

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieure de la Recherche Scientifique
Université Abderhmane MIRA de Bejaia
Faculté de technologie
Département de GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme MASTER en génie civil
Option : Matériaux et structures.

Thème

Etude d'un bâtiment (R +10+Sous-sol) à usage d'habitation
et Commercial contreventé par un Système Mixte (Voiles –
Portiques)

Encadré par :

M^{me}. S/ OURABAH

Réalisé par:

M^r. REDOUANE A/ Halim
M^r . REKIKI Djamel

Jury :

1. Mr. OURABAH
2. Mr.MERIDJA

Promotion 2011 - 2012

Remerciements

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

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

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

A M^{lle} S Ourabeh : notre promotrice, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

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

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

Djamel & Halim

Dédicaces

Je dédie ce modeste mémoire ;

*A ma chère mère pour avoir semé en moi le
germe de la foi et en témoignage de son
affection et son sacrifice ;*

*A ma chère bien aimée pour ses encouragements
durant tout ce travail ;*

*A tout mes frères et sœurs en témoignage de leurs
affections ;*

*A la famille de mon grand frère et le petit
coucou yanis ;*

A tout mes collègues du Génie Civil ;

A tout mes amis.

Djamel

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail ;

*A mes parents pour leurs affections et leurs
sacrifices ;*

*A ma chère grande mère à qui je souhaite longue
vie ;*

*A mes frères et sœur en témoignage de leurs
affections ;*

*A ma chère bien aimée pour ses encouragements
durant tout ce travail ;*

A tout mes collègues du Génie Civil ;

Et à tous mes amis.

Halim

Sommaire

Introduction générale.

Chapitre I : Généralités

I.1	Présentation de l'ouvrage	01
I.2	description du projet	01
I.3	implantation de l'ouvrage	01
I.4	caractéristique de l'ouvrage	01
I.5	règlements et normes utilisés	02
I.6	indication générale sur les règles de BAEL	02
I.7	actions et sollicitations	05
I.8	les matériaux de constructions	07

Chapitre II Prédimensionnement des éléments

	Introduction.	13
II.1	Prédimensionnement des éléments secondaires	13
II.2	Prédimensionnement des éléments principaux	20

Chapitre III Etude des éléments secondaires

III.1	Etude des planchers	34
III.2	Etude des dalles pleines	56
III.3	Calcul des chaînages.	65
III.4	Etude des escaliers.	67
III.5	Etude de l'ascenseur	81
III.6	Etude des poutres brisées	86
III.7	Etude de l'acrotère	93

Chapitre IV Etude dynamique

	Introduction.	100
IV.1	Choix de la méthode de calcul	100
IV.2	Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes	104
IV.3	Interprétation des résultats de l'analyse dynamique	105
IV.4	Disposition des voiles de contreventement.	105
IV.5	Représentation des trois modes de déformations	106

Chapitre VI Etude des éléments structuraux

VI.1	Etude des poteaux	94
VI.2	Etude des poutres	100
VI.3	Etude des voiles	108

Chapitre VII Etude de l'infrastructure

VII.1	Introduction.	113
VII.2	Choix du type des fondations	113
VII.3	Vérifications	114

Conclusion générale.

Bibliographie.

Annexes.

Symboles Et Notations

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

Au : Section d'aciers pour l'ELU.

At : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B : la largeur (m).

C : Constante de compressibilité.

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

C_r : Cohésion réduite.

D : Diamètre.

D_e : Hauteur d'ancrage équivalente (m).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_{oed} : Module oedométrique.

E_s, E_c : Sont les modules de déformation.

F : Force ou action générale.

F_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

F_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : La hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

H_c : la profondeur critique (m).

I : Moment d'inertie (m⁴)

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité

L : Longueur ou portée.

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

$N_{c \max}$, $N_{q \max}$: Termes de portance pour les fondations profondes.

N_c , N_q , N_γ : Termes de portance pour les fondations superficielles.

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N_r : Poids du radier (KN).

N : Effort normale du aux charges verticales.

N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_{radier} : Poids du radier (KN).

Q_p : Résistance de pointe d'un pieu.

Q_s : Frottement latéral.

Q_L : Charge limite d'un pieu.

R : coefficient de comportement global.

S : Section.

S_r : surface du radier (m^2).

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

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T_2 : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

V_{ser} : Effort normal en service.

V_u : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

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

X , Y et Z : Coordonnées en général.

Z : Coordonnée d'altitude, bras de levier

Z : profondeur au dessous de la fondation (m).
 a : Epaisseur.
 b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section
 d : Hauteur utile.
 e : Excentricité, épaisseur.
 e : Indice des vides.
 f : Flèche
 f_e : Limite d'élasticité
 h_t : hauteur total du radier (m).
 h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
 σ_b : Contrainte de compression du béton.
 σ_s : Contrainte de compression dans l'acier
 ν : Coefficient de poisson
 σ : Contrainte normale.
 γ_h : Poids volumique humide (t/m^3).
 γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m^3).
 ϕ : Angle de frottement interne du sol (degrés).
 σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).
 Δe : Variation des indices des vides.
 $q_{s\ max}$: Frottement latéral unitaire limite
 q : Contrainte transmise par la structure au sol (bars).
 q_u : Contrainte effective de rupture de la semelle (bars).
 q : Contrainte transmise au sol par la structure (bars).
 k_c : Coefficient de portance.
 q_0 : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).
 σ_f : Contrainte effective finale (bars).
 $\Delta\sigma$: Variation de la contrainte effective (bars).
 τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).
 α : Coefficient dépendant de la nature de sol.
 τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).
 η : Facteur d'amortissement.
 β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Notations

$|X|$: Valeur absolue de X.

\Rightarrow : Implique

\Leftrightarrow : Equivalent à.

\rightarrow : Dans le cas....

$*$: Multiplication.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : plancher de terrasse.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.2 :plancher d'étage courant	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.2 : dalle pleine	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.3 : murs extérieur.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.1.1 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher à EC (type 4)	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.1.2 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher à EC (type 4)	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.1.3 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher EC (type 2).	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.1.4 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher EC (type 2)	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.1.5 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher à EC (type1)	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.1.6 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher à EC (type 1).	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.1.7 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher à EC (type3).	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.1.8: Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher à EC (type3)	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.1.9: Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher à TI (type 1).	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.1.10 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher à TI (type 1).	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.1.11 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher à TI (type 2).	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.1.12 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher à TI (type2).	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.1.13 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher ECO (type1).	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.1.14 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher ECO (type1).	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.1.15 :Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher ECO (type2)	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.1.16 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher ECO (type2)	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.1.17 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.1. 1 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.1.19 : ferrailages des poutrelles	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.1.20 : récapitulation du ferrailage des poutrelles.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.2.1 : Calcul des armatures en travées.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.2.2 : Calcul des armatures en travées	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.2.3 : Résultats de ferrailage du 2 ^{ème} type de balcon.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau.III.3.1 : Résultats de ferrailage du chaînage	Erreur ! Signet non défini.
Tableau.III.4.1 : Résumé des résultats de ferrailage.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau.III.4.2 : Résumé des résultats de ferrailage.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau.III.4.3 : Résumé des résultats de ferrailage.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau.III.4.4 : Résumé des résultats de ferrailage.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau.III.5.1 : Calcul d'armature.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau.III.6.1 : Résumé des résultats de ferrailage.....	Erreur ! Signet non défini.

Tableau.III.7.1 : Combinaisons d'action	Erreur ! Signet non défini.
Tableau.III.7.2 : ferrailage de l'acrotère	Erreur ! Signet non défini.
Tableau.III.7.3 : Récapitulation du ferrailage	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV.1 : Valeurs des facteurs de qualité.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV.2 : Récapitulation des différents poids d'étages. .	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV.3 : modes et Périodes de vibrations et taux participations des masses..	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV.4 : Interaction sous charges verticales.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV.5 : Interaction sous charges horizontales.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV.6: Vérification de la résultante des forces sismiques..	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal réduit.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV.8 : Vérification des déplacements relatifs.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV.9 : Vérification de l'effet P- Δ ..	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.1.1:Armatures longit minimales et maximales dans les poteaux	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.1.2 Sollicitations dans les poteaux	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.1.3 Les Armatures longitudinale dans les poteaux.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.1.4 : Les Armatures transversales longitudinales dans les poteaux.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.1.5 : Justification de l'effort normale ultime.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.1.6 : Vérification des contraintes dans le béton.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.1.7 : Vérification des sollicitations tangentes.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.1.8 : Moment résistant dans les poteaux.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.1.9 : Vérification des zones nodales.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.2.1: Ferrailage des poutres principales	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.2.2 : Ferrailage des poutres secondaires	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.2.3 : : Vérification des contraintes tangentielles. .	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.2.4 : Vérification de la flèche dans les poutres.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.2.5 : vérification de la flèche.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.3.1 : Ferrailage des voiles.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.3.2 : Ferrailage des voiles.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.1 : Ferrailage du radier.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.2 : Sollicitations de la nervure dans le sens transversal.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.3 : Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.4 : Ferrailage du de la nervure intermédiaire sens X-X et Y-Y	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.5 : ferrailage du voile périphérique.....	Erreur ! Signet non défini.

Introduction générale

Notre espace vital est, depuis toujours, menacé par des événements naturels tels que les glissements de terrain, l'éboulement rocheux, séisme, ...etc.

Les études de risques montrent que notre sécurité n'est pas prioritairement mise en péril par des dangers naturels connus et répétitif mais plutôt par des évènements rares.

Dans notre pays, il s'agit, en particulier, des tremblements de terre vu que l'Algérie est située sur une limite majeure entre deux plaques tectoniques (la plaque eurasienne et la plaque africaine) ce qui résulte en une activité sismique importante au nord. La meilleure prévention est la construction parasismique en respectant les normes qui visent principalement à protéger les personnes et à limiter les dégâts.

Notre travail consiste en l'étude d'un bâtiment R+ 10+ sous sol contreventé par un système mixte (voiles-portiques) conformément aux règles parasismiques en vigueur.

Ainsi, notre travail est organisé selon le plan de travail suivant :

Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celle des matériaux utilisés. Le deuxième chapitre concerne le pré dimensionnement des éléments composant notre structure. Le chapitre trois est consacré pour le calcul des éléments secondaires.

Au quatrième chapitre on entame la modélisation et l'étude dynamique de notre structure ; Le cinquième chapitre est réservé pour l'étude des éléments structuraux.

Le calcul de l'infrastructure est l'objet du sixième chapitre, et on termine par une conclusion générale.

I.1. Introduction :

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

A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.2. Description du projet :

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude d'une tour (R+10+sous sol) bi fonctionnelle qui regroupe commerce et logements d'habitation, classé dans le groupe d'usage 2 selon la classification du RPA 99 (Article 3.2).

I.3. Implantation de l'ouvrage :

Le bâtiment est implanté dans l'ex-zone industriel de Bejaia, à 250m environ à l'Ouest du Boulevard KARIM Belkacem classée comme une zone de moyenne sismicité, zone IIa (RPA99 version 2003).

I.4. Caractéristiques de l'ouvrage :

I.4.1. Les caractéristiques de la structure sont :

- La hauteur du bâtiment : 39.95m.
- Hauteur du sous sol : 3.74m.
- Hauteur de RDC : 5.61m
- Hauteur d'étage courant : 3.06m.
- Longueur du bâtiment : 24.20m.
- Largeur du bâtiment : 18.90m.

I.4.2 Caractéristiques du sol

Les études qui sont faites sur le sol de notre projet nous renseignent sur :

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance : $\sigma_{adm}=1,5 \text{ bar}$ pour une profondeur supérieure à 4.5mètres par rapport à la côte du terrain naturel.

I.4.3 Règlement et normes utilisés

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99/version 2003.
- CBA 93 (Code du béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- BAEL 91 modifié99.

I.4.4. L'ossature :

Étant donné que la hauteur du bâtiment dépasse les 14m. L'ossature de notre bâtiment est constituée d'une structure mixte formée de portiques et de voiles avec interaction. (RPA art 3.4.A.1.a).

I.4.5. Les planchers :

Tous les planchers des étages seront semi pré fabriqué en corps creux, avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.

Les balcons, la dalle de l'ascenseur et paliers d'escalier seront réalisés en dalles pleines.

I.4.6. Les escaliers :

Notre bâtiment comprend des escaliers qui seront réalisés en béton armé coulé sur place.

I.4.7. La maçonnerie :

- les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur de 10cm.

I.4.8. La terrasse :

Dans notre projet la terrasse est accessible.

I.4.9. L'acrotère : C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton armé, qui va servir comme garde corps.

I.6. Indication générale sur les règles de BAEL 91 :**I.6.1. Définition de l'état limite :**

C'est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu.

Il existe deux états limites :

✓ **Etat limite ultime ELU :**

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

Il y'a (03) états limites :

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.
- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.

✓ Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite de service d'ouverture des fissures.
- Etat limite de service de déformation.
- Etat limite de service vis-à-vis de la compression du béton.

❖ Hypothèse de calcul à l'E L U :

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles du calcul classique.

- ✓ Les sections droites restent planes (le diagramme des déformations est linéaire).
- ✓ Du fait de l'adhérence, toute armature subissant une déformation linéaire, la gaine du béton subit la même déformation.
- ✓ La résistance du béton tendu est négligée.
- ✓ Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :
 - En flexion $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$
 - En compression simple $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$
- ✓ L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposé concentré en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.
- ✓ Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots).

• Règle des trois pivots :

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la (fig. I.1). On distingue trois domaines :

- Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple, flexion simple ou composée.

- Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.

- Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux 3/7 de la

hauteur totale h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables du diagramme ci dessous : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

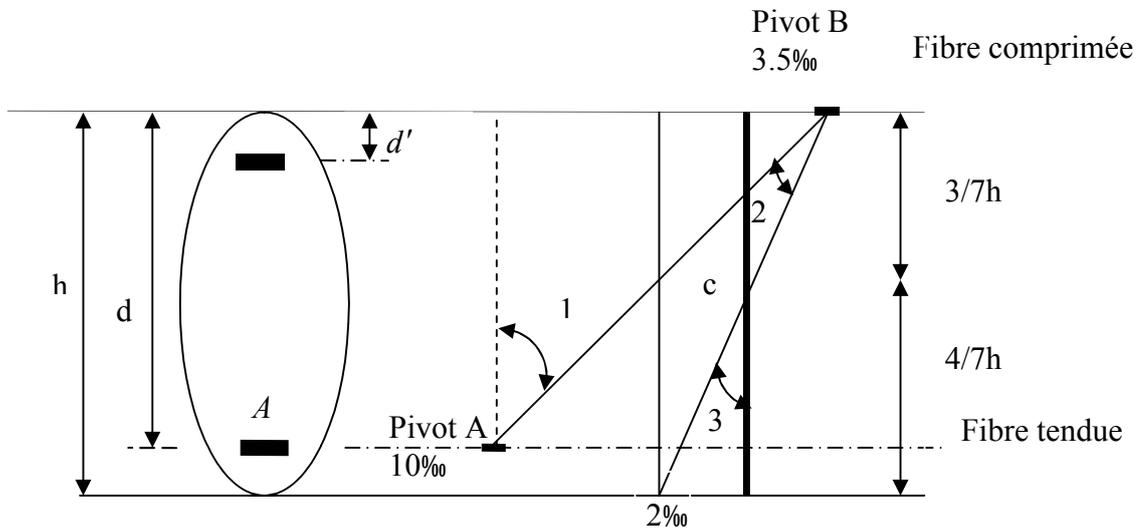


Fig.I.1. Diagramme des déformations limites (ELU)

❖ **Hypothèse de calcul à l'ELU :**

- ✓ Conservation des sections planes.
- ✓ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligée.
- ✓ Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- ✓ Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

I.6.2 Principe d'application des règles BAEL :

Le principe consiste à vérifier pour une section donnée, l'inégalité d'état limite : $S \leq S_{res}$

Avec :

S : sollicitations de calcul.

S_{res} : Sollicitations résistantes de calcul, les justifications font intervenir :

- Les résistances caractéristiques des matériaux, acier et béton (f_e, f_{c28})
- Les valeurs respectives des actions.
- Les combinaisons spécifiques aux états limites considérés.
- Les coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

I.7. Actions et sollicitations :**I.7.1 Définition des actions :**

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- . Des charges permanentes,
- . Des charges d'exploitations,
- . Des charges climatiques.

Actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

▪ Actions variables (Q) :

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

▪ Actions accidentelles (FA) :

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs,...etc.)

I.7.2. Les sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

On note par :

G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

- **Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELU :**

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

Ou : $\gamma_{Q_1} = 1.5$ en général.

ψ_{0i} coefficient de pondération (égale à 0.77 pour les bâtiment a usage courant)

Dans le cas d'une vérification à l'ELU on devra justifier :

- . La résistance de tous les éléments de construction,
- . La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre,
- . L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

- **Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELS :**

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i.$$

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- . La contrainte maximale de compression du béton,
- . La fissuration du béton,
- . La déformation des éléments.

- **Sollicitations accidentelles :**

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} \times Q_1 + \sum \psi_{21} \times Q_i$$

F_A : Valeur de l'action accidentelle.

Q_i : Charge variable d'accompagnement.

ψ_1, ψ_2 : Coefficient correspondant à la nature de la charge.

I.7.3. Les combinaisons d'action :

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont:

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases} \quad \text{uniquement pour les poteaux}$$

I.8. Les matériaux de construction :

I.8.1. Béton :

1. Définition :

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et d'adjuvants si c'est nécessaire.

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

Le béton doit présenter les avantages suivants :

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

2. Caractéristiques du béton :

2.1. Résistance mécanique à la compression f_{cj} :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{Mpa (j} \leq 28\text{jours)} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40\text{Mpa (j} > 28\text{jours)} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a : $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$.

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25$ MPa.

2.2. Résistance à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} \leq 60\text{Mpa} \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2)}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ donc $f_{t28} = 2.1\text{Mpa}$

2.3. Contraintes limites :

2.3.1 Etat limite ultime

a-Contrainte ultime de compression

Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole-rectangle (voir fig 1.2)

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article A.4.3.4)}$$

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

Avec :

- ✓ $\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action > 24h.
- ✓ $\theta = 0.9$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est comprise entre 1h et 24h.
- ✓ $\theta = 0.8$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action < 1h.

Le coefficient réducteur 0,85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de f_{c28} , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ($q = 1$). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application ($q = 0,85$).

b- Contrainte ultime de cisaillement du béton :

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article A.5.2.11 de BAEL91 on a :

$$\tau_{adm} = \min (0.20 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{Mpa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{Mpa}) \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

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

$$\tau_{adm} = 3.33 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = 2.50 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

2.3.2 Contrainte limite à l'ELS :

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \quad \text{CBA93 (Article A.4.5.2)}$$

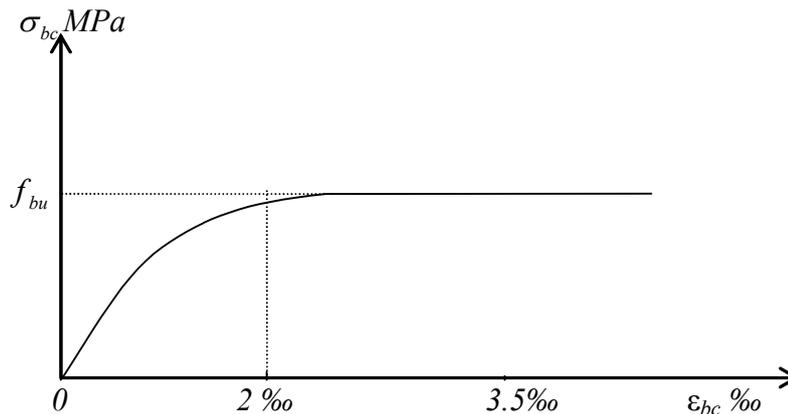


Fig.I.2. Diagramme contraintes-déformation.

Le diagramme (parabole rectangle) ci dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

2‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.

