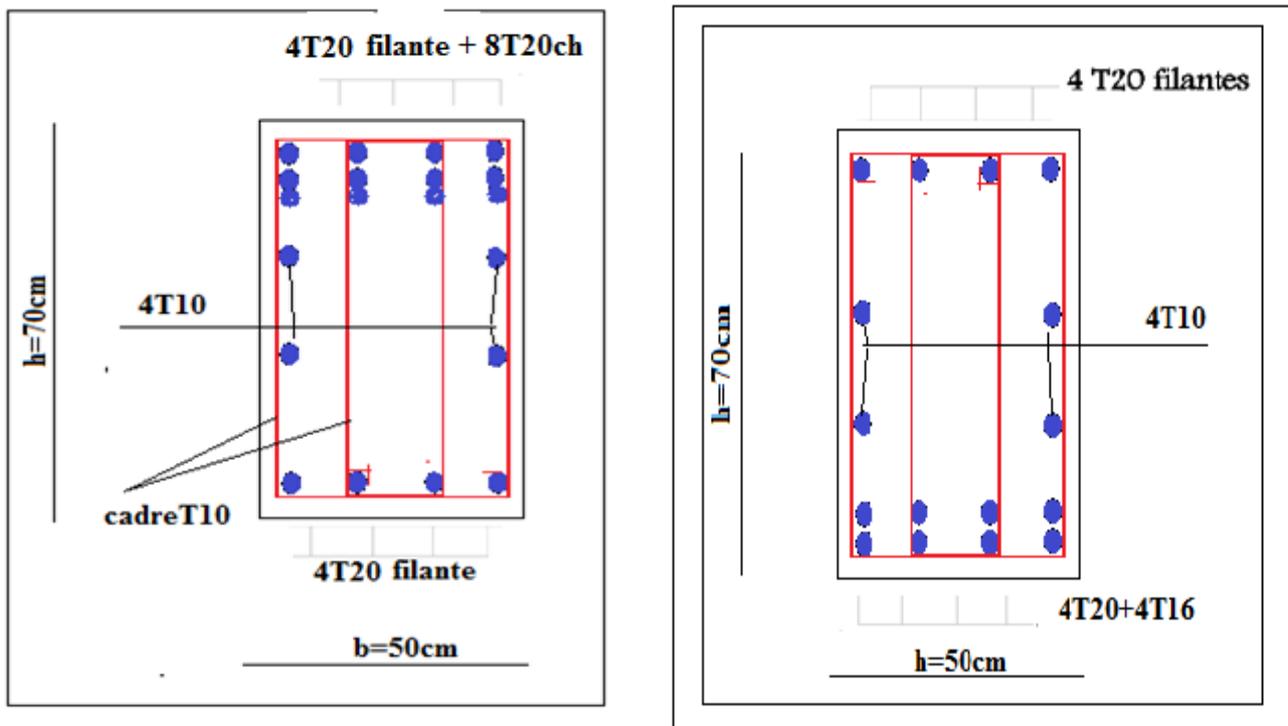


Figure VI-4 : coupe de ferrailage libage L= 4.75m

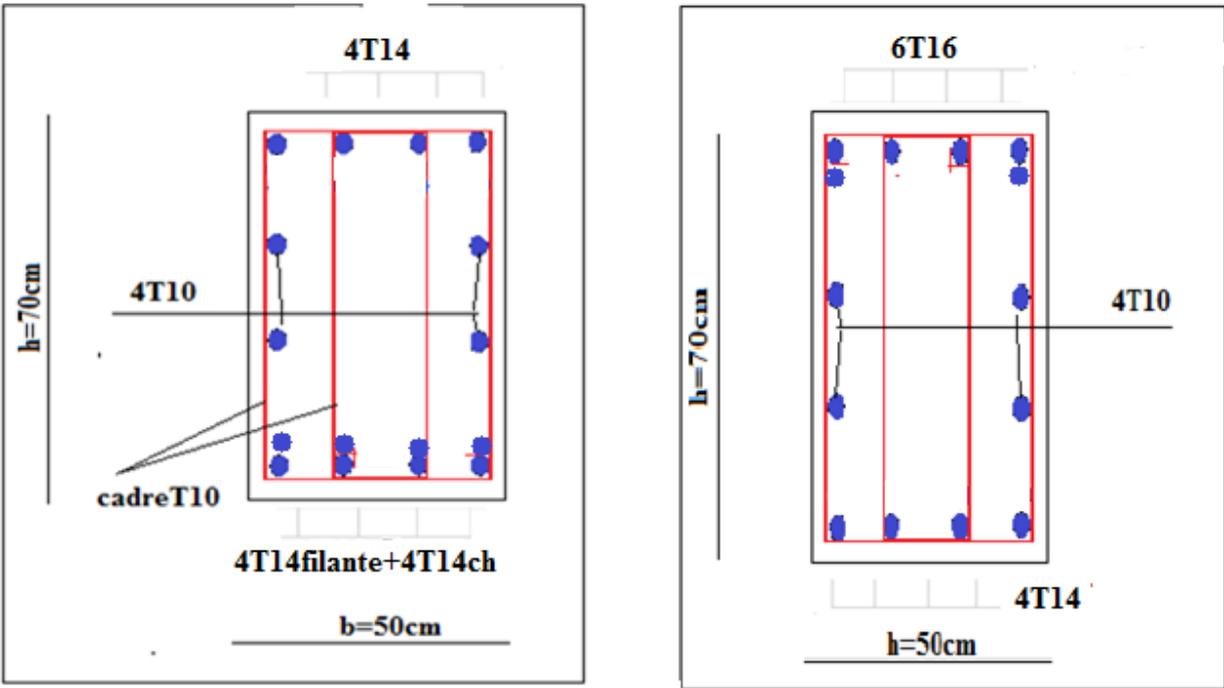


Figure VI-5 : coupe de ferrailage libage L= 3.15m

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de Master, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Le but de cette étude est de chercher une meilleure configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers à travers les cas étudiés dans ce mémoire, qui ont fourni des résultats cohérents et significatifs pour confirmer ainsi les indications énoncées dans la littérature, en outre il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important (aspect économique).

L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape.

Enfin, l'objectif principal de Master concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Bibliographie

REGLEMENT

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- Document technique réglementaire DTR. B.C .2.2