3.5‰ : en flexion simple ou composée.

$$\text{Pour } 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad f_{bc} = 0.25 * f_{bu} * 10^3 * \varepsilon_{bc} \quad (4 * 10^3 * \varepsilon_{bc}).$$

$$2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \quad f_{bc} = f_{bu} = 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b$$

2.4 Module de déformation longitudinale du béton :

- Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton : $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ **CBA93 (Article A.2.1.2.1)**
- Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

- Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

CBA93 (Article A.2.1.2.2)

$$\text{Pour : } f_{c28}=25\text{Mpa on a : } \begin{aligned} E_{i28} &= 32164.20\text{Mpa} \\ E_{v28} &= 10818.86\text{Mpa} \end{aligned}$$

2.4. Module de déformation transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par : $G = E/2(1+\nu)$ et en simplifiant $G = 0,417 E$

2.5 Coefficient de Poisson :

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales.

$$\begin{cases} \nu = 0.2 & \text{à L'ELS.....CBA93 (Article A.2.1.3) .} \\ \nu = 0 & \text{à L'ELU} \end{cases}$$

I.8.2. L'Acier :

1. Définition :

Les aciers utilisés pour le béton armé sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction et éventuellement de compression pour limiter les fissurations.

2. Différents types d'aciers :

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

2.1. Les ronds lisses (R.L) :

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.

$-f_e=215\text{Mpa}$ (contrainte à la limite élastique).

$-f_u=330$ à 490Mpa (contrainte à la limite de rupture).

$-f_e=235\text{MPa}$.

$-f_u=410$ à 490MPa .

2.2 Les aciers à haute adhérence (H.A) :

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 les mêmes diamètres que les ronds lisses.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1 caractérisés par :

- Limite élastique : $f_e=400\text{Mpa}$.
- Contrainte admissible : $\sigma_s=348\text{Mpa}$.
- Coefficient de fissuration : $\eta=1.6$
- Coefficient de sécurité : $\gamma_s=1.15$
- Module d'élasticité : $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$.

2.3 Treillis soudés :

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

* TL50($\phi > 6\text{mm}$) ; $f_e=500\text{Mpa}$.

* TL52 ($\phi \leq 6\text{mm}$) ; $f_e=520\text{Mpa}$.

3. Diagramme des contraintes – déformations (acier) :

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation(ε_s) est conventionnellement défini comme suit :

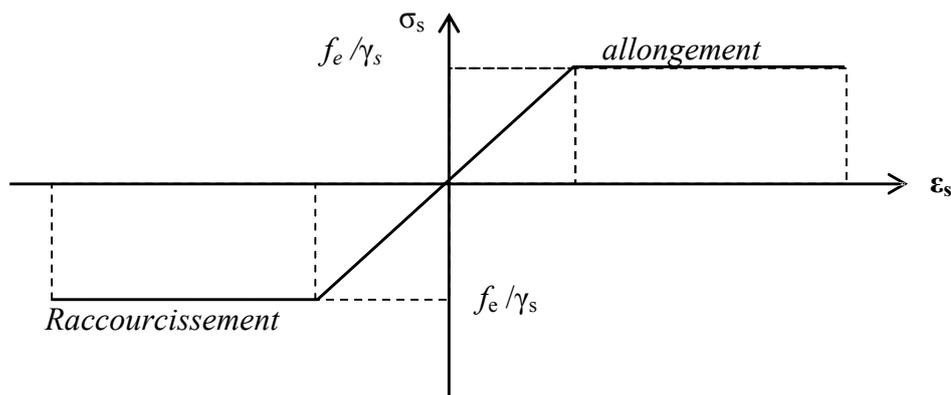


Fig.I.3. Diagramme de contrainte- déformation

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ε_s .

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité ayant pour valeur :

$\gamma_s=1$ situation accidentelle (choc et séisme).

$\gamma_s=1.15$ situation durable ou transitoire.

5. Contrainte limite des aciers :

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

.Etat limite de service : on distingue les cas suivants :

- ✓ Cas où la fissuration est peu préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante.
- ✓ Cas où la fissuration est préjudiciable.

La contrainte est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa] \quad \text{BAEL91 (Article A.4.5.32)}$$

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

- ✓ Cas où fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa] \quad \text{BAEL91 (Article A.4.5.32)}$$

η : Coefficient de fissuration avec :

$\eta=1$: pour les ronds lisses, treilles soudés.

$\eta=1.6$: pour les hautes adhérences $\phi \geq 6mm$.

$\eta=1.3$: pour les hautes adhérences $\phi < 6mm$.

Introduction

Le prédimensionnement a pour but “ le pré calcul “des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 et le RPA 99 modifié **2003**, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d’éviter un sur plus d’acier et du béton.. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

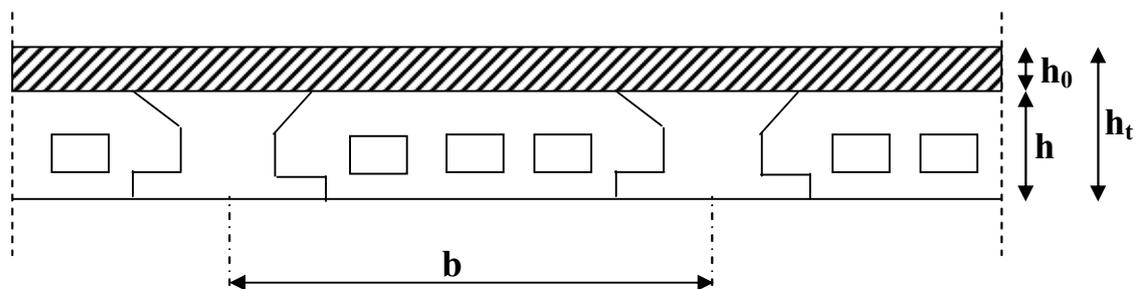
II.1 Prédimensionnement des éléments secondaires

II.1.1 Les Planchers

Ce sont des aires planes limitant les différents niveaux d’un bâtiment, il sont supposés avoir une rigidité infinie dans leur plan horizontal, ce qui leur permet d’assurer la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs, en plus de cette participation à la stabilité de la structure, les planchers isolent du point de vu thermique et acoustique les différents étages et offrent une protection contre les incendies.

✓ Planchers à corps creux

Les planchers les plus utilisés dans le domaine du bâtiment sont composés de poutrelles ourdis et une dalle de compression. Ils nécessitent un dimensionnement judicieux basé sur un certain nombre de critères, parmi lesquels on citera le plus important qui est celui de la flèche. (Selon).Art B.6.8.4,2 CBA93



FigII.1. plancher a corps creux

h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

h : Hauteur de l'ourdis (corps creux).

$h_t = h_0 + h$: Hauteur totale du plancher (dalle de compression + entrevous)

b : distance entre axes des poutrelles.

La hauteur totale du plancher h_t doit vérifier la condition suivante :

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

L_{max} : La portée maximale entre nu d'appui suivant la disposition des poutrelles.

Dans notre projet : $L_{max} = 445 - 40 = 405 \text{ cm}$ ce qui donne : $h_t = 18 \text{ cm}$.

Donc on opte :

$$h_t = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$$

- Hauteur du corps creux : $h = 16 \text{ cm}$.

- Hauteur de la dalle de compression : $h_0 = 4 \text{ cm}$.

✓ Dalles pleines

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont une des directions (l'épaisseur e) est petite par rapport aux deux autres (les portées l_x et l_y). On désigne par l_x la plus petite des portées. Son prédimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

CRITÈRE DE RÉSISTANCE :

$$\begin{cases} \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} & \text{pour une dalle sur deux appuis} \\ e \geq \frac{L_x}{20} & \text{pour une dalle sur un seul appui} \\ \frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} & \text{pour une dalle sur trois ou quatre appuis} \end{cases}$$

CRITÈRE DE COUPE FEU :

$$\begin{cases} e \geq 7 \text{ cm} & \text{pour une heure de coupe feu} \\ e \geq 11 \text{ cm} & \text{pour deux heures de coupe feu} \end{cases}$$

On remarque que dans notre projet toutes les dalles pleines (y compris les balcons) ont de petites portées se qui nous pousse à les dimensionner suivant le critère de coupe feu.

On prend $e = 14 \text{ cm}$

II.1.2 Les Poutrelles

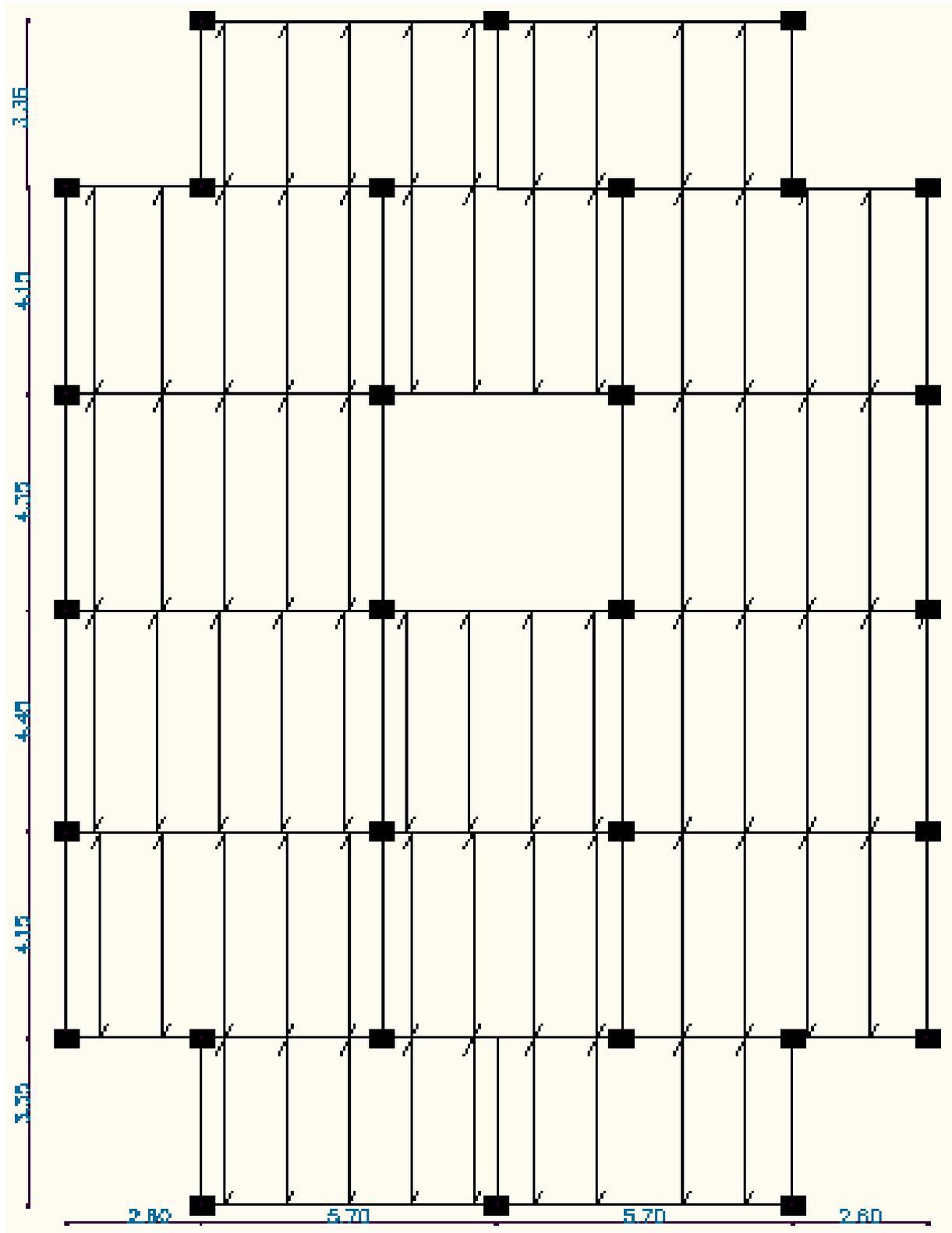
Ce sont des éléments préfabriqués en béton armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres principales.

✓ Disposition des poutrelles

Il y a deux critères qui conditionnent le choix de sens de disposition qui sont :

- Critère de la plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Critère de continuité : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

- Dans notre projet nous disposons nos poutrelles dans le sens qui correspond au critère de la plus petite portée comme le montre la figure suivante :



FigII.2 dispositions des poutrelles

h_t : Hauteur du plancher ($h_t = 20 \text{ cm}$).

h_0 : Hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 4 \text{ cm}$).

b_0 : Largeur de la nervure ; tel que :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) * h_t$$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) * 20$$

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

b : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule suivante :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right)$$

Où

L_x : Est l'entre axe de deux poutrelles successives.

L_y : est la distance minimale entre nus d'appuis de deux poutres secondaires

Dans notre projet, on a

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 445 - 40 = 405 \text{ cm}$$

Donc

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{405}{10}\right) = \min(27,5 ; 40,5)$$

Ce qui donne $b \leq 65,00 \text{ cm}$

On opte pour $b = 65,00 \text{ cm}$

II.1.3 Les escaliers

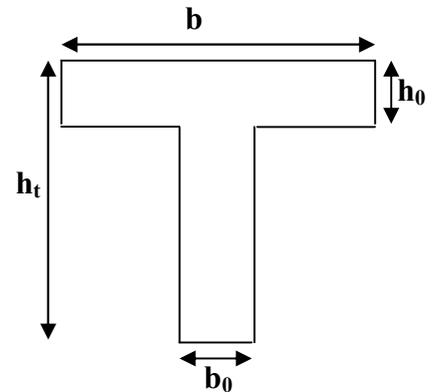
Les escaliers sont des éléments secondaires qui servent à relier les différents niveaux d'une construction, leur utilisation régulière exige un bon dimensionnement, afin d'assurer une sécurité et un confort aux usagées.

II.1.3.1 Terminologie

a- La **marche** est la partie horizontale, là où l'on marche.

b- La **contremarche** est la partie verticale, contre la marche.

c- L'**emmarchement** est la longueur utile de chaque marche.



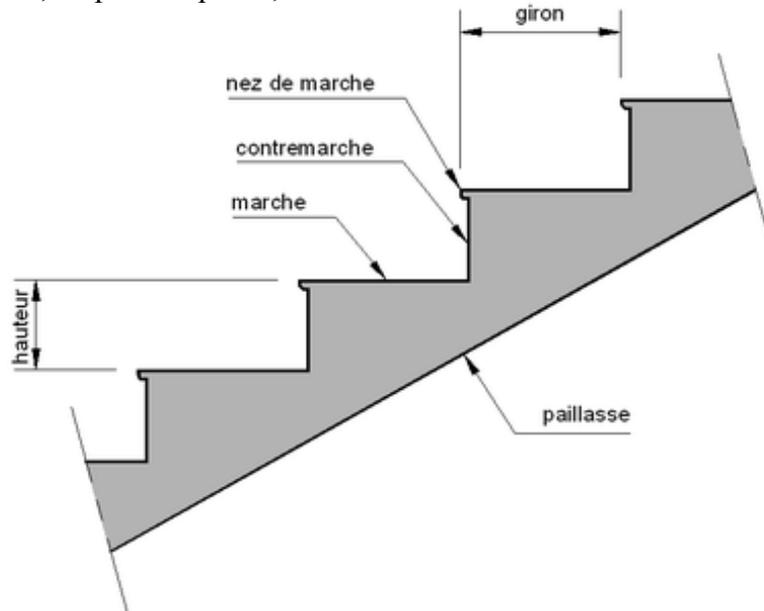
FigII.2 section en T

d- Le **giron** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée dont cette dernière est tracée à **0,5m** de la ligne de jour.

e- La **paillasse** supporte les marches et contremarches.

α est l'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale.

Un ensemble de marches, de palier à palier, est une **volée**.



FigII.3 d'étail d'un escalier droit

Pour le dimensionnement des marches (g) et les contres marches (h) on utilise la formule de

BLONDEL :

$$g + 2h = m \quad (1)$$

Avec : m variant de **59 cm** (escaliers courants d'appartements) à 66 cm (locaux publics).

Plus couramment on prend : $g + 2h = 64 \text{ cm}$

Avec $h = \frac{H}{n}$; $g = \frac{L}{(n-1)}$

H : hauteur de la volée.

L : longueur de la volée.

Soit

n : n^{bre} de contre marche

$(n - 1)$: n^{bre} de marche

En remplace les valeurs de g et h dans (1), on aura :

$$\frac{L}{(n-1)} + 2\frac{H}{n} = 64 \text{ cm}$$

Ou encore

$$64n^2 - (64 + 2H + L)n + 2H = 0 \quad (2)$$

II.1.3.2 type d'escalier

Type 1: étages courants à 3 volée

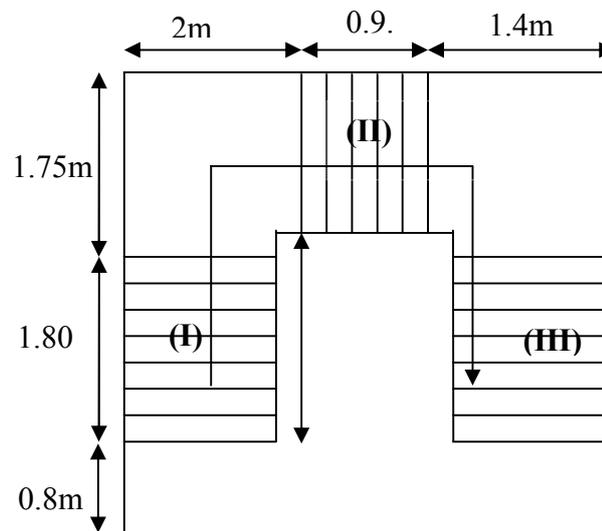


Fig.II.4 vue en plan de l'escalier type I

Volée I et III :

$$H = 1.19 \text{ m}$$

$$L = 1.80 \text{ m}$$

On remplace dans (2), on aura

$$64n^2 - 482n + 238 = 0 \quad (2)$$

D'où le nombre de contres marche est $n = 7$

le nombre de marches est $(n - 1) = 6$

$$h = \frac{H}{n} = 17 \text{ cm} \quad g = \frac{L}{(n - 1)} = 30 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paillasse :

Elle est déterminée en assimilant cette dernière à une poutre simplement appuyée, elle est calculée par la relation suivante:

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 350/30 \leq e \leq 350/20$$

$$\Rightarrow 11.66 \text{ cm} \leq e \leq 17.5 \text{ cm}$$

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

Poids de la paille :

$$G = \frac{\gamma_b \times e}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.15}{0.83}$$

$$G = 4.51 \text{ KN/m}^2$$

Avec : $\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L) = \text{tg}^{-1}(1.2/1.80)$

$$\Rightarrow \alpha = 33.7^\circ$$

$$L_p = (L^2 + H^2)^{1/2} = 2.16 \text{ m}$$

Volée 2:

$$H = 0.68 \text{ m}$$

$$L = 0.90 \text{ m}$$

On remplace dans (2), on aura

$$64n^2 - 290n + 136 = 0 \quad (2)$$

D'où le nombre de contres marche est $n = 4$

le nombre de marches est $(n - 1) = 3$

$$h = \frac{H}{n} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{(n - 1)} = 30 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paille :

Elle est déterminée en assimilant cette dernière à une poutre simplement appuyée, elle est calculée par la relation suivante:

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 482/30 \leq e \leq 482/20$$

$$\Rightarrow 16 \text{ cm} \leq e \leq 24 \text{ cm}$$

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

Poids de la paille :

$$G = \frac{\gamma_b \times e}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.15}{0.87}$$

$$G=4.31 \text{ KN/m}^2$$

Type 2: RDC à un seul volée

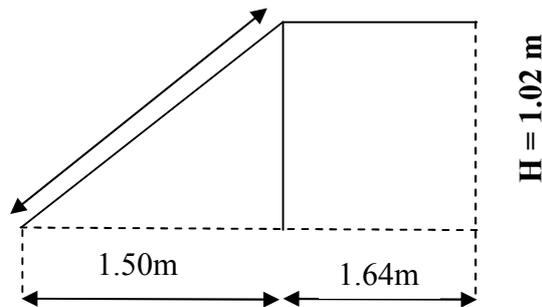


Fig III.2.2 Schéma statique

$$H = 1.02 \text{ m}$$

$$L = 1.50 \text{ m}$$

On remplace dans (2), on aura

$$64n^2 - 418n + 204 = 0 \quad (2)$$

D'où le nombre de contres marche est $n = 6$

le nombre de marches est $(n - 1) = 5$

$$h = \frac{H}{n} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{(n - 1)} = 30 \text{ cm}$$

Epaisseur de la pailleasse

L'épaisseur de la pailleasse sera déterminée en assimilant cette dernière à une poutre simplement appuyée, l'épaisseur « e » sera calculée par la relation suivante :

$$\frac{L_1}{30} \leq e \leq \frac{L_1}{20} \quad L_p = \sqrt{(L^2 + H^2)} = 181 \text{ cm}$$

D'où $11.5 \leq e \leq 17.25$

$$L = 181 + 164 = 345 \text{ cm}$$

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

II.1.4 L'Acrotère

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

Dans notre projet on a seul type d'acrotère.

II.1.4.1 Evaluation des charges

Hypothèses de calcul :

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

Évaluation des charges et surcharges :

- **Poids propre :**

$$G1 = 25 * (0.8 * 0.1 + 0.03 * 0.1/2 + 0.07 * 0.1).$$

$$G1 = 2.121 \text{ KN/m.}$$

- **Enduit de ciment de 1.5cm d'épaisseur**

$$G2 = 20 \times 0.015 \times 0.8 \times 2 = 0.48 \text{ KN/m}$$

$$\text{Donc : } W_p = G1 + G2 = 2.121 + 0.48 = 2.601 \text{ KN/m.}$$

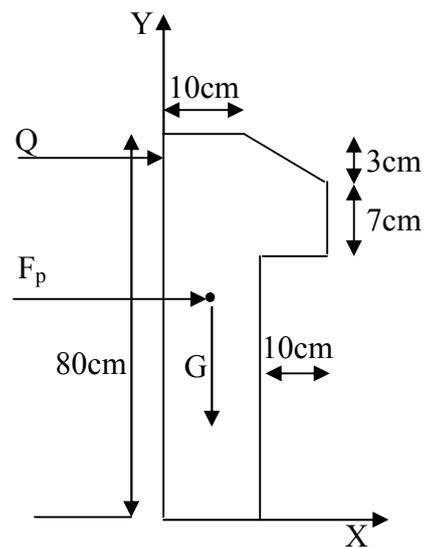


Fig II.6 coupe transversale de l'acrotère

- **la charge d'exploitation :**

$$Q1 = 1 \text{ KN/m}$$

II.2 Prédimensionnement des éléments principaux

II.2.1 Les Poutres principales

Selon le **BAEL91** le Prédimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

Avec

h : hauteur de la poutre.

L_{max} : portée maximale entre nus d'appuis des poutres.

$$L_{max} = 610 - 50 = 560 \text{ cm}$$

D'où

$$37.33 \leq h \leq 56$$

On opte pour :

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$b = 35 \text{ cm (largeur de la poutre principale)}$$

Vérification des règles du RPA

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA** qui sont les suivantes

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} & \text{(condition vérifiée).} \\ h \geq 30 \text{ cm} & \text{(condition vérifiée).} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}, \quad \frac{45}{35} = 1,28 \leq 4 & \text{(condition vérifiée).} \end{cases}$$

II.2.2 Les Poutres secondaires

Leur hauteur est donnée par la formule suivante (Condition de flèche) :

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

Avec

h : hauteur de la poutre.

L_{max} : portée maximum entre nus d'appuis des poutres.

$$L_{max} = 445 - 40 = 405 \text{ cm}$$

D'où

$$27 \leq h \leq 40.5$$

On opte pour :

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm (largeur de la poutre secondaire)}$$

Vérification des règles du RPA

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA** qui sont les suivantes

:

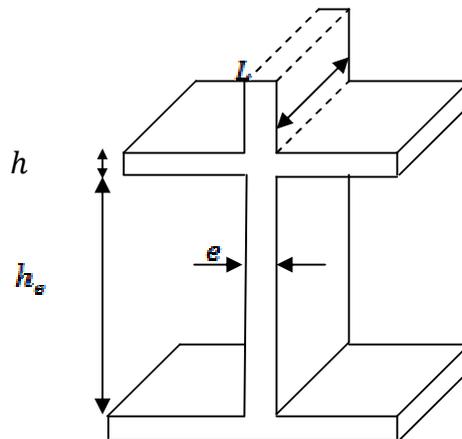
$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} & \text{(condition vérifiée).} \\ h \geq 30 \text{ cm} & \text{(condition vérifiée).} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}, \quad \frac{40}{30} = 1,33 < 4 & \text{(condition vérifiée).} \end{cases}$$

II.2.3 Les Voiles

Les voiles sont des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des charges horizontales.

L'épaisseur des voiles est donnée en satisfaisant à la condition du

RPA99 suivante : $e \geq \max\left(\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm}\right)$ Art. 7.7.1



FigII.7 : schéma de voile

e : épaisseur de voile.

h_e : hauteur d'étage libre

Sous sol

- $h_e = 3.34 \rightarrow e \geq \max(17.70; 15\text{cm})$

RDC

- $h_e = 5.41 \rightarrow e \geq \max(26; 15\text{cm})$

Etage courant

$h_e = 2.86\text{m} \rightarrow e \geq \max(14,3; 15 \text{ cm})$

On prend dans un premier temps

$e=26\text{cm}$ pour le sous sol et RDC.

$e=20\text{cm}$ pour les autres étages.

II.2.4 les Poteaux

Dans un premier temps, et d’après les conditions du **RPA99V2003 (Art. 7.4.1)** suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq h_e / 20 \text{ pour des poteaux rectangulaires} \\ 0,25 < b/h < 4 \\ D \geq 30 \text{ cm} \text{ pour des poteaux circulaires} \end{array} \right.$$

On fixera les dimensions des poteaux, tout en vérifiant les recommandations de RPA 99

Version 2003 citées ci-dessus comme suite :

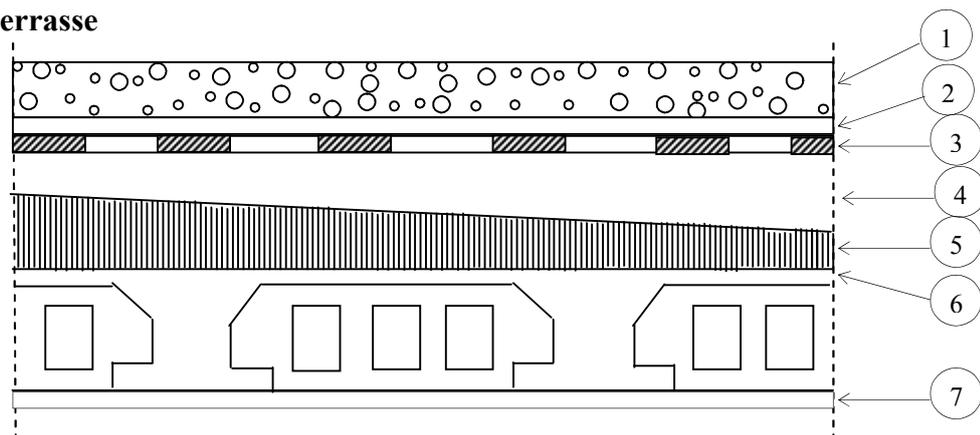
- Sous sol et RDC : **70x 60**
- 1^{er} et 2^{ème} niveau : **65x 55**
- 3^{ème} et 4^{ème} niveau : **60x 50**
- 5^{ème} et 6^{ème} niveau: **55x 45**
- 7^{ème} et 8^{ème} niveau : **50x40**
- 9^{ème} et 10^{ème} niveau : **45x 35**

II.2.5 Descente de charge

II.2.5.1 Evaluation des charges et des surcharges

II.2.5.1.1 Les planchers

a- Plancher terrasse



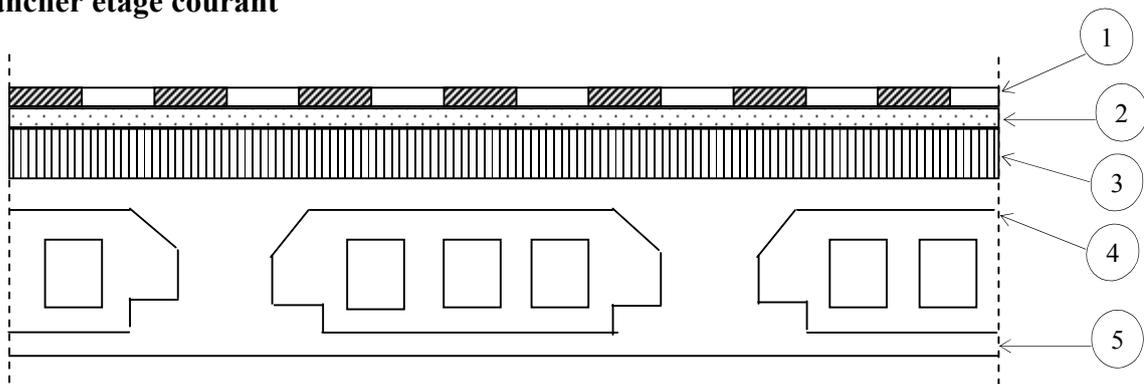
FigII.7 plancher de terrasse

Tableaux II.1 plancher terrasse

N°	Description	Epaisseur (m) "e"	Poids "G" (KN/m ²)
1	Protection lourde en gravier	0,05	1,00
2	Etanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Isolation thermique en polystyrène	0,04	0,10
4	Couche pour vapeur en fente bitumée	0,007	0,03
5	Forme de pente en béton nègre	0,10	2,20
6	Plancher à corps creux	16+4 (cm)	2,85
7	Enduit en plâtre	0,015	0,15
			G_{pt} = 6,45

La surcharge d'exploitation est $Q_{gr} = 1 \text{ KN/m}^2$

b-Plancher étage courant



FigII.8 plancher étage courant

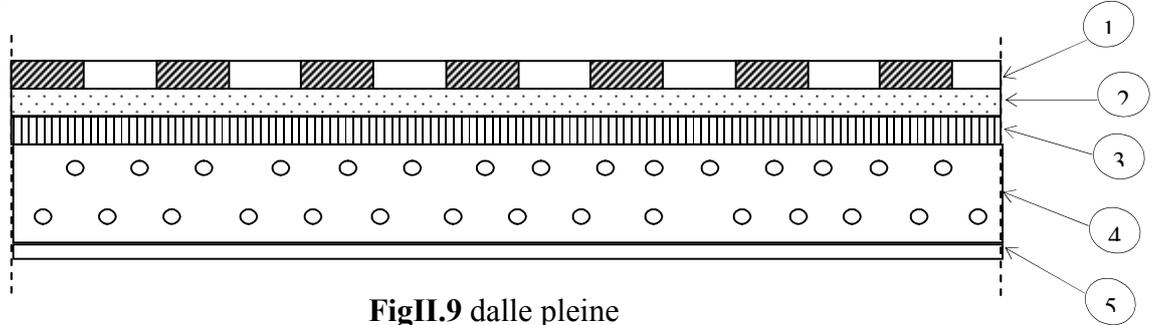
Tableaux II.2 – Plancher étage courant

N°	Description	Epaisseur (m) "e"	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0,02	0.40
3	Lit de sable	0.02	0.36
4	Dalle de corps creux (16+4)	0.20	2.85
5	Enduit en mortier ciment	0.015	0.15
6	Cloisons de distribution	0.10	1
			G_{pe} = 5,20

La surcharge d'exploitation à prendre sur les planchers de RDC (planchers de commerce) est $Q_{pe} = 5 \text{ KN/m}^2$.

La surcharge d'exploitation à prendre sur les autres étages courant est $Q_{pe} = 1,5 \text{ KN/m}^2$.

c-Dalles pleines



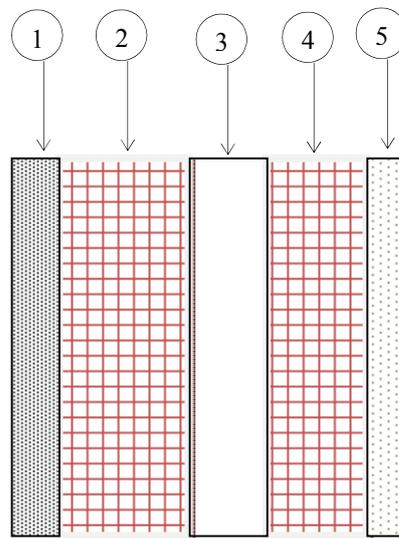
FigII.9 dalle pleine

Tableaux II.3 - Dalle pleine

N°	Description	Epaisseur (m) "e"	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	0,44
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Lit de sable	0.02	0,36
4	Dalle pleine	0.15	3,75
5	Enduit en mortier ciment	0.015	0,21
			G_{dp} = 5.16

La surcharge d'exploitation sur les balcons est $Q_{dp} = 3,5 \text{ KN/m}^2$.

II.2.5.1.2 Evaluation des charges sur les murs en double cloisons



FigII.10 mur extérieur

Tableaux II.4 – Mur extérieur

N°	Description	Epaisseur (m) "e"	Poids "G" (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	0,40
2	Brique creuse	0,15	1,35
3	Lame d'air	0.05	0,00
4	Brique creuse	0.10	0,90
5	Enduit en plâtre	0.015	0,15
			G_{dp} = 2,80

Remarque : pour les murs a une seul cloison, et suivant les règlements du

DTR B.C 2.2 (Art.III.2) la valeur de la charge permanente égale à **1 KN/m²**.

II.2.5.1.3 Evaluation des charges sur les éléments porteurs

a- Sous-sol

On fixe la section des poteaux de **0,70 * 0,60 m²**

$$P_{pot} = 0,7 * 0,6 * 3,74 * 25 = 39,27KN$$

Poutres principales **0,45 * 0,35 m²**

$$P_{pp} = 0,45 * 0,35 * 4,9 * 25 = 19.29 KN$$

Poutres secondaires **0,40 * 0,30 m²**

$$P_{ps} = 0,40 * 0,30 * 4,05 * 25 = 12,15 KN$$

b- RDC

On fixe la section des poteaux de **0,70 * 0,60 m²**

$$P_{pot} = 0,7 * 0,6 * 5,61 * 25 = 58,90KN$$

c- 1^{er} et 2^{ème} niveau

On fixe la section des poteaux de **0,65 * 0,55 m²**

$$P_{pot} = 0,65 * 0,55 * 3,06 * 25 = 27,34 KN$$

d- 3^{ème} et 4^{ème} niveau

On fixe la section des poteaux de **0,60 * 0,50 m²**

$$P_{pot} = 0,60 * 0,50 * 3,06 * 25 = 22,95 KN$$

e-5^{ème} et 6^{ème} niveau

On fixe la section des poteaux de **0,55 * 0,45 m²**

$$P_{pot} = 0,55 * 0,45 * 3,06 * 25 = 18,93KN$$

e- 7^{ème} et 8^{ème} niveau

On fixe la section des poteaux de $0,50 * 0,40 \text{ m}^2$

$$P_{\text{pot}} = 0,50 * 0,40 * 3,06 * 25 = 15,30 \text{ KN}$$

f- 9^{ème} et 10^{ème} niveau

On fixe la section des poteaux de $0,45 * 0,45 \text{ m}^2$

$$P_{\text{pot}} = 0,45 * 0,35 * 3,06 * 25 = 12,04 \text{ KN}$$

Surface afférente

$$S1 = 5,80 \text{ m}^2$$

$$S2 = 4,55 \text{ m}^2$$

$$S3 = 5,66 \text{ m}^2$$

$$S4 = 4,44 \text{ m}^2$$

Pour la terrasse et le RDC on prend :

$$S1 + S2 + S3 + S4 = 20,45 \text{ m}^2$$

Pour les étages courant :

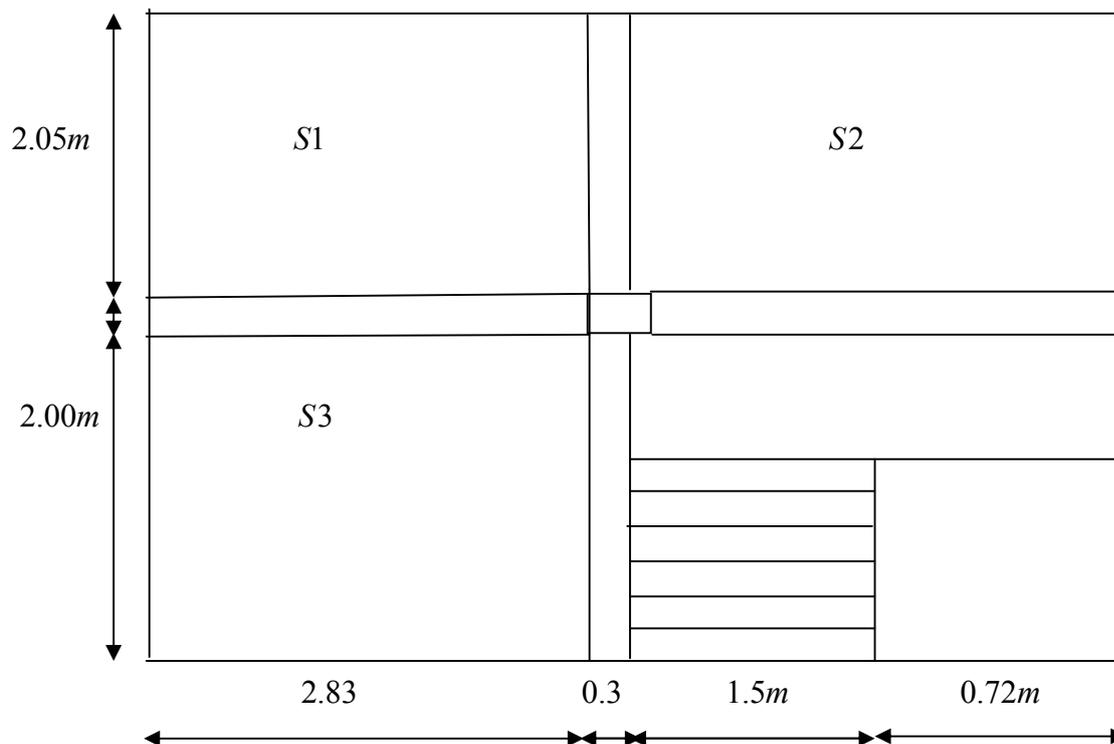
$$S1 + S2 + S3 = 16,01 \text{ m}^2$$

La surface de la dalle pleine au niveau des étages courants $S = 0,63 * 2,22 = 1,39 \text{ m}^2$.

la surface des escaliers $S = 1,37 * 1,50 = 2,46 \text{ m}^2$.

$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$.pour les escaliers.

Surface afférente du terrasse (poteau C-3)



II.2.5.2 La loi de dégression

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. C'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement pour lesquels la loi de dégression donnée ci-après est applicable.