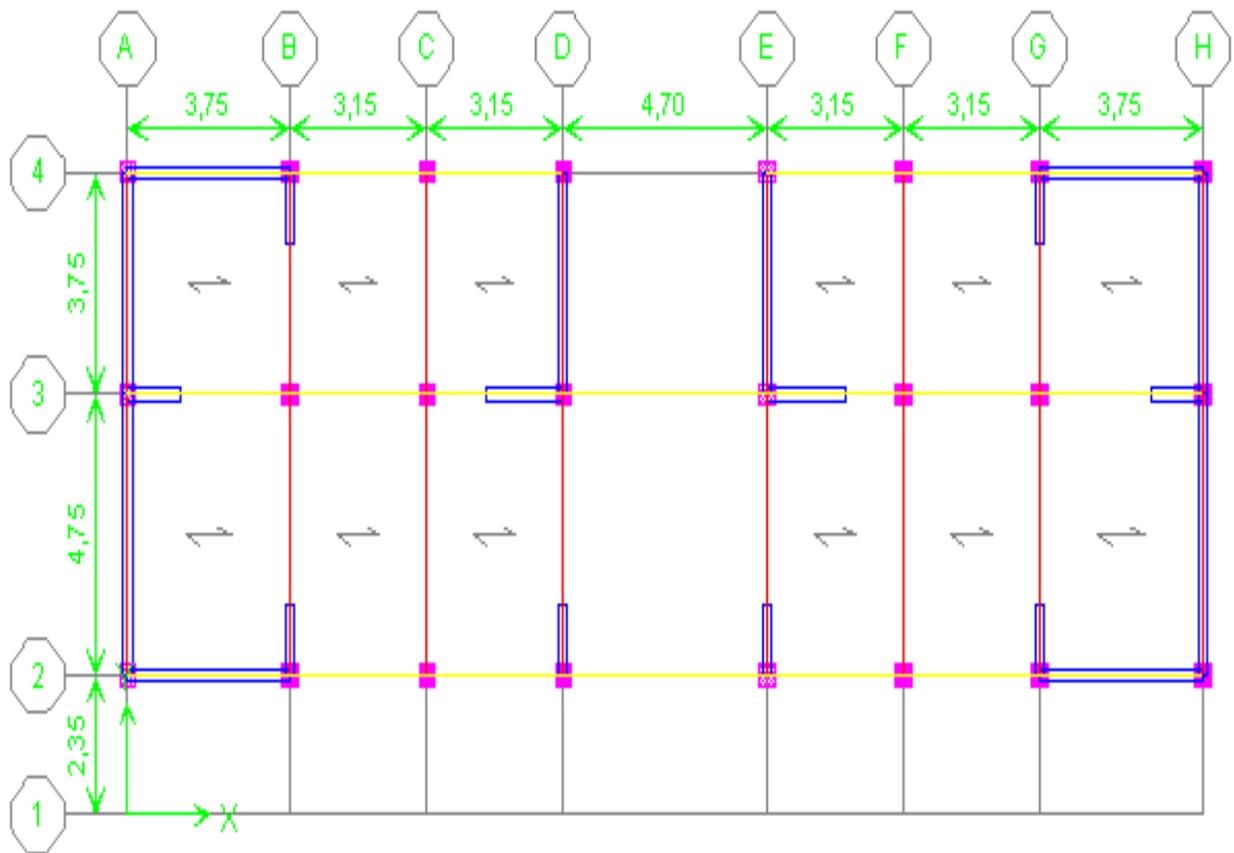
LOGICIELS

- Logiciel de ETABS 9.7 CSI .
- EXCEL 2007.
- WORD 2007.
- AUTO CAD 2007.
- RDM oss 6

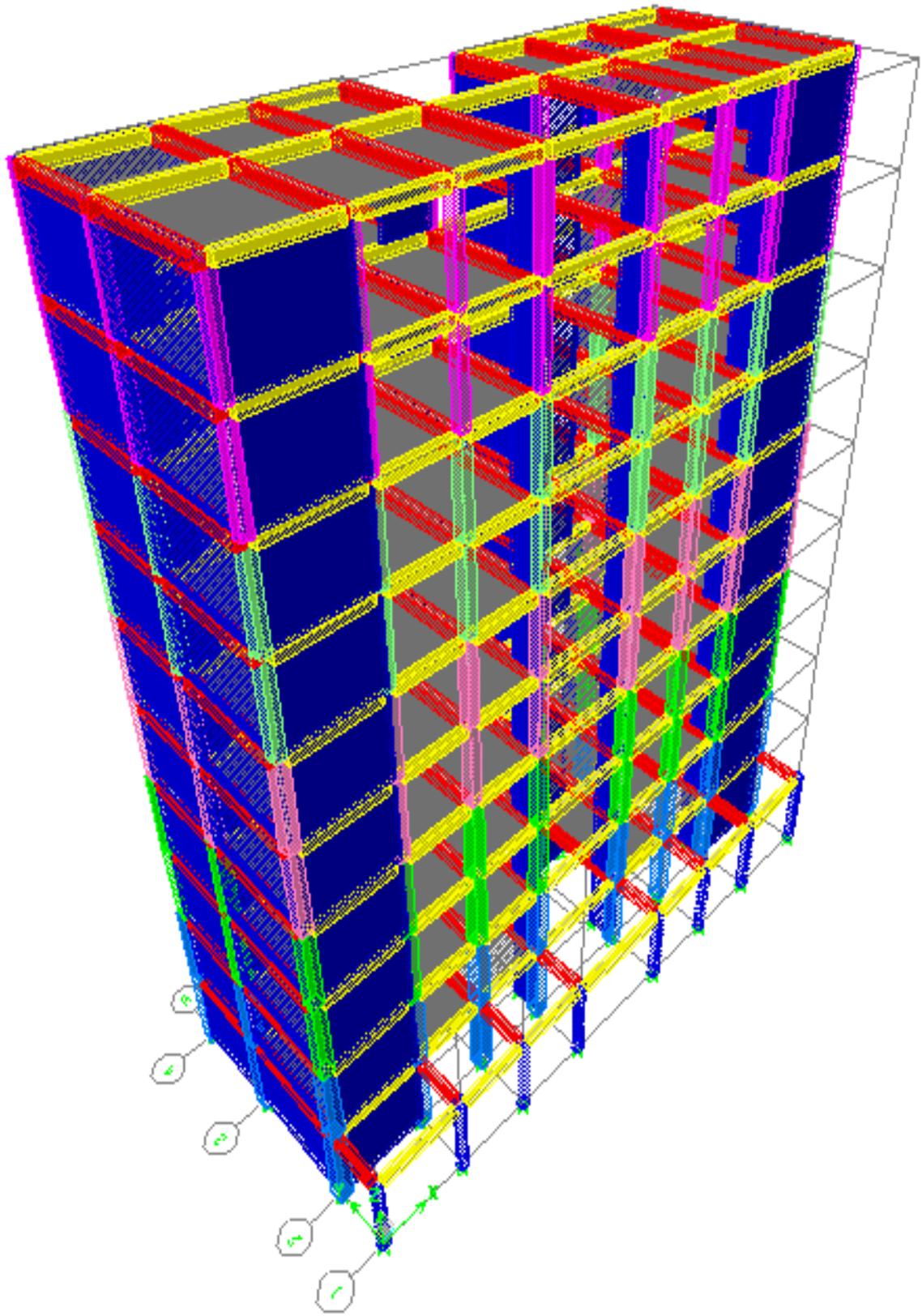
MEMOIRES

- ÉTUDE D'UN BÂTIMENT « 2 SOUS SOL, RDC+9 ÉTAGES » DU FORME IRRÉGULIÈRE À USAGE MULTIPLE./ Soutenu par : Chikh Hanane /année 2012.
- ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIEL «SS+RDC+09 ETAGES»./ Soutenu par : BESSAID M^{ed} Ibrahim /année 2012.