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

Enoncé de la loi de dégression : **DTR B. C 2.2 (Art. IV. 6. 3)**

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression énonce que les charges d'exploitations de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

Pour la terrasse ... Q_0

Pour le dernier étage ... Q

Pour l'étage immédiatement inférieur ... $0,90 Q$

Pour l'étage immédiatement inférieur ... $0,80 Q$

Et ainsi de suite en réduisant de **10%** par étage jusqu'à **$0,50 Q$** , valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

$$\text{N}^{\circ}12 : Q_0 = 20.45 \text{ KN}$$

$$\text{N}^{\circ}11 : Q_1 = 20.45 + 33.63 = 54.08 \text{ KN}$$

$$\text{N}^{\circ}10 : Q_2 = 54.08 + (0,9 * 33.63) = 84.34 \text{ KN}$$

$$\text{N}^{\circ}9 : Q_3 = 84.34 + (0,8 * 33.63) = 111.24 \text{ KN}$$

$$\text{N}^{\circ}8 : Q_4 = 111.24 + (0,7 * 33.63) = 134.78 \text{ KN}$$

$$\text{N}^{\circ}7 : Q_5 = 134.78 + (0,6 * 33.63) = 154.95 \text{ KN}$$

$$\text{N}^{\circ}6 : Q_6 = 154.95 + (0,5 * 33.63) = 171.76 \text{ KN}$$

$$\text{N}^{\circ}5 : Q_7 = 171.76 + 16.81 = 188.57 \text{ KN}$$

$$\text{N}^{\circ}4 : Q_8 = 188.57 + 16.81 = 205.38 \text{ KN}$$

$$\text{N}^{\circ}3 : Q_9 = 205.38 + 16.81 = 222.19 \text{ KN}$$

$$\text{N}^{\circ}2 : Q_{10} = 222.19 + 15.33 = 237.52 \text{ KN}$$

$$\text{N}^{\circ}1 : Q_{11} = 237.52 + 51.12 = 288.63 \text{ KN}$$

Les résultats de la descente de charge sont présentes dans le tableau suivant :

Tableaux II.5 – Descente de charge du poteau P

N°	Désignation	G (KN)	Q (KN)
N°12	Plancher terrasse inaccessible.	131.90	20.45
	Poutres principales.	19.29	
	Poutres secondaires	12.15	
Σ		163.34	20.45
N°11	Venant de N°12.	163.34	33.63
	Poutres principales.	19.29	
	Poutres secondaires.	12.15	
	Poteaux.	12.04	
	Plancher étage courant.	100.46	
Σ		307.28	54.08
N°10	Venant de N°11.	307.28	30.26
	Poutres principales.	19.29	
	Poutres secondaires.	12.15	
	Poteaux.	12.04	
	Plancher étage courant.	100.46	
Σ		451.22	84.34
N°9	Venant de N°10.	451.22	26.90
	Poutres principales.	19.29	
	Poutres secondaires.	12.15	
	Poteaux.	15.30	
	Plancher étage courant.	100.46	
Σ		598.42	111.24
N°8	Venant de N°9.	598.42	23.54
	Poutres principales.	19.29	
	Poutres secondaires.	12.15	
	Poteaux.	15.30	
	Plancher étage courant.	100.46	
Σ		745.62	134.78
N°7	Venant de N°8.	745.62	20.17

	Poutres principales.	19.29	
	Poutres secondaires.	12.15	
	Poteaux.	18.93	
	Plancher étage courant.	100.46	
Σ		896.45	154.95
N°6	Venant de N°7.	896.45	
	Poutres principales.	19.29	
	Poutres secondaires.	12.15	16.81
	Poteaux.	18.93	
	Plancher étage courant.	100.46	
Σ		1047.28	171.76
N°5	Venant de N°6.	1047.28	
	Poutres principales.	19.29	
	Poutres secondaires.	12.15	16.81
	Poteaux.	22.95	
	Plancher étage courant.	100.46	
Σ		1202.13	188.57
N°4	Venant de N°5.	1202.13	
	Poutres principales.	19.29	
	Poutres secondaires.	12.15	16.81
	Poteaux.	22.95	
	Plancher étage courant.	100.46	
Σ		1356.98	205.38
N°3	Venant de N°4.	1356.98	
	Poutres principales.	19.29	
	Poutres secondaires.	12.15	16.81
	Poteaux.	27.34	
	Plancher étage courant.	100.46	
Σ		15016.22	222.19
N°2	Venant de N°3.	1516.22	
	Poutres principales.	19.29	
	Poutres secondaires.	12.15	15.33
	Poteaux.	27.34	

	Plancher étage courant.	106.34	
Σ		1681.34	237.52
N°1	Venant de N°2.	1681.34	52.12
	Poutres principales.	19.29	
	Poutres secondaires.	12.15	
	Poteaux.	58.90	
	Plancher étage courant.	106.34	
Σ		1877.02	288.63

$$P_U = 1,35G + 1,5Q$$

$$P_U = 1,35(1877,02) + 1,5(288,63)$$

$$P_U = 2966,92 \text{ KN}$$

II.2.5.3 Vérification

Selon le **BAEL (art B.8.1,1)** on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de **10%**.

Après majoration on trouve à la base

$$N_U = \mathbf{3263.61KN.}$$

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

- ✓ Le critère de résistance.
- ✓ Le critère de stabilité de forme.
- ✓ Les règles du RPA99/2003.

a- Critère de résistance

$$\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Tel que

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 * f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{3263,61}{14,2 * 10^3} \Rightarrow B \geq 0,229 \text{ m}^2$$

Or, on a

$$S = 0,70 * 0,60 = 0,42 \geq 0,229 \text{ condition vérifiée.}$$

b-Critère de stabilité de forme

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement).

$$N_u \leq N_{uR} = \alpha * \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_s}{\gamma_s} \right] \quad (\text{BAEL91 art B.8.4, 1})$$

Avec

B_r : section réduite du béton ($B_r = (\alpha - 2) * (b - 2)$).

γ_b : Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1,15$: Coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement λ .

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right) & \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ (rayon de giration)

B : section du poteau

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad (\text{section rectangulaire})$$

l_f = Longueur de flambement ;

$$l_f = 0,7l_0 \quad (\text{BAEL91 art B.8.3, 31})$$

$$l_f = 0,7 * 5,21 = 3,64 \text{ m}$$

$$\lambda = l_f \frac{\sqrt{12}}{0,7} = 3,64 * \frac{\sqrt{12}}{0,7}$$

$$\lambda = 18,01 \square 50$$

D'où

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]} = 0,8$$

D'après le **BAEL91** : $A_s = 1\% B_r$

L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%.

D'après l'expression donnée dans le **BAEL91 art B.8.4.1** ;

$$B_r \geq \frac{1,1 * N_{sd}}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{f_s}{100\gamma_s} \right)}$$

A.N:

$$B_r \geq \frac{1,1 * 3203,61 * 10^{-3}}{0,8 \left(\frac{25}{0,9 * 1,5} + \frac{400}{100 * 1,15} \right)} = 0,20 \text{ m}^2$$

$$Br = (a - 0,02)(b - 0,02) = (0,7 - 0,02)(0,6 - 0,02)$$

$$\Rightarrow Br = 0,3944 \text{ m}^2 > 0,244 \text{ m}^2$$

Donc pas de risque de flambement du poteau.

b- Vérification des conditions du **RPA 99 (art 7.4.1)**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire en **zone (IIa)** les conditions suivantes :

$$\min(h, b) \geq 25 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

$$\min(h, b) \geq \frac{he}{20} \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{l}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \quad \text{vérifiée}$$

c- Pré-vérification de l'effort normal réduit

Selon le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.1)** l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3$$

N_d : Effort normal réduit (sans majoration).

B_c : Section brute du béton

$$N_d = 2966,92 \text{ KN}$$

$$B_c = 0,42 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{2966,92 * 10^{-3}}{0,42 * 25} = 0,28 \leq 0,3 \quad \text{vérifiée}$$

Conclusion :

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

- Poutres principales : $45 \times 35 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $40 \times 30 \text{ cm}^2$
- Poteau du sous sol et de RDC : 70×60
- Poteau de 1^{ère} et 2^{ème} étages : 65×55
- Poteau de 3^{ème} et 4^{ème} étages : 60×50
- Poteau de 5^{ème} et 6^{ème} étages : 55×45
- Poteau de 7^{ème} et 8^{ème} étages : 50×40
- Poteau de 9^{ème} et 10^{ème} étages : 45×35

III.1 Etude des planchers

Les planchers les plus utilisés dans les bâtiments sont les planchers à corps creux, composés de corps creux, dalle de compression et de poutrelles préfabriquées ou coulées sur place.

Le choix de type du plancher dépend de son utilisation pour satisfaire les conditions suivantes :

- La résistance mécanique en supportant les sollicitations externes.
- Limitation des flèches.
- L'isolation thermique et acoustique et la résistance au feu.

III.1.1 Prédimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères ; elles sont disposées parallèlement à la plus petite portée .Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

b : Largeur de la table de compression.

h : Épaisseur du plancher =16+4 cm.

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

l_y : distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres

Principales.

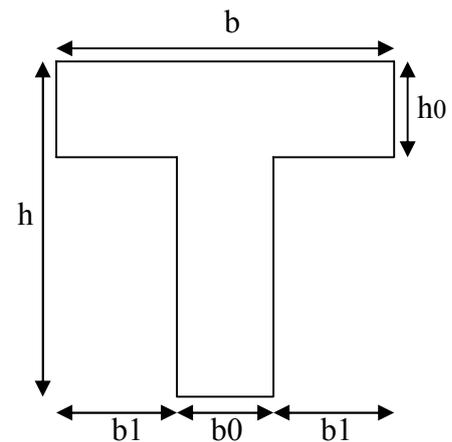
$b_0 = (0.4; 0.6) * h = (8; 12)$ cm. On adopte $b_0 = 10$ cm.

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \Rightarrow b \leq 2 \cdot \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) + b_0$$

$$l_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm.}$$

$$l_y = 445 - 40 = 405 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{55}{2}; \frac{405}{10}\right) = 27.5 \text{ cm.} \Rightarrow b = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm.}$$



Charges et surcharges :

- Plancher terrasse inaccessible ... $G = 6.45 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher étage courant $G = 5.20 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher étage commerce..... $G = 5.20 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 5 \text{ KN/m}^2$.

III.1.2 Méthodes de calcul des sollicitations :

Les deux méthodes utilisées pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles :

- A- La méthode forfaitaire.
- B- La méthode de Caquot.

A. Méthode forfaitaire :

Elle est applicable essentiellement pour les planchers à surcharges d'exploitations modérées, les conditions d'application sont les suivantes :

- ✓ Surcharges d'exploitations modérées c.-à-d.: $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$.
- ✓ Moment d'inertie est le même dans toutes les travées.
- ✓ Les portées successives sont dans le rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- ✓ La fissuration est peu nuisible.

Cette méthode est aussi applicable pour les poutres continues, et les dalles pleines portant dans un seul sens lorsque les conditions précédentes sont satisfaites et le rapport : $\frac{l_x}{l_y} \leq 0,4$.

B. Méthode de Caquot :

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées $Q > (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$ mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

III.1.3 Les différents types des poutrelles :

Vue en plan la disposition des poutrelles dans le cas de notre projet : on a 4 types de poutrelles étudiées :

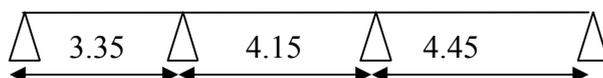
Type 01 :



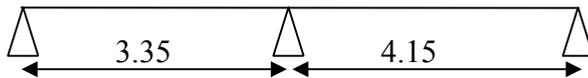
Type 02 :



Type 03 :



Type 04 :



d)- Méthode de calcul des poutrelles :

❖ **La méthode forfaitaire :**

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharge modérée.

• **Condition d'application :**

- Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min(2 \times G; 5) \text{KN} / \text{m}^2$.

Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6,45 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1,00 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1,00 \leq \min(2 \times 6,45; 5) \text{KN} / \text{m}^2 \quad \text{Vérfiée.}$$

Plancher étage courant :

$$G = 5,20 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1,5 \leq \min(2 \times 5,2; 5) \text{KN} / \text{m}^2 \quad \text{Vérfiée.}$$

Plancher étage commercial :

$$G = 5,20 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 5 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 5 \leq \min(2 \times 5,2; 5) \text{KN} / \text{m}^2 \quad \text{Vérfiée.}$$

- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée. Vérfiée.

- Le rapport $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$

$$\text{Type 1 : } 0,8 \leq \frac{3,35}{4,15}; \frac{4,35}{4,45} \leq 1,25 \quad \text{Vérfiée.}$$

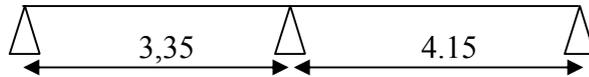
$$\text{Type 2 : } 0,8 \leq \frac{4,15}{4,35} \leq 1,25 \quad \text{Vérfiée.}$$

$$\text{Type 3 : } 0,8 \leq \frac{4,35}{4,15} \leq 1,25 \quad \text{Vérfiée.}$$

- Fissuration peu nuisible.

-Exemple de calcul :

4^{ème} type de poutrelle (plancher à étage courant) :



On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites

($\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3,35}{4,15} = 0,8$) ; donc on applique la méthode forfaitaire.

- **Moments isostatiques :**

À l'ELU :

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,02 \times 3,35^2}{8} = 8,44 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = 12,95 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0 = 6,10 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = 9,37 \text{ KN.m}$$

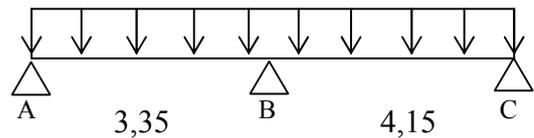


Fig II.1.1 Schéma statique d'une poutrelle

- **Moments sur les appuis :**

Appuis de rive :

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0,15 \times M_0$.

Appuis intermédiaires :

À l'LEU :

$$M_B = 0,6 \times M_{BC}^0 = 0,6 \times 12,95 = 7,78 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$M_B = 0,6 \times M_{BC}^0 = 0,6 \times 9,37 = 5,62 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5.20} = 0.224$$

$$\alpha = 0,224 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,067. \\ 1,2 + 0,3\alpha = 1,267. \end{cases}$$

À l'ELU :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_t}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

Travée A-B

$$\begin{cases} M_t \geq 1.05 \times 8,44 - \frac{7,78}{2} = 4,97 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 5,34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée B-C :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.05 \times 12,95 - \frac{7,78}{2} = 9,70 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 8,20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

À l'ELS :

Travée A-B :

$$\begin{cases} M_t \geq 3,59 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 3,86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée B-C :

$$\begin{cases} M_t \geq 7,28 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 5,93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Les efforts tranchants :**

À l'ELU :

Travée A-B :

$$V_A = \frac{6,02 \times 3,35}{2} = 10,08KN$$

$$V_B = 1.15 \times V_A = 11,59KN$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.15 \times \frac{6,02 \times 4,15}{2} = 14,36KN$$

$$V_C = 12,49KN$$

À l'ELS :

$$V_A = \frac{4,35 \times 3,35}{2} = 7,28KN$$

$$V_B = 1.15 \times V_A = 8,37KN$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.15 \times \frac{4,35 \times 4,15}{2} = 10,38KN$$

$$V_C = 9,02KN$$

Tableau III.1.1 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher à l'étage courant (type4).

Travée	L(m)	M ₀ (KNm)	M _i M _{i+1} (KNm)	V(KN)	Mt (KN.m)
AB	3,35	8,44	M _a =0 M _B =-7,78	V _A = 10,08 V _B = 11,59	5,34
BC	4,15	12,95	M _B =-7,78 M _C =0	V _B = 14,36 V _C = 12,49	9,70

Tableau III.1.2 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher à l'étage courant (type4).

travée	L(m)	M ₀ (KNm)	M _i M _{i+1} (KNm)	V(KN)	Mt (KN.m)
AB	3,35	6,10	M _a =0 M _B =5,62	V _A = 7,28 V _B = 8,37	3,86
BC	1,15	9,37	M _B =5,62 M _C =0	V _B = 12,22 V _C = 10,62	7,19

Poutrelles du plancher à l'étage courant :

Poutrelle de type 2 :

$P_u = 6,02 \text{ KN/m}$

$P_s = 4,35 \text{ KN/m}$

$G = 5,20 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$\alpha = 0,224$

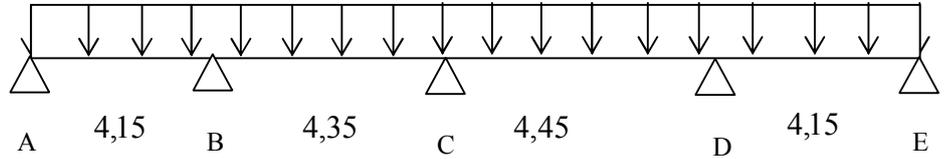


Fig III.1.2 Schéma statique de la poutrelle type 2

Tableau III.1.3 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher à l'étage courant (type2).

travée	L(m)	M_0 (KNm)	M_i M_{i+1} (KNm)	V(KN)	Mt (KN.m)
AB	4,15	12,97	$M_a=0$ $M_B=-7,12$	$V_A = 12,50$ $V_B = -13,75$	10,28
BC	4,35	14,25	$M_B=-7,12$ $M_C=-5,96$	$V_B = 14,41$ $V_C = -13,40$	8,66
CD	4,45	14,91	$M_C=-5,96$ $M_D=-7,46$	$V_C = 13,40$ $V_D = -14,74$	9,20
DE	4,15	12,97	$M_D=-7,46$ $M_E=0$	$V_D = 13,75$ $V_E = -12,50$	10,11

Tableau III.1.4 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher à l'étage courant (type 2).

travée	L(m)	M_0 (KNm)	M_i M_{i+1} (KNm)	V(KN)	Mt (KN.m)
AB	4,15	9,37	$M_a=0$ $M_B=-5,15$	$V_A = 9,03$ $V_B = -9,93$	7,43
BC	4,35	10,30	$M_B=-5,15$ $M_C=-4,31$	$V_B = 10,41$ $V_C = -9,68$	6,26
D	4,45	10,78	$M_C=-4,31$ $M_D=-5,39$	$V_C = 9,68$ $V_D = -10,65$	6,65

DE	4,15	9,37	$M_D = -5,39$ $M_E = 0$	$V_D = 9,93$ $V_E = -9,03$	7,31
----	------	------	----------------------------	-------------------------------	------

Poutrelles du plancher à l'étage courant :

Poutrelle de type 1 :

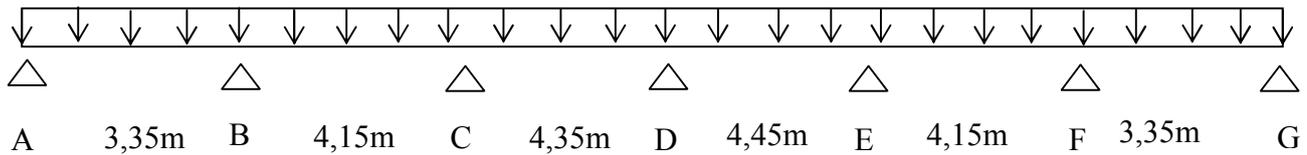


Fig III.1.3 Schéma statique de la poutrelle type 1

Tableau III.1.5 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher à l'étage courant (type1)

travée	L(m)	M_0 (KNm)	M_i M_{i+1} (KNm)	V(KN)	Mt (KN.m)
AB	3,35	8,45	$M_a = 0$ $M_B = -6,48$	$V_A = 10,09$ $V_B = -11,10$	5,77
BC	4,15	12,97	$M_B = -6,48$ $M_C = -5,70$	$V_B = 13,75$ $V_C = -12,50$	7,75
CD	4,35	14,25	$M_C = -5,70$ $M_D = -5,96$	$V_C = 13,10$ $V_D = -13,10$	9,37
DE	4,45	14,91	$M_D = -5,96$ $M_E = -5,96$	$V_D = 13,40$ $V_E = -13,40$	9,95
EF	4,15	12,97	$M_E = -5,96$ $M_F = -6,48$	$V_E = 12,50$ $V_F = -13,75$	7,61
FG	3,35	8,45	$M_F = -6,48$ $M_G = 0$	$V_F = 11,10$ $V_G = -10,09$	5,77

Tableau III.1.6 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher à l'étage courant (type 1).

travée	L(m)	M ₀ (KNm)	M _i M _{i+1} (KNm)	V(KN)	Mt (KN.m)
AB	3,35	6,11	M _a =0 M _B =-4,68	V _A = 7,28 V _B = -8,01	4,17
BC	4,15	9,37	M _B =-4,68 M _C =-4,12	V _B = 10,77 V _C = -9,79	5,60
CD	4,35	10,30	M _C =-4,12 M _D =-4,31	V _C = 9,45 V _D = -9,45	6,77
DE	4,45	10,78	M _D =-4,31 M _E =-4,31	V _D = 9,67 V _E = -9,67	7,19
EF	4,15	9,37	M _E =-4,31 M _F =-4,68	V _E = 9,02 V _F = -9,92	5,50
FG	3,35	6,11	M _F =4,68 M _G =0	V _F = 11,10 V _G = -7,28	4,17

Poutrelles du plancher à l'étage courant :

Poutrelle de type 3 :

Fig III.1.4 Schéma statique de la poutrelle type 3

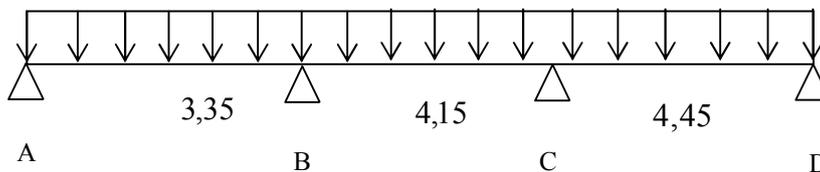


Tableau III.1.7 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher à l'étage courant (type3).

travée	L(m)	M ₀ (KNm)	M _i M _{i+1} (KNm)	V(KN)	Mt (KN.m)
AB	3,35	8,45	M _a =0 M _B =-6,48	V _A = 10,09 V _B = -11,10	5,77
BC	4,15	12,97	M _B =-6,48 M _C =-7,46	V _B = 13,75 V _C = -13,75	6,92
CD	4,45	14,91	M _C =-7,46 M _D =0	V _C = 14,75 V _D = -13,40	12,19

Tableau III.1.8 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher à l'étage courant (type3)

travée	L(m)	M ₀ (KNm)	M _i M _{i+1} (KNm)	V(KN)	Mt (KN.m)
AB	3,35	6,11	M _a =0 M _B =-4,69	V _A = 7,28 V _B = -8,01	4,17
BC	4,15	9,37	M _B =-4,69 M _C =-5,39	V _B = 9,92 V _C = -9,92	5,00
CD	4,45	10,78	M _C =-5,39 M _D =0	V _C = 10,64 V _D = -9,67	8,81

Etude des poutrelles du plancher à terrasse inaccessible :

Poutrelle de type 1 :

$P_u = 6,63 \text{ KN/m}$

$P_s = 4,84 \text{ KN/m}$

$G = 6,45 \text{ KN/m}^2$

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

$\alpha = 0,224$

Tableau III.1.9 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher à terrasse inaccessible (type 1).

travée	L(m)	M ₀ (KNm)	M _i M _{i+1} (KNm)	V(KN)	Mt (KN.m)
AB	3,35	9,30	M _a =0 M _B =-7,14	V _A = 11,11 V _B = -12,22	6,20
BC	4,15	14,28	M _B =-7,14 M _C =-6,27	V _B = 15,14 V _C = -13,76	8,28
CD	4,35	15,69	M _C =-6,27 M _D =-6,57	V _C = 14,31 V _D = -14,43	10,05
DE	4,45	16,42	M _D =-6,57 M _E =-6,57	V _D = 14,76 V _E = -14,76	10,67
EF	4,15	14,28	M _E =-6,57 M _F =-7,14	V _E = 13,76 V _F = -15,14	8,14
FG	3,35	9,30	M _F =-7,14 M _G =0	V _F = 12,22 V _G = -11,11	6,20

Tableau III.1.10 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher à terrasse inaccessible (type 1).

travée	L(m)	M ₀ (KNm)	M _i M _{i+1} (KNm)	V(KN)	Mt (KN.m)
AB	3,35	6,79	M _a =0 M _B =-5,21	V _A = 8,02 V _B = -8,82	4,52
BC	4,15	10,42	M _B =-5,21 M _C =-4,58	V _B = 10,93 V _C = -9,93	6,05
CD	4,35	11,45	M _C =-4,58 M _D =-4,79	V _C = 10,41 V _D = -10,41	7,34
DE	4,45	11,98	M _D =-4,79 M _E =-4,79	V _D = 10,65 V _E = -10,65	7,79
EF	4,15	10,42	M _E =-4,79 M _F =-5,21	V _E = 9,93 V _F = -10,93	5,94
FG	3,35	6,79	M _F =-5,21 M _G =0	V _F = 8,82 V _G = -8,02	5,52

Poutrelle de type 2:

Tableau III.1.11 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher à terrasse inaccessible (type2).

travée	L(m)	M ₀ (KNm)	M _i M _{i+1} (KNm)	V(KN)	Mt (KN.m)
AB	4,15	14,28	M _a =0 M _B =-7,84	V _A = 13,76 V _B = -15,14	11,07
BC	4,35	15,69	M _B =-7,84 M _C =-6,57	V _B = 15,87 V _C = -14,43	9,27
CD	4,45	16,42	M _C =-6,57 M _D =-8,21	V _C = 14,76 V _D = -16,23	9,85
DE	4,15	14,28	M _D =-8,21 M _E =0	V _D = 15,14 V _E = -13,76	10,89

Tableau III.1.12 Sollicitations à l’ELS des poutrelles du plancher à terrasse inaccessible(type2).

travée	L(m)	M ₀ (KNm)	M _i M _{i+1} (KNm)	V(KN)	Mt (KN.m)
AB	4,15	10,42	M _a =0 M _B =-5,73	V _A = 19,93 V _B = -10,93	8,08
BC	4,35	11,45	M _B =-5,73 M _C =-7,79	V _B = 11,45 V _C = -10,41	6,76
CD	4,45	11,99	M _C =-7,79 M _D =-5,99	V _C = 10,65 V _D = -11,72	7,19
DE	4,15	10,42	M _D =-5,99 M _E =0	V _D = 10,93 V _E = -9,93	7,95

Etude des poutrelles du plancher (RDC) :

Poutrelle de type 1 :

$P_u = 9,44 \text{ KN/m}$

$P_s = 6,63 \text{ KN/m}$

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

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

$\alpha = 0,49$

Tableau III.1.13 Sollicitations à l’ELU des poutrelles du plancher d’étage commercial (type1)

travée	L(m)	M ₀ (KNm)	M _i M _{i+1} (KNm)	V(KN)	Mt (KN.m)
AB	3,35	13,24	M _a =0 M _B =-10,16	V _A = 15,80 V _B = -17,39	10,10
BC	4,15	20,32	M _B =-10,16 M _C =-8,93	V _B = 21,54 V _C = -19,58	13,76
CD	4,35	22,32	M _C =-8,93 M _D =-9,34	V _C = 20,52 V _D = -20,52	16,46
DE	4,45	23,36	M _D =-9,34 M _E =-9,34	V _D = 21,00 V _E = -21,00	17,45

EF	4,15	20,32	$M_E = -9,34$ $M_F = -10,16$	$V_E = 19,58$ $V_F = -21,54$	13,55
FG	3,35	13,24	$M_F = -10,16$ $M_G = 0$	$V_F = 17,39$ $V_G = -15,80$	10,10

Tableau III.1.14 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage commercial (type1)

travée	L(m)	M_0 (KNm)	M_i M_{i+1} (KNm)	V(KN)	Mt (KN.m)
AB	3,35	9,30	$M_a = 0$ $M_B = -7,13$	$V_A = 11,40$ $V_B = -12,55$	7,10
BC	4,15	14,27	$M_B = -7,13$ $M_C = -6,27$	$V_B = 15,55$ $V_C = -14,13$	7,66
CD	4,35	15,68	$M_C = -6,27$ $M_D = -6,56$	$V_C = 14,81$ $V_D = -14,81$	11,57
DE	4,45	16,41	$M_D = -6,56$ $M_E = -6,56$	$V_D = 15,16$ $V_E = -15,16$	12,26
EF	4,15	14,27	$M_E = -6,56$ $M_F = -7,13$	$V_E = 14,13$ $V_F = -15,55$	9,52
FG	3,35	9,30	$M_F = -7,13$ $M_G = 0$	$V_F = 12,55$ $V_G = -11,40$	7,10

Tableau III.1.15 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage commercial (type2).

travée	L(m)	M_0 (KNm)	M_i M_{i+1} (KNm)	V(KN)	Mt (KN.m)
AB	4,15	20,32	$M_a = 0$ $M_B = -11,16$	$V_A = 19,58$ $V_B = -21,54$	17,72
BC	4,35	22,32	$M_B = -11,16$ $M_C = -9,34$	$V_B = 22,58$ $V_C = -20,52$	15,35
CD	4,45	23,36	$M_C = -9,34$ $M_D = -11,68$	$V_C = 21,00$ $V_D = -23,10$	16,28
DE	4,15	20,32	$M_D = -11,68$ $M_E = 0$	$V_D = 21,54$ $V_E = -19,58$	17,46

Tableau III.1.16 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage commercial(type2)

travée	L(m)	M ₀ (KNm)	M _i M _{i+1} (KNm)	V(KN)	Mt (KN.m)
AB	4,15	14,27	M _a =0 M _B =-7,84	V _A = 14,13 V _B = -15,55	12,45
BC	4,35	15,68	M _B =-7,84 M _C =-6,56	V _B = 16,30 V _C = -14,81	10,78
CD	4,45	16,41	M _C =-6,56 M _D =-8,20	V _C = 15,16 V _D = -16,67	11,44
DE	4,15	14,27	M _D =-8,20 M _E =0	V _D = 15,57 V _E = -14,13	12,27

Récapitulation des résultats des différents types de poutrelles à L'ELU :

Tableau III.1.17 Sollicitations à l'ELU des poutrelles

Type de poutrelle		Mt _{max} (KN.m)	Ma _{max} (KN.m)	V _{max} (KN)
R.D.C	Type 1	17,45	10,16	21,54
	Type 2	17,72	11,68	23,10
Etage courant	Type 1	9,95	6,48	13,75
	Type 2	10,28	7,46	14,74
	Type 3	12,19	7,46	14,75
	Type 4	9,70	7,78	14,36
Terrasse inaccessible	Type 1	10,67	7,14	15,14
	Type 2	11,07	8,21	15,14

Récapitulation des résultats des différents types de poutrelles à L'ELS :

Tableau III.1.18 Sollicitations à l'ELS des poutrelles

Type de poutrelle		Mt _{max} (KN.m)	Ma _{max} (KN.m)	V _{max} (KN)
R.D.C	Type 1	17,45	10,16	21,54
	Type 2	17,72	11,68	23,10
Etage courant	Type 1	7,19	4,68	11,10
	Type 2	7,43	5,39	10,75
	Type 3	8,81	5,39	10,64

	Type 4	7,28	5,62	12,22
Terrasse	Type 1	7,79	5,21	10,93
inaccessible	Type 2	8,08	7,79	11,72

III.1.3 Ferrailage:

- Exemple de calcul :
- Plancher à l'étage courant (type2) :

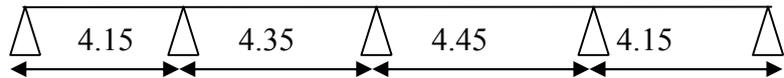


Fig III.1.5 Schéma statique de la poutrelle type 2

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

✓ si $M_u \leq M_{TU} = b * h_0 * f_{bu} * (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression,

doc la section sera calculée comme une section rectangulaire (b*h).

✓ si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

On a: $M_{max}=17.72$ KN.m; $M_{amax}= 11.68$ KN.m; $V_{max}=23.10$ KN.

En travée :

$M_{t_{max}}=17.72$ KN.m.

$M_{tu} = f_{bu} * b * h_0 (d - \frac{h_0}{2}) = 14.2 * 10^3 * 0.65 * 0.04 * (0.18 - \frac{0.04}{2}) = 59.07$ KN.m

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ D'où l'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire (b*h) = (65*20) cm².

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.1.19 ferrailages des poutrelles

	M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{CAL}(cm^2)$	$A_{adap} (cm^2)$
En travée	10,28	0.034	0.043	0.176	1.670	2HA8+1HA10=1,79
En appui intermédiaire	7,46	0.165	0.022	0.163	1.307	1HA10+1HA8=1.29
En appui de rive	1,12	0.024	0.030	0.0177	0.181	1HA8=0.5

III.1.4 Vérification:

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{c28}}{f_e}$$

En travée :

$$A_{\min} = 0.23 * 0.65 * 0.18 * \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.79$$

$\text{cm}^2 > A_{\min}$ condition vérifiée.

En appui :

$$A_{\min} = 0.23 * 0.1 * 0.18 * \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 0.5 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.21 \text{ cm}^2 \text{condition vérifiée.}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm.}$$

On choisit un étrier de HA8 $A_t = 2 HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$.

- **Calcul de l'espacement :**

$$St = \min \begin{cases} (0.9d, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} = 57 \text{ cm} \\ \frac{0.8 * A_t * f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 * K * f_{t28})} = 17 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

On adopte: $St = 15 \text{ cm}$.

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

La fissuration peu nuisible $\Rightarrow \tau_u^- = \min((0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{14,74 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18} = 0.81 \text{ MPa.} \Rightarrow \tau_u \leq \tau_u^- \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure :**

$$\tau_u \leq \tau_u^- = \min(0.13 * f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u * \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 * b * d * h_0} = \frac{14,74 * 10^{-3} \left(\frac{0.65-0.1}{2}\right)}{0.9 * 0.65 * 0.18 * 0.04} = 0,96 \text{MPa} < 3.25 \text{MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis :**

Appui de rive :

$$A_a = \frac{V_u * \gamma_s}{f_e} = \frac{12,50 * 10^{-3} * 1.15}{400} = 0.36 \text{cm}^2.$$

$A_a = 0.5 \text{cm}^2 > 0.36 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Appui intermédiaire :

$$A_a \geq \left[V_u + \frac{M_a}{0.9 * d} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} = \left[14,74 * 10^{-3} - \frac{5,39 * 10^{-3}}{0.9 * 0.18} \right] * \frac{\gamma_s}{f_e} = - 0,53 \text{cm}^2 < 0.$$

Donc aucune vérification à faire.

- **A L'ELS :**

- ✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

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

- ✓ **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

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

En travée :

$$q_s = 0.65 * (G+Q) = 4,35 \text{KN/m.}$$

$$M_{ser} = 7,43 \text{KN.m.}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b}{2} * h_0^2 - 15 A (d - h_0)$$

$$H = 32,5 * 4^2 - 15 * 1,79 * (18 - 4) = 144,1 \text{cm} > 0 \Rightarrow \text{calcul se fera en section rectangulaire.}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b * y^2}{2} + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

$$\frac{65 \times y^2}{2} + 15 \times 1,79 \times y - 15 \times 1,79 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 3,46 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 6573,87 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 3,91 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,91 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} ,$$

En appuis : $M_a = 5,39 \text{ KNm}$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{65 \times y^2}{2} + 15 \times 1,29 \times y - 15 \times 1,29 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 3 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{65 \times 3^3}{3} + 15 \times 1,29 \times (18 - 3)^2 \Rightarrow I = 4938,75 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 3,27 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,27 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} .$$

• **Vérification de la flèche :** si les conditions suivantes sont satisfaites, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 1 \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 * M_0} \dots\dots\dots 2 \\ \frac{A}{b_0 * d} \geq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots 3 \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{445} = 0,045 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Leftrightarrow \text{La 1}^{ere} \text{ condition n'est pas vérifiée donc on procède au calcul}$$

de la flèche.

Les propriétés de la section :

$$A_s = 1.79 \text{ cm}^2 ; y = 3.46 \text{ cm} ; I = 6573,87 \text{ cm}^4 .$$

$$I_f = 1.1 * \frac{I_0}{1 + \lambda\mu} ; \text{ avec } \lambda_i = \frac{0,05 * f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})} * \frac{1}{\rho} : \text{ déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 * f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})} * \frac{1}{\rho} = 0.4 * \lambda_i : \text{ Déformation différée.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4\mu_s\rho + f_{t28}} ; \rho = \frac{A_s}{b * d} = 0,00994.$$

Calcul de I_0 :

$$I_0 = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15 * A_s (v_2 - d')^2 + (b - b_0)h_0 * [\frac{h_0^2}{12} + (v_1 - \frac{h_0}{2})^2]; \text{ avec } d' = 2 \text{ cm (enrobage).}$$

$$V_1 = \frac{1}{B} [(\frac{b * h^2}{2} + 15 * A_s * d)]$$

$$v_2 = h - v_1.$$

$$B = b_0 * h + (b - b_0) * h_0 + 15 * A_s = 496,85 \text{ cm}^2.$$

$$v_1 = 5 \text{ cm} ; v_2 = 15 \text{ cm} ; I_0 = 82643,58 \text{ cm}^4.$$

Calcul de λ_i et λ_v :

$$\lambda_i = 4,29 ; \lambda_v = 1,71.$$

Calcul de σ_s :

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considéré :

$$\sigma_s = nk(d - y) ; \text{ Avec } n=15$$

$$k = \frac{M_{SER}}{I} ; \text{ Pour chaque cas :}$$

$$M_{ser}^j = 0.75 * (\frac{q_j * l^2}{8}) ; \text{ Avec } q_j \text{ charges permanentes qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.}$$

$$M_{ser}^g = 0.75 * (\frac{q_g * l^2}{8}) ; \text{ Avec } q_g \text{ charges permanentes après la mise en place des cloisons.}$$

$$M_{ser}^P = 0.75 * (\frac{q_p * l^2}{8}) ; \text{ Avec } q_p \text{ charges permanentes et d'exploitations.}$$

$$k^j = \frac{M_{SER}^j}{I} ; \quad k^g = \frac{M_{ser}^g}{I} ; \quad k^P = \frac{M_{SER}^P}{I}$$

$$\begin{cases} q_j = 4.76 * 0.65 = 3,09 \text{KN} / \text{m}. \\ q_g = 5.2 * 0.65 = 3.38 \text{KN} / \text{m}. \\ q_p = 0.65 * (5.2 + 1.5) = 4,35 \text{KN} / \text{m}. \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^j = 8,83 \text{KN.m}. \\ M_{ser}^g = 9,65 \text{KN.m}. \\ M_{ser}^p = 8,075 \text{KN.m}. \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_s^j = 190,300 \text{MPa}. \\ \sigma_s^g = 208,182 \text{MPa}. \\ \sigma_s^p = 267,900 \text{MPa}. \end{cases}$$

$$\mu_j = 0,732$$

$$\mu_g = 0,752$$

$$\mu_p = 0,711$$

Calcul de E_i et E_v :

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{MPa} ; E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{MPa}.$$

Calcul de l'inertie fictive:

$$I_f = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda * \mu}$$

Donc:

$$I_{fij} = 24868,74 \text{cm}^4 ; I_{fig} = 24132,39 \text{cm}^4 ; I_{fip} = 22445,35 \text{cm}^4 ; I_{fvg} = 43228,76 \text{cm}^2.$$

Calcul de la flèche:

$$f_{gi} = \frac{M_{ser}^g * l^2}{10 * E_i * I_{fig}} = 1,30 \text{cm} ; f_{gv} = \frac{M_{ser}^g * l^2}{10 * E_v * I_{fvg}} = 2,11 \text{m} ; f_{ji} = \frac{M_{ser}^j * l^2}{10 * E_i * I_{fij}} = 1,16 \text{cm} ;$$

$$f_{Pi} = \frac{M_{ser}^p * l^2}{10 * E_i * I_{fip}} = 1,04 \text{cm}.$$

$$\Delta_f = f_{gv} - f_{ij} + f_{Pi} - f_{gi} = (2,11 - 1,16 + 1,04 - 1,30) = 0,69 \text{cm}.$$

$$l < 5m \Rightarrow F_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{445}{500} = 0.89 \text{cm}.$$

$\Delta_f = 0.183 \text{cm} < 0.89 \text{cm} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée.

Tableau III.1.20 récapitulation du ferrailages des poutrelles

Type de poutrelle		$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{adp} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_t (\text{cm}^2)$
Plancher RDC	Appui	2.19	2HA12=2.26	0.21	2HA8 = 1.01
	Travée	2.91	2HA12+1HA10 = 3.05	1.41	

Plancher d'étage coura	appui	1.36	2HA10=1.58	0.21	2HA8 =1.01
	travée	1.98	2HA10+1HA8=2.08	1.41	
Terrasse inaccessible	Appui	1.45	2HA10=1.58	0.21	2HA8=1.01
	travée	1.80	2HA8+1HA10=1.80	1.41	

III.1.5 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression, sera armée par un treillis soudées continue, totalement ancré sur les appuis de rive, la section des aciers porteurs du treillis soudés, placé perpendiculairement à la porté des poutrelles, est au moins égale à $1\text{cm}^2 / \text{ml}$ et la section des aciers de répartition parallèles, à la portée des poutrelles, est au moins égale à $0.5\text{cm}^2 / \text{ml}$.