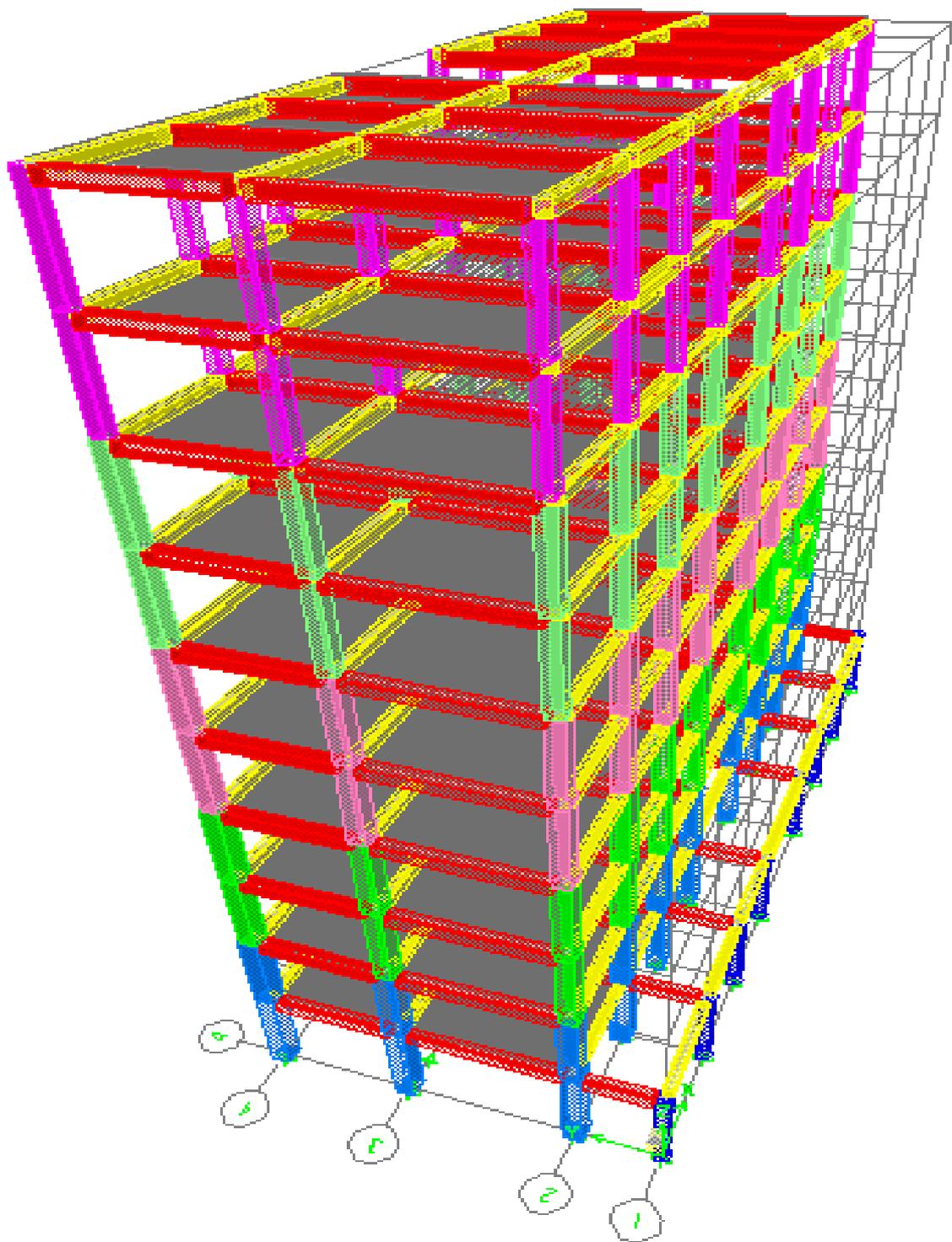
Annexes :



vue en plan de la structure (ETABS)



Vue en 3D de la structure (ETABS)



Vue en 3D de la structure sans voiles (ETABS)