- Les armatures perpendiculaire aux nervures doit être égale à :

$$A_{\perp} = \frac{4 * b}{f_e} = \frac{4 * 65}{400} = 0.65\text{cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{On adopte : } A_{\perp} = 5\text{HA8} = 2.51\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

-Espacement : $St = 20\text{cm}$ en zone intermédiaire.

$St = 10\text{cm}$ en zone de rive.

- Les armatures parallèles aux nervures (armatures de répartition) :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.705\text{cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{On adopte : } A_{//} = 3\text{HA6} = 0.85\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

III.1.6 Schéma de ferrailage de la dalle de compression :

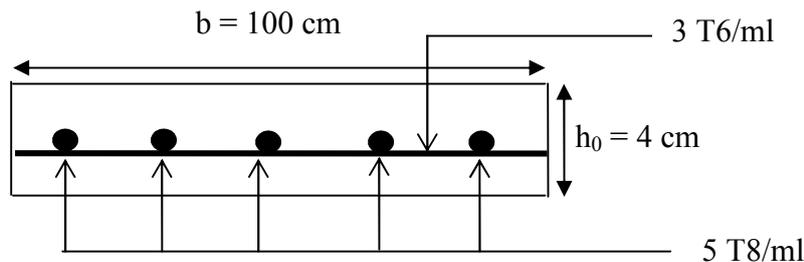
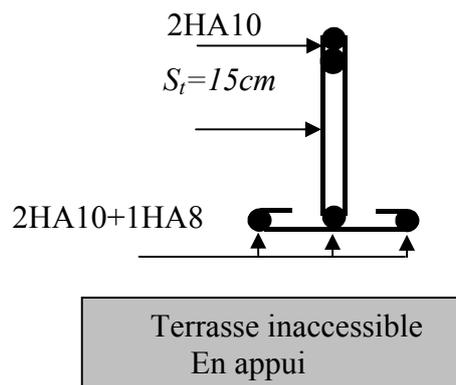
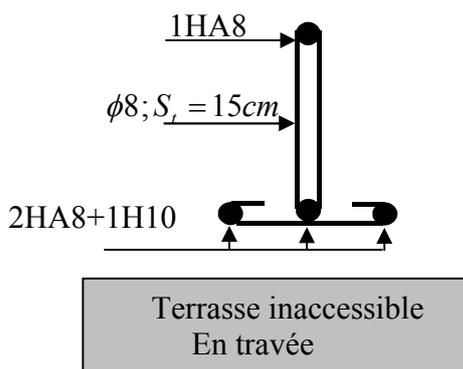
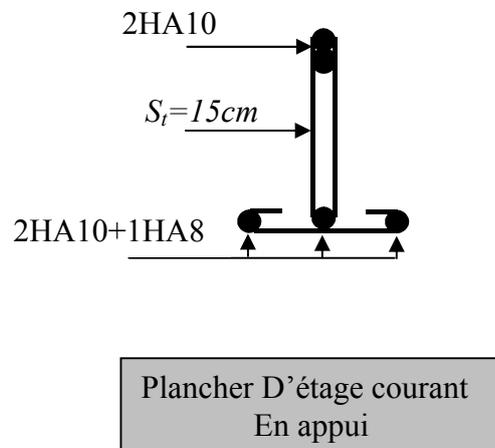
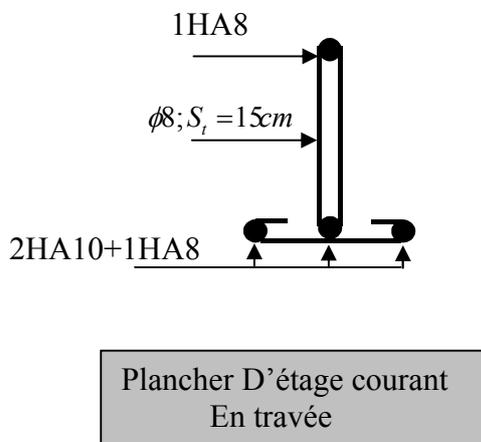
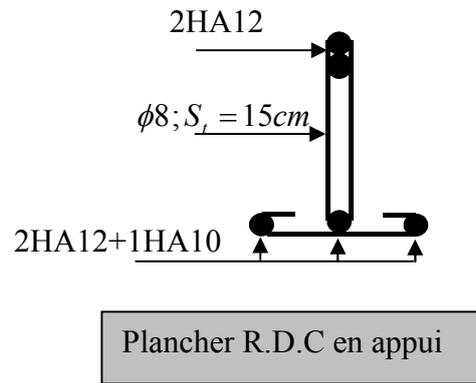
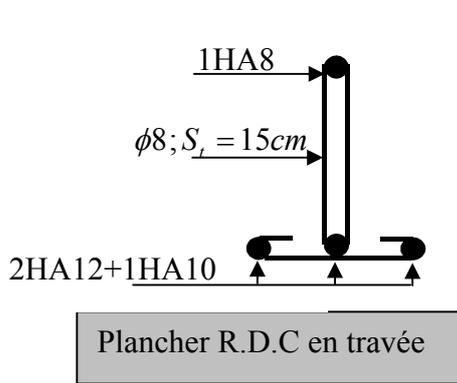


Figure III.1 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.1..7 Schémas de ferrillage des poutrelles.



III.2. Dalles pleines :

III.2.1. Introduction :

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

Dans le cas de notre projet, les balcons et les portes à faux sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 14 cm.

Selon les dimensions et les surcharges on définit plusieurs types de dalles ; et comme ces dalles sont de rives partiellement encastrées, et reposant sur 04 appuis pour les dalles avec chaînage, et sur 02 appuis pour les balcons.

III.2.2 dalle pleine (cage d'escalier).

Charge permanente : $G = 5.16 \text{ KN/m}^2$.

Charge d'exploitation : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.

$P_u = 1.35G + 1.5Q = 9.21 \text{ KN/m}^2$.

$P_s = P + Q = 6.66 \text{ K N/m}^2$.

On a:

$l_x = 1.00 \text{ m}$

$l_y = 4.90 \text{ m}$

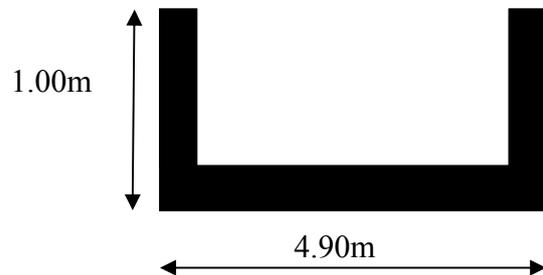


Figure III .2.1 : dalle pleine(cage d'escalier).

$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,00}{4,90} = 0,2 < 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans un seul sens

On a : $l_x < l_y/2$

Calcul des sollicitations:

$$\begin{cases} M_{o_y} = \frac{P * l_x^3}{6} = 1.53 \text{ KN.m} \\ M_{o_x} = \frac{P * l_x^2 * l_y}{2} - \frac{2 * P * l_x^3}{3} = 16.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y^0 = 1.53 \text{ KN.m} \\ M_x^0 = 16.43 \text{ KN.m} \end{cases}$

1- Calcul à l'ELU :

$$M_x^t = 0.85 * M_x^0 = 0.85 * 16.43 = 13.96 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 * M_y^0 = 0.85 * 1.53 = 1.30 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = M_y^a = 0.3 * 16.43 = 4.93 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

Tableau III. 2.1 : Calcul des armatures en travées.

Sens		Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2 / \text{ml})$	$A_{adp}(\text{cm}^2 / \text{ml})$
travée	x-x	13.96	0.051	0.075	0.126	3.18	5HA10=3.95
	y-y	1.30	0.0054	0.0068	0.129	0.28	4HA8=2.01
appui	y-y	4.93	0.034	0.043	0.127	1.24	4HA8=2.01
	x-x						

Espacement des armatures :

Sens x-x: $St_y \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $St_y = 25\text{cm}$.

Sens y-y: $St_x \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on adopte $St_x = 25\text{cm}$.

Vérifications

• **la condition de non fragilité :**

$$e \geq 12\text{cm} \text{ et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 * \frac{(3 - \rho)}{2} * b * e \\ A_y^{\min} = \rho_0 * b * e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.52\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1.2\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifié} \end{cases}$$

• **l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_U}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25\text{MPa}$.

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_U = \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{9.21 * 4.90}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0.20}{2}} = 4.60\text{KN} .$$

$$\tau_u = \frac{4.60 * 10^{-3}}{1 * 0.13} = 0.035\text{MPa} < 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée} .$$

- à l'ELS :

- ✓ Etat limite de compression de béton :

$$P = G + Q = 5.16 + 1.5 = 6.66 \text{KN/m}^2 .$$

$$M_{xser} = 10.09 \text{KN.m} ; Mt_{yser} = 0.94 \text{KN.m} .$$

Sens x-x :

$$A_x = 3.95 \text{cm}^2 ; y = 2.77 \text{cm} ; I = 4648 \text{cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 6.02 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} .$$

Sens y-y :

$$A_y = 2.01 \text{cm}^2 ; y = 2.5 \text{cm} ; I = 3844 \text{cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 6.17 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} .$$

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

- ✓ Etat limite de déformation :

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

Sens y-y :

$$1) \frac{e}{l} = \frac{0.15}{1.00} = 0.15 > \frac{1}{16} = 0.0625 .$$

$$2) \frac{e}{l} = 0.15 > \frac{Mt}{10 * M_0} = \frac{0.94}{10 * 1.1} = 0.085 .$$

$$3) \frac{A}{b * d} = \frac{2.01 * 10^{-4}}{1 * 0.13} = 0.0015 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 .$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

Sens x-x :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.15}{4.90} = 0.030 > \frac{1}{16} = 0.0625 .$$

$$2) \frac{e}{l} = 0.030 < \frac{Mt}{10 * M_0} = \frac{10.09}{10 * 11.87} = 0.085 .$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc on calcule la flèche .

Vérification de la flèche.

Sens x-x :

$$l \leq 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{100}{500} = 0.20cm .$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = 0.00532cm , \quad f_{gi} = 0.0128cm , \quad f_{gv} = 0.028cm , \quad f_{pi} = 0.0238cm .$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.034cm < f_{adm} = 0.20cm ; \text{ Donc la flèche est vérifiée.}$$

Sens y-y :

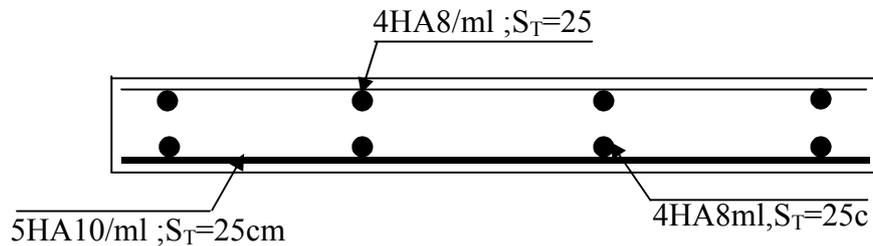
$$l \leq 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{490}{500} = 0.98cm$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = 0.0123cm , \quad f_{gi} = 0.0169cm , \quad f_{gv} = 0.0507cm , \quad f_{pi} = 0.0218cm .$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.043cm < f_{adm} = 0.98cm ; \text{ Donc la flèche est vérifiée.}$$

Fig.III.2.2 Schéma de ferrailage :



Coupe transversale en appui

III.2.3 Calcul des balcons :

1^{er} Type

Il est de type dalle pleine appuyée sur trois appuis ; donc pour le calcul, on procède par la méthode des lignes de rupture.

Charge permanente : $G = 5.16 \text{ KN/m}^2 .$

Charge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 .$

$P_u = 1.35G + 1.5Q = 12.21 \text{ KN/m}^2 .$

$P_s = P + Q = 8.66 \text{ K N/m}^2 .$

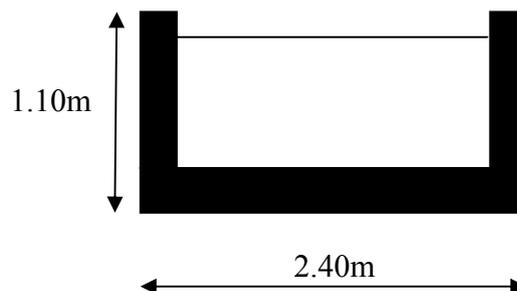


Figure III .2.3 :1^{er} type du balcon

On a :

$$l_x = 1,10m .$$

$$l_y = 2,40m .$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,10}{2,40} = 0,45 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

On a : $l_x < l_y/2$

Calcul des sollicitations:

$$\begin{cases} M_{o_y} = \frac{P * l_x^2}{6} = 2.70KN.m \\ M_{o_x} = \frac{P * l_x^2 * l_y}{2} - \frac{2 * P * l_x^3}{3} = 6.89KN.m \end{cases}$$

$$l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y^0 = 2.70KN.m \\ M_x^0 = 6.89KN.m \end{cases}$$

Calcul à l'ELU :

$$M_x^t = 0.85 * M_x^0 = 0.85 * 6.89 = 5.86KN.m$$

$$M_y^t = 0.85 * M_y^0 = 0.85 * 2.70 = 2.30KN.m$$

$$M_x^a = M_y^a = 0.3 * 6.89 = 2.76KN.m$$

a) Ferrailage :

Tableau III. 2.2 : Calcul des armatures en travées.

Sens		Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{adp}(cm^2/ml)$
travée	x-x	5.86	0.028	0.036	0.118	1.42	4HA8=2.01
	y-y	2.30	0.010	0.014	0.119	0.54	4HA8=2.01
appui	y-y	2.76	0.013	0.017	0.119	0.66	4HA8=2.01
	x-x						

Espacement des armatures :

Sens x-x: $St_y \leq \min(3e, 33cm) = 33cm$; on adopte $St_y = 25cm$.

Sens y-y: $St_x \leq \min(4e, 45cm) = 45cm$; on adopte $St_x = 25cm$.

vérifications

- **la condition de non fragilité :**

$$e \geq 12cm \text{ et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 * \frac{(3 - \rho)}{2} * b * e \\ A_y^{\min} = \rho_0 * b * e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.52cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1.2cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

- **l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_U}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25MPa$.

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_U = \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{12.21 * 2.40}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0.45}{2}} = 11.95KN$$
 .

$$\tau_u = \frac{11.95 * 10^{-3}}{1 * 0.13} = 0.091MPa < 1.25MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$
 .

- **à l'ELS :**

✓ **Etat limite de compression de béton :**

$P = G + Q = 5.16 + 3.5 = 8.66KN/m^2$.

$M_{xser} = 4.15KN.m$; $M_{t_{yser}} = 1.63KN.m$.

Sens x-x :

$A_x = 2.01cm^2$; $y = 3.8cm$; $I = 7880cm^4$.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 2.02MPa < 15MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$
 .

Sens y-y :

$A_y = 2.01cm^2$; $y = 2.8cm$; $I = 4539cm^4$.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 1.23MPa < 15MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$
 .

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

✓ **Etat limite de déformation :**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

Sens y-y :

$$1) \frac{e}{l} = \frac{0.15}{1.10} = 0.136 > \frac{1}{16} = 0.0625 .$$

$$2) \frac{e}{l} = 0.136 > \frac{Mt}{10 * M_0} = \frac{1.63}{10 * 1.92} = 0.084 .$$

$$3) \frac{A}{b * d} = \frac{2.01 * 10^{-4}}{1 * 0.13} = 0.0015 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 .$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

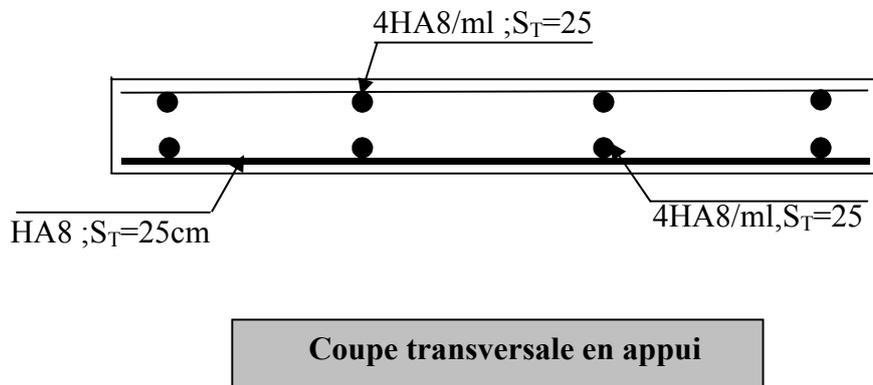
Sens x-x :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.15}{2.4} = 0.0625 > \frac{1}{16} = 0.0625 .$$

$$2) \frac{e}{l} = 0.0625 < \frac{Mt}{10 * M_0} = \frac{1.63}{10 * 4.89} = 0.085 .$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

Figure III .2.4 Schéma de ferrailage :



2^{ème}Type de Balcon : C'est un balcon de type console,

On a :

$$L_x = 0.60m$$

$$L_y = 3.15m$$

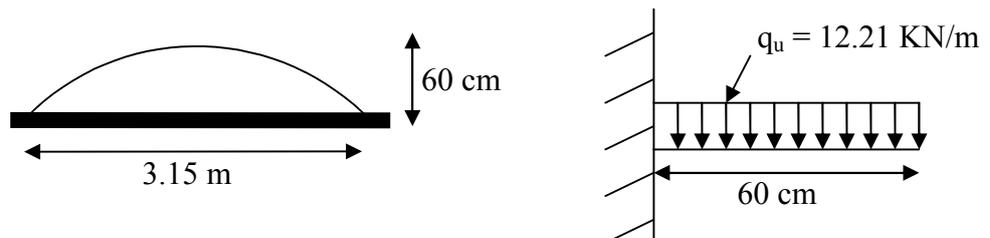


Figure III .2.5 : Deuxième type du balcon (console)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0,60}{3,15} = 0,19 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens qui est } L_x .$$

On a :

$$P_u = 1,35 G + 1,5Q = 1,35 \times 5,16 + 1,5 \times 3,5 = 12,21 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des sollicitations:

$$\begin{cases} M_u = \frac{P_u * l_x^2}{2} = 2,19 \text{ KNm} \\ M_s = \frac{P_s * l_x^2}{2} = 1,55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V_u = P_u * l_x = 7,32 \text{ KN}$$

Calcul à l'ELU :

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{2,19 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,2} = 0,0021, \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Les armatures de répartition :

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

$$\text{On choisit } 3\text{HA}8/\text{mL} = 1,5 \text{ cm}^2$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau III.2.3 : Résultats de ferrailage du 2^{ème} type de balcon

Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2 / \text{ml})$	$A_{adp}(\text{cm}^2 / \text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2)$
2.19	0.0091	0.11	0.129	0.48	4HA8=2.01	1.2

Calcul de l'espacement :

$$\text{Sens x-x: } St_y \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} ; \text{ on adopte } St_y = 25\text{cm} .$$

$$\text{Sens y-y: } St_x \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} ; \text{ on adopte } St_x = 25\text{cm} .$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition de l'effort tranchant est vérifiée.}$$

Calcul à l'ELS :

Vérification de σ_{bc} :

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

$$\frac{1}{2} y^2 + 15 \times 2,01 \times 10^{-4} y - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} \times 0,13 = 0$$

$$y = 0,025 \text{ m} = 2,5 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{1}{3} \times 0,025^3 + 15 \times 2,01 \times 10^{-4} (0,13 - 0,025)^2$$

$$I = 3,84 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Calcul de σ_{bc} :

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

$$\sigma_{bc} = 1,01 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{donc c'est vérifié.}$$

Vérification de σ_{st} :

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y)$$

$$\sigma_{st} = 63,57 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \Rightarrow \text{donc la condition est vérifiée.}$$

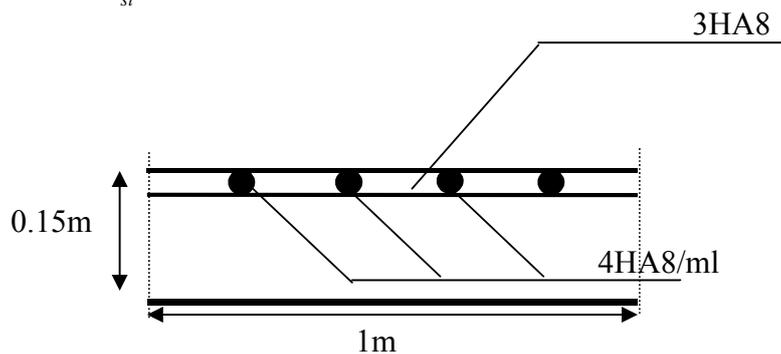


Fig III.2.6 : Schéma de ferrailage du balcon type N°2

III.3 Calcul des chaînages :

III.3.1 Définition : c'est une ceinture en béton armé intégrée à l'ensemble des murs d'une construction pour les rendre solidaires à celle-ci.

III.3.2 Dimensionnement :

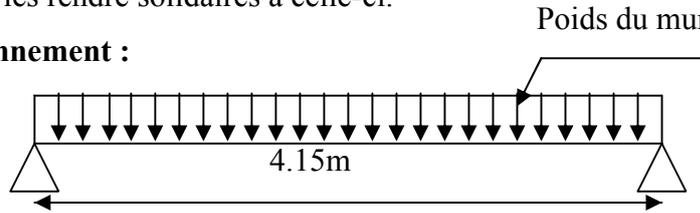


Fig III.4 .1 Schéma statique de chaînage

On a : $L_{max} = 4.15m$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 27.66 \leq h_t \leq 41.5$$

Soit : $h_t = 35 \text{ cm}$

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

Vérification : [1]

$$h_t \geq 15 \text{ cm} .$$

$$b \geq \frac{2h}{3} \dots\dots\dots \text{vérifiée} .$$

III.3.3 les sollicitations :

La poutre de chaînage est considérée comme étant simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids propre du mur (voile).

- Poids propre : $G_p = 25 * 0.35 * 0.3 = 2.62 \text{ KN/ml}$.
- Poids du mur : $G_M = 1.2 \text{ KN/ml}$.

Donc :

$$G = 3.82 \text{ KN/m}^2 .$$

$$q_u = 1.35 * G = 5.15 \text{ KN / ml} .$$

$$M_t = \frac{q_u * l^2}{8} = 11.08 \text{ KN.m}$$

III.3.4 Ferrailage :

Tableau III.3.1 : Résultats de ferrailage du chaînage

$M_t (KN.m)$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
11.08	0.0239	0.0303	0.326	0.97	3HA10=2.36

III.3.5 calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_{\min}\right) = 10mm$$

Soit un cadre ϕ_6 , donc $A_t = 3HA6 = 0.85cm^2$.

III.3.6 calcul des espacements :

$$St = \min \left\{ \begin{array}{l} (0,9d; 40cm) = 29.7cm. \\ \frac{A_t * f_e}{0,4.b_0} = 19cm. \\ \frac{0,8A_t f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 K f_{t28})} = 26.8cm. \end{array} \right.$$

On adopte: St = 15 cm.

III.3.7 Vérifications:

- **La condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.19cm^2.$$

$A > A_{min}$ vérifiée.

- **à l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} ; \text{ Avec : } V_u = \frac{q_u * l}{2} = 10.68KN.$$

Donc :

$$\tau_u = \frac{19.00 * 10^{-3}}{0.3 * 0.33} = 0.19MPa < \tau_u = 3.33MPa \text{ (F.P.N)} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- **Calcul à l'ELS:**

- ✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

la fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

- ✓ **Etat limite de compression du béton :**

$$y = 10.37 \text{ cm}$$

$$I = 47716.7 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = 1.78 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}.$$

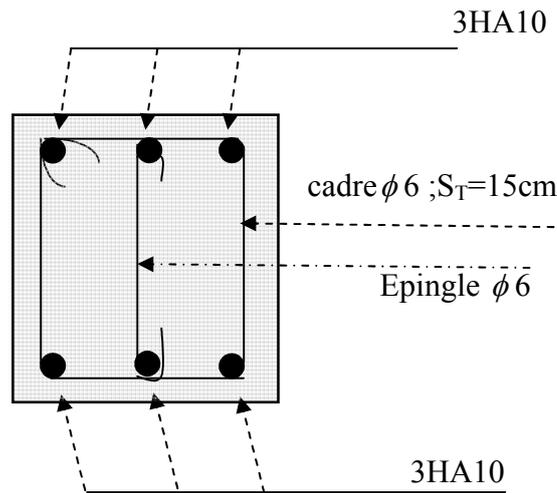


Fig.III.3.2 Schéma de ferrailage :

III.4. Etude des escaliers :

Les escaliers ont pour rôle d'assurer la liaison entre les différents niveaux.

III.4.1.type 1 (les étages courants) :

Ce type d'escalier est composé de:

- ✓ deux paliers d'épaisseur 15cm.
- ✓ trois volées d'épaisseur 15cm.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm.

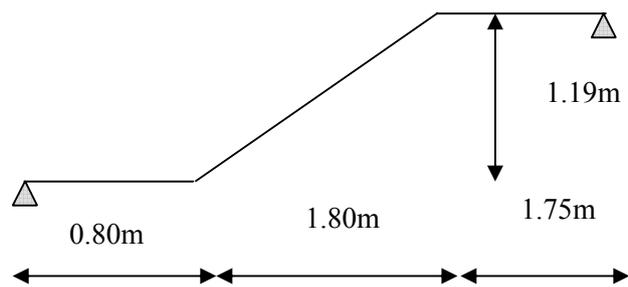


Fig III.4.1 Schéma statique

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

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

- La méthode des charges équivalentes.

- La méthode R.D.M.

❖ Charges et surcharges :

Palier : $G_{palier} = 4.95KN / m^2$

Volée : $G_{paillasse} = 5.71KN / m^2$

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

❖ Moments et efforts tranchants :

a) l'ELU :

$q_v = 1.35 \times 5.71 + 1.5 \times 2.5 = 11.45KN / ml$

$q_p = 1.35 \times 4.95 + 1.5 \times 2.5 = 10.43KN / ml$

Par la méthode RDM on trouve :

$R_A = 23.81KN$

$R_B = 23.41KN$

$M_0 = 26.15KN.m$

$M_t^{max} = 19.61KN.m$

$M_a = 13.07KN.m$

$V_{Elu} = 23.81KN$

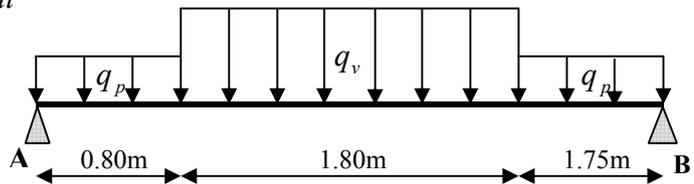


Fig III.4.2 Schéma statique avec chargement

b) l'ELS :

$q_v = 5.71 + 2.5 = 8.21KN / m$

$q_p = 4.95 + 2.50 = 7.45KN / m$

Après calcul on trouve :

$R_A = 17.03KN$

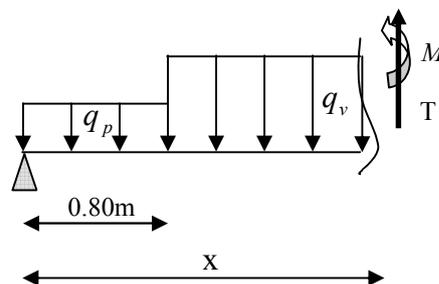
$R_B = 16.73KN$

$M_0 = 18.71KN.m$

$M_t^{max} = 15.91KN.m$

$M_a = 7.48KN.m$

$V_{ser} = 17.03KN$



III.4.1.1 Calcul du ferrailage :

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

Avec :

En travée: $M_t = 19.61KN.m$

En appuis: $M_a = 13.07KN.m$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm.} \\ d = 13 \text{ cm.} \\ h = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

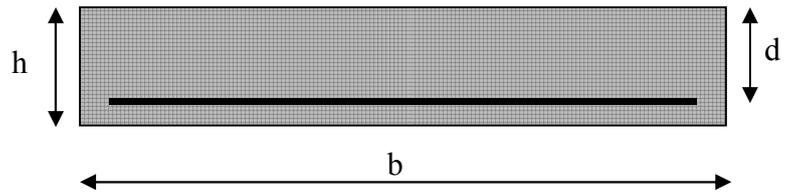


Fig III.4.3 Section à ferrailer

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

Tableau III.4.1 Résumé des résultats de ferrailage.

	Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Acal(cm ² / ml)	Aadp(cm ² / ml)
Travée	19.61	0.082	0.107	0.124	4.65	5HA12=5.65
appui	13.07	0.054	0.070	0.126	2.98	4HA10=3.16

III.4.1.2. Vérification à l'ELU et à l'ELS :

a) Vérification à l'ELU

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0,23.1.0,13.2,1/400 = 1,56cm^2 / ml.$$

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

✓ Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{23.81 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0,18MPa < \bar{\tau}_u. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (23.81 \times 10^{-3} - \frac{13.07 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13}) \times \frac{1.15}{400} = -0.00025m^2$$

✓ Calcul des armatures de répartition :

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41cm^2 / m$ on choisie : 4T8 = 2.01cm²/m

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.16}{4} = 0.79cm^2 / m$ on choisie : 4T8 = 2.01cm²/m

✓ Ecartement des barres :

Armatures longitudinales : $S_l \leq (3 \times h; 33)cm = 20cm$

Armatures transversales : $S_t \leq (4 \times h; 45)cm = 20cm$

b) Vérification à l'ELS :

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

✓ Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.83 MPa$$

Avec $\psi = 1.5$ pour les HA

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0.9.d.\sum U_i$$

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

$$\sum U_i = n.\phi.\pi = 5 \times 1.2 \times 3.14 = 18.84 cm.$$

$$\tau_u = \frac{23.81 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 18.84 \times 10^{-2}} = 1.08 MPa.$$

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

Condition vérifiée.

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

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

$$y = 3.73 cm$$

$$I = 8174.8 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 7.25 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 7.25 < \bar{\sigma} 15 MPa$$

Condition vérifiée.

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

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

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

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

(1) : $0.034 > 0.0625$ condition non vérifiée.

(2) : $0.15 > 0.085$ condition vérifiée.

(3) : $0.003 < 0.006$ condition vérifiée.

La condition (1) n'est pas vérifiée ; donc on doit calculer la flèche .

$y = 3.92 \text{ cm}$, $I = 8995.2 \text{ cm}^4$, $I_0 = 900640 \text{ cm}^4$, $\rho = 0,0043$, $\lambda_i = 4.83$ $\lambda_v = 1.93$

$$\Delta f = f_{pi} + f_{gv} - f_{gi} - f_{ji} = 0.16 \text{ cm.}$$

$$\Delta f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{435}{500} = 0.87 \text{ cm.}$$

donc la flèche vérifiée

Calcul du palier de repos :

$l_x = 1.70 \text{ m}$

$l_y = 1.75 \text{ m}$

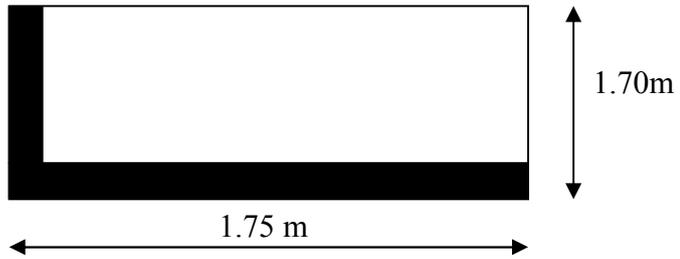


Figure III.4.4 : dalle sur deux appuis

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.70}{1.75} = 0,97 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

On a : $l_x > l_y/2$

Calcul des sollicitations:

$$M_{0u}^x = \frac{q_u * l_x^2}{8} = \frac{8.81 * 1.70^2}{8} = 3.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ser} = \frac{6.25 * 1.70^2}{8} = 2.25 \text{ KN.m}$$

En travée : $M_t = 0.85 * M_{0u}^x = 2.70 \text{ KN.m}$

En appui : $M_a = 0.3 * M_{0u}^x = 0.95 \text{ KN.m}$

$$V_u = \frac{q_u * l_x}{2} = 7.48 \text{ KN}$$

Ferraillage :

Tableau III.4.2 Résumé des résultats de ferraillage.

	Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Acal(cm^2 / ml)	Aadp(cm^2 / ml)
Travée	2.70	0.0013	0.016	0.129	0.70	5HA8=2.51
appui	0.95	0.0039	0.0049	0.129	0.21	4HA8=2.01

Les armatures de répartition :

$$A_y = \frac{A_s}{4} = 0,627 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{ Soit } A_r = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Calcul des espacements :

$$S_{tx} = \min(33 \text{ cm}, 3 * e) = \min(33, 3 * 12) ; \text{ Soit: } S_{tx} = 20 \text{ cm} .$$

$$S_{ty} = \min(45 \text{ cm}, 4 * e) = \min(45, 4 * 12) ; \text{ Soit: } S_{ty} = 25 \text{ cm} .$$

Vérifications :

La condition de non fragilité :

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 * \frac{(3 - \rho)}{2} * b * e \\ A_y^{\min} = \rho_0 * b * e \end{cases}$$

$$A_{x\min} = 1.05 \text{ cm}^2 < A_t \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_{y\min} = 1.2 \text{ cm}^2 < A_t \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

➤ **L'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.057 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1.25 \text{ MPa} .$$

• **A l'ELS :**

✓ **Etat limite de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}}{I} * y \quad ; \quad y = 2.77 \text{ cm} \quad ; \quad I = 4648.64 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.25 * 10^{-3}}{4648.64 * 10^{-8}} * 2.77 * 10^{-2} = 1.34 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) \leq \overline{\sigma_s} ; \text{ avec : } \overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, \max(266.67; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}})\right) = 201.67 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 * \frac{2.25 * 10^{-3}}{4648.64 * 10^{-8}} * (0.13 - 0.0277) = 4.95 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 201.67 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

✓ **Etat limite de déformation :**

$$\frac{h}{l} = \frac{0.15}{1.7} = 0.088 > \frac{1}{16} = 0.0625 .(1)$$

$$\frac{h}{b} < \frac{1.91}{10 * 0.675} = 0.28. \quad (2)$$

$$\frac{A}{b * d} = \frac{2.51}{100 * 13} = 0.0020 < \frac{4.2}{400} = 0.0105. \quad (3)$$

La condition(2) n'est pas vérifiée, donc on doit vérifier la flèche .

Sens x :

$$f_{ji} = 0.0118cm, \quad f_{gi} = 0.0118cm, \quad f_{gv} = 0.0355cm, \quad f_{pi} = 0.0197cm .$$

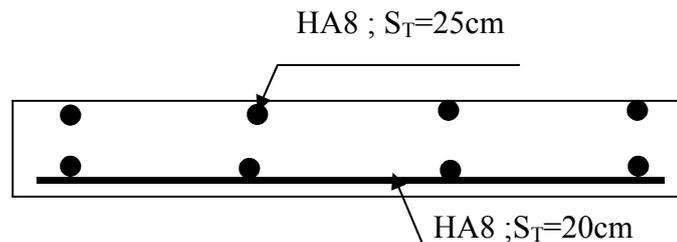
$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.031cm < f_{adm} = 0.34cm ; \text{ Donc la flèche est vérifiée.}$$

Sens y :

$$f_{ji} = 0.0120cm, \quad f_{gi} = 0.0120cm, \quad f_{gv} = 0.0036cm, \quad f_{pi} = 0.0201cm .$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.0322cm < f_{adm} = 0.35cm ; \text{ Donc la flèche est vérifiée.}$$

Fig III.5.5 Schéma de ferrailage :



Coupe transversale en appuis

Volée 2

Le calcul de ce type d'escalier se fait comme une console sollicitée à la flexion simple, par une charge uniformément répartie sur toute la longueur de chaque emmarchement et par une charge concentrée (p) appliquée à son extrémité (garde de corps).

a) Evaluation des charges :

$$G = 5.88KN/m^2 \quad Q = 2.50 KN/m^2.$$

A l'ELU

$$P_u = 1,35 * G + 1,5 * Q = 11.68 KN/m^2.$$

A l'ELS

$$P_s = G + Q = 8.38 KN/m^2.$$

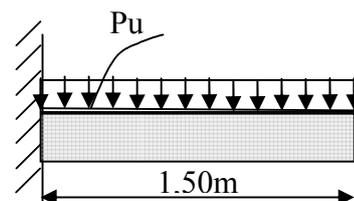


Fig III.5.6 Schéma statique de volée 2 :

b) Calcul à l'ELU :

b. 1. Les sollicitations

par la méthode de la RDM

$$M_0 = \frac{p_u * l^2}{2}$$

$$M_0 = \frac{11.68 * 1.5^2}{2} = 13.14 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_u * l = 11.68 * 1.5 = 17.52 \text{ KN.}$$

$$M_a = -0.5.M_0 = -6.75 \text{ KN.m En appui.}$$

$$M_t = 0.75.M_0 = 9.85 \text{ KN.m En travée.}$$

4. 3.2.2) Ferrailage :

Tableau III.4.3 Résumé des résultats de ferrailage

	Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Acal(cm ² /ml)	Aadp(cm ² /ml)
Travée	9.85	0.041	0.052	0.127	2.20	5HA8=2.51
appui	6.75	0.028	0.035	0.128	1.57	4HA8=2.01

On adopte: $S_t=20\text{cm}$ (en travée).

$S_t=25\text{cm}$ (en appui).

Les armatures de répartition:

$$A_r = A_s / 4 \Rightarrow \text{En travée : } A_r = 2.51 / 4 = 0.62 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En appui : } A_r = 2.01 / 4 = 0.50 \text{ cm}^2.$$

Donc, on adopte : 3HA8 = 1.51cm² ; $S_t=33\text{cm}$.

vérification :

• **la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 0.23 * 1 * 0.13 * 2.1 / 400 = 1.81 \text{ cm}^2.$$

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

• **l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \tau_u^- = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{17.52 * 10^{-3}}{1 * 0.13} = 0.175 \text{ MPa} < \tau_u^- \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

• des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A_s \geq \left[V_u + \frac{M_a}{0.9 * d} \right] * \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_s = \left[17.52 * 10^{-3} - \frac{6.75 * 10^{-3}}{0.9 * 0.13} \right] * \frac{1.15}{400} = -1.15 * 10^{-4} m^2.$$

$A_s \leq 0 \Rightarrow$ Aucune vérification à faire.

• Ecartement des barres :

- armature principales : $S_{max} \leq \min(3 * h, 33cm) = 33cm$vérifiée.

- armature secondaires : $S_{max} \leq \min(4 * h, 45cm) = 45cm$vérifiée.

• A l'ELS :

✓ Etat limite d'ouverture de fissures :

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire.

✓ Etat limite de compression du béton :

On a une fissuration peu nuisible, donc en doit vérifie la contrainte du béton comprimé

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa.$$

$Y=3.01cm$.

$I=5400cm^4$.

$\sigma_{bc} = 12.20MPa \leq \bar{\sigma} = 15MPa$vérifiée.

• Etat limite de déformation : [2]

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h / l \geq 1/16 \dots\dots\dots(1). \\ h / l \geq M_t / 10M_0 \dots\dots\dots(2). \\ A / b.d \leq 4.2 / f_e \dots\dots\dots (3). \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont satisfaites donc on n'a pas à vérifier la flèche.

Volée (3) même ferrailage avec volée (1) .

III.4.2.Type 2 (RDC)

Ce type d'escalier et composé de :

- ✓ un palier d'épaisseur 15cm.
- ✓ deux volées d'épaisseur 15cm

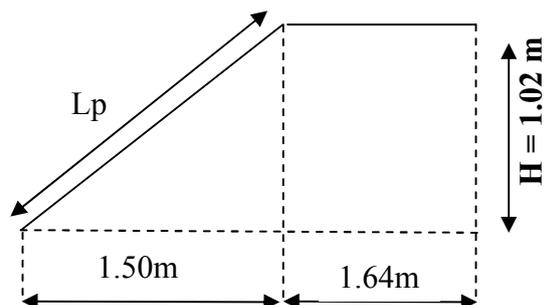


Fig III.4.7 Schéma statique

❖ Charges et surcharges :

Palier : $G_{palier} = 4.95KN / m^2$

Volée : $G_{paillasse} = 5.77KN / m^2$

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

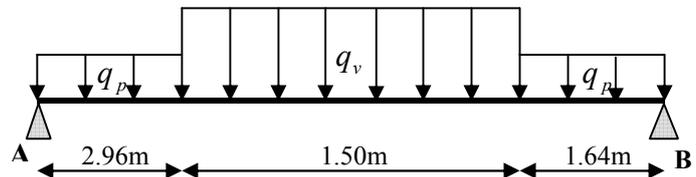


Fig III.4.8 Schéma statique avec chargement

❖ Moments et efforts tranchants :

a) l'ELU :

$q_v = 1.35 \times 5.77 + 1.5 \times 2.5 = 11.53KN / ml$

$q_p = 1.35 \times 4.95 + 1.5 \times 2.5 = 10.43KN / ml$

Par la méthode RDM on trouve :

$R_A = 10.43KN$

$R_B = 16.85KN$

$M_0 = 13.60KN.m$

$M_t^{max} = 10.20KN.m$

$M_a = 6.80KN.m$

$V_{Elu} = 17.72KN$

b) l'ELS :

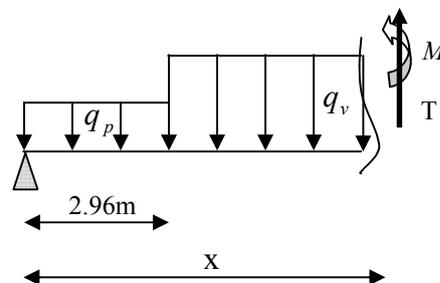
$q_v = 5.77 + 2.5 = 8.27KN / m$

$q_p = 4.95 + 2.50 = 7.45KN / m$

Après calcul on trouve :

$R_A = 12.04KN$

$R_B = 12.69KN$



$$M_0 = 9.73KN.m$$

$$M_t^{max} = 8.27KN.m$$

$$M_a = 3.90KN.m$$

$$V_{ser} = 12.69KN$$

III.4.2.1 Calcul du ferrailage :

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

Avec :

En travée: $M_t = 10.20KN.m$

En appuis: $M_a = 6.80KN.m$

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

Tableau III.4.4 Résumé des résultats de ferrailage.

	Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Acal(cm ² / ml)	Aadp(cm ² / ml)
Travée	10.20	0.028	0.054	0.127	2.30	4HA10=3.16
appui	6.80	0.028	0.036	0.128	1.52	4HA8=2.01

On adopte: $S_t=25cm$ (en travée).

$S_t=25cm$ (en appui).

Les armatures de répartition:

$$A_r = A_s / 4 \Rightarrow \text{En travée: } A_r = 3.16 / 4 = 0.79cm^2.$$

$$\text{En appui: } A_r = 2.01 / 4 = 0.50cm^2.$$

Donc, on adopte : 4HA8 =2.01cm² ; $S_t=25cm$.

vérification :

• **la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 0.23 * 1 * 0.13 * 2.1 / 400 = 1.57cm^2.$$

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

• **l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \tau_u^- = 3.33MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{17.72 * 10^{-3}}{1 * 0.13} = 0.118MPa < \tau_u^- \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

• **des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A_s \geq \left[V_u + \frac{M_U}{0.9 * d} \right] * \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_s = \left[17.72 * 10^{-3} - \frac{6.80 * 10^{-3}}{0.9 * 0.13} \right] * \frac{1.15}{400} = -9.38 * 10^{-5} m^2.$$

$A_s \leq 0 \Rightarrow$ Aucune vérification à faire.

• **Ecartement des barres :**

- armature principales : $S_{max} \leq \min(3 * h, 33cm) = 33cm$vérifiée.

- armature secondaires : $S_{max} \leq \min(4 * h, 45cm) = 45cm$vérifiée.

• **A l'ELS :**

✓ **Etat limite d'ouverture de fissures :**

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire.

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

On a une fissuration peu nuisible, donc en doit vérifie la contrainte du béton comprimé

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa.$$

$Y=3.73cm$.

$I=8174.8cm^4$.

$\sigma_{bc} = 3.77MPa \leq \bar{\sigma} = 15MPa$vérifiée.

• **Etat limite de déformation :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h / l \geq 1/16 \dots\dots\dots(1). \\ h / l \geq M_t / 10M_0 \dots\dots\dots(2). \\ A / b.d \leq 4.2 / f_e \dots\dots\dots (3). \end{array} \right.$$

On a : $h=20cm$.

$L=314cm$.

$(1) \Leftrightarrow h/l = 15 / 314 = 0.04 < 1/16$.

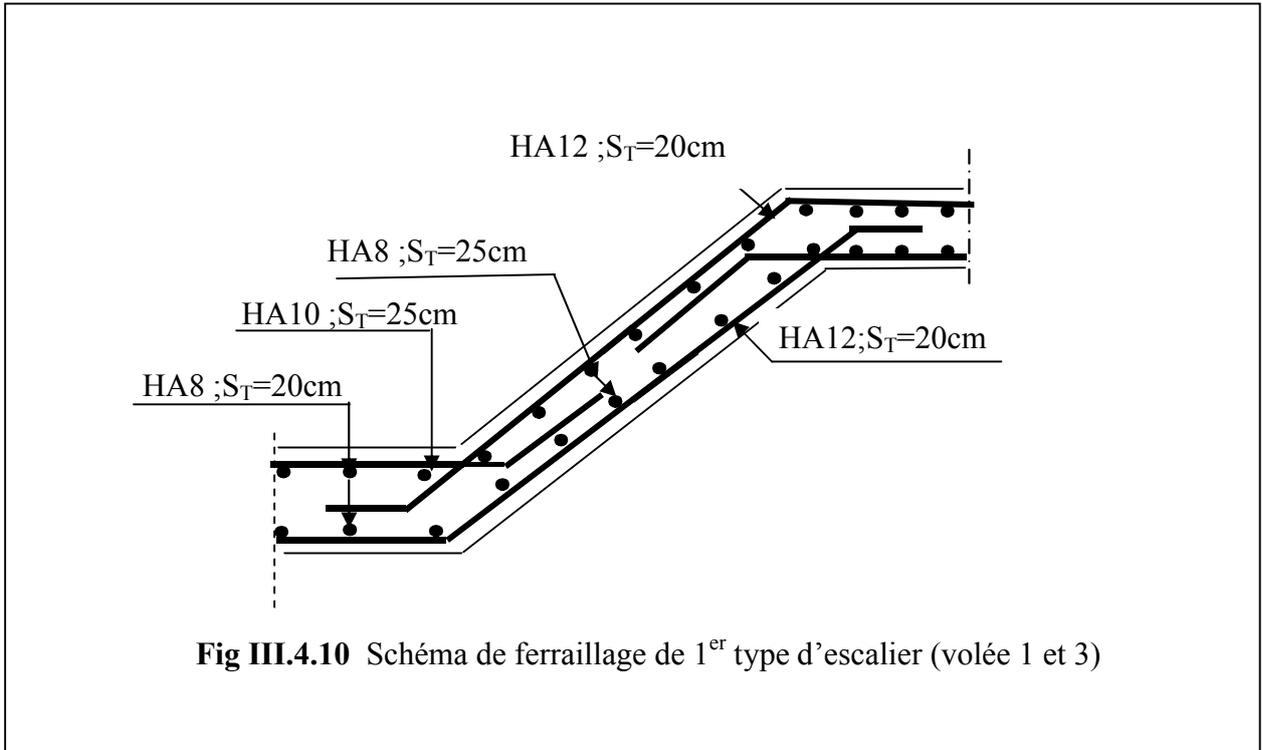
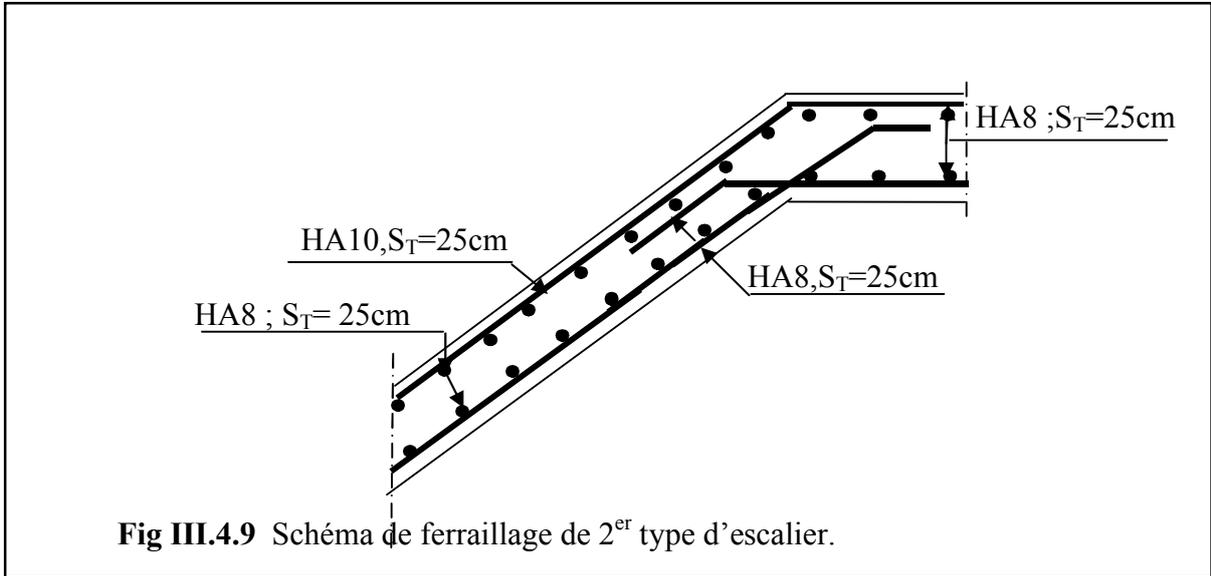
La condition (1) n'est pas vérifiée, alors la vérification de la flèche est nécessaire.

$y = 3.06 cm, I = 5638 cm^4, I_0 = 188934 cm^4, \rho = 0,035, \lambda_i = 8.64 \lambda_v = 3.45$

$\Delta f = f_{pi} + f_{gv} - f_{gi} - f_{ji} = 0.00358cm$.

$$\Delta f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{310}{500} = 0.62cm. \text{ donc la flèche vérifiée .}$$

III.4.2.2 Schémas de ferrailages :



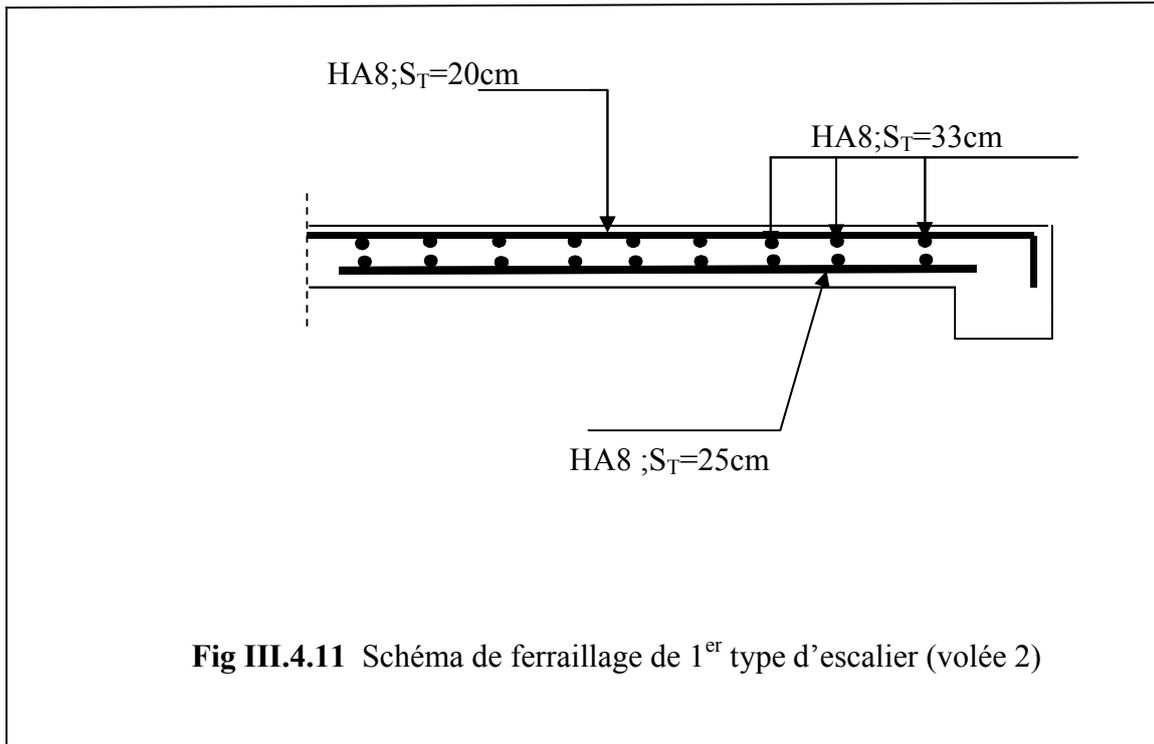


Fig III.4.11 Schéma de ferrailage de 1^{er} type d'escalier (volée 2)

III .5 Etude des Poutres Brisées :

On prend l'escalier le plus défavorable et on calcule sa poutre brisée et se sera le même ferrailage pour celle de l'escalier d'étage courant.

Elle est soumise à la flexion simple, en outre elle est soumise à la torsion.

Dimensionnement :

La poutre brisée est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA93 et vérifié en considérant le RAP 99/version 2003.

Selon le CBA 93 :

La hauteur « h » de la poutre palière doit être :

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

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 26 \leq h \leq 39 \text{ cm}$$

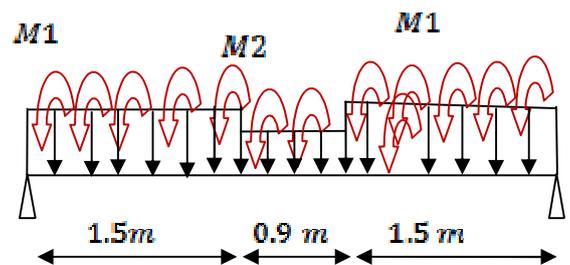
Vérifications

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \end{cases}$$

⇒ On adopte une section de (30x40) cm².

tga = 0,82



FigIII.6.1 schéma statique de la poutre brisée

Poids de la poutre : $G = 0,3 \cdot 0,4 \cdot 25 = 3 \text{ KN/m}$

Au niveau de la volée $G = 3/\cos\alpha = 3.44 \text{ KN/m}$

Poids du palier : $G_p = 1.5 \cdot 4.95 = 7.42 \text{ KN/m}$

Poids de la volée : $G_v = 1.5 \cdot 5.88 = 8.82 \text{ KN/m}$

Poids de mur : $G_m = 1,65 \cdot 2,8 = 4.62 \text{ KN/m}$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$Q_p = 1,35 \cdot (7.42 + 3 + 4.62) + 1,5 \cdot 2,5 = 24,05 \text{ KN/m}$$

$$Q_v = 1,35 \cdot (8.82 + 3.44 + 4.62) + 1,5 \cdot 2,5 = 26.53 \text{ KN/m}$$

III.5.1 Calcul à la flexion

III.5.2 La méthode RDM nous donne les résultats suivants :

$$M_0 = 47.67 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \cdot M_0 = 40.51 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.4 \cdot M_0 = 19.06 \text{ KN.m}$$

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

Tableau III.6.1 Résumé des résultats de ferrailage

	Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Acal(cm ² /ml)	Aadp(cm ² /ml)
Travée	40.51	0.065	0.085	0.36	3.15	4HA10=3.16
appui	19.06	0.030	0.033	0.37	1.46	4HA8=2.01

Vérification à l'ELU : [BAEL91]

▪ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \text{ bd} \cdot f_{t28} / f_e.$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot 30 \cdot 38 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,376 \text{ cm}^2.$$

$$A^t = 3.15 > 1.376 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A^a = 1.46 > 1.376 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

▪ **Vérification au cisaillement**

$$V_u = 48.02 \text{ KN}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min(0,2f_{c28}/\gamma_b; 5\text{Mpa}) \longrightarrow \text{Fissuration Peu Nuisible}$$

$$\tau_u = V^{\max} / \text{bd} = \frac{48.02 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 0,38} = 0,42 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa.}$$

Pas risque de cisaillement.

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures**

Fissuration peu nuisible \Rightarrow pas de vérification à faire

✓ **Etat limite de déformation**

1. $\frac{h_t}{l} > 1/16.$

2. $\frac{h_t}{l} > Mt/10 \cdot Mo.$

3. $\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{2,4}{f_e}$

Vérification :

$\frac{h_t}{l} = \frac{40}{390} = 0,102 > \frac{1}{16} (= 0,0625) \dots\dots\dots$ vérifiée.

Les 03 conditions sont vérifiées \Rightarrow la vérification à la flèche est inutile.

III.5.3 Calcul à la torsion

Le moment de torsion M_T est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, il est égal au moment aux extrémités (aux appuis).

L'expérience a montré que lorsqu'il s'agit d'une section pleine le noyau de la section ne joue aucun rôle à l'ELU de torsion c'est pourquoi on remplace la section pleine par une section creuse fictive.

Le principe consiste que la section réelle est remplacée par section creuse d'épaisseur égale à 1/6 de diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour intérieure.

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

$M_T^{\max} = 15.87 \text{ KN m}$

Calcul de la contrainte de cisaillement

$\tau_u = \frac{Mt}{2 \cdot e \cdot \Omega}$ Avec Ω : aire de contour du tracé à mi-épaisseur De la paroi.

$\Omega = (b-e) \cdot (h-e) = 875 \text{ cm}^2$

$\tau_u = \frac{15.87 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,05 \cdot 8,75 \cdot 10^{-2}} = 1.81 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$

▪ **Ferrailage**

La section d'armatures longitudinales et transversales est donnée par :

$\frac{At \cdot f_e}{St \cdot \gamma_s} = \frac{At \cdot f_e}{\mu \cdot \gamma_s} = \frac{Mt}{2 \cdot \Omega}$

Armatures longitudinales

$\frac{At \cdot f_e}{\mu \cdot \gamma_s} = \frac{Mt}{2 \cdot \Omega} \Rightarrow At = \frac{Mt \cdot \mu \cdot \gamma}{2 \cdot f_e \cdot \Omega}$ avec μ : périmètre de Ω

$\mu = 2 \cdot [(b-e) + (h-e)] = 120 \text{ cm}$

A = 3.12 cm²

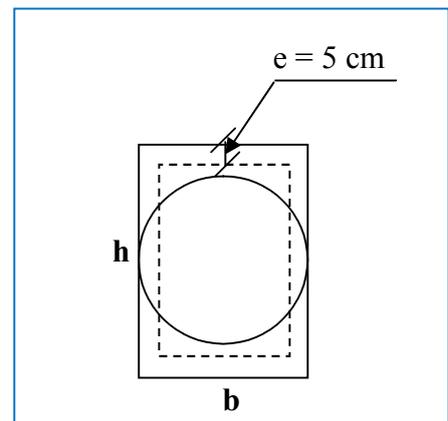


Fig.III.6.2.Section considérée dans le calcul à la torsion

Armatures transversales

$$\frac{At \cdot fe}{St \cdot \gamma_s} = \frac{Mt}{2 \cdot \Omega} \Rightarrow At = \frac{Mt \cdot St \cdot \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot fe} \quad \text{on prend } St = 20 \text{ cm}$$

$$At = 0,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } At = 3T8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

Conclusion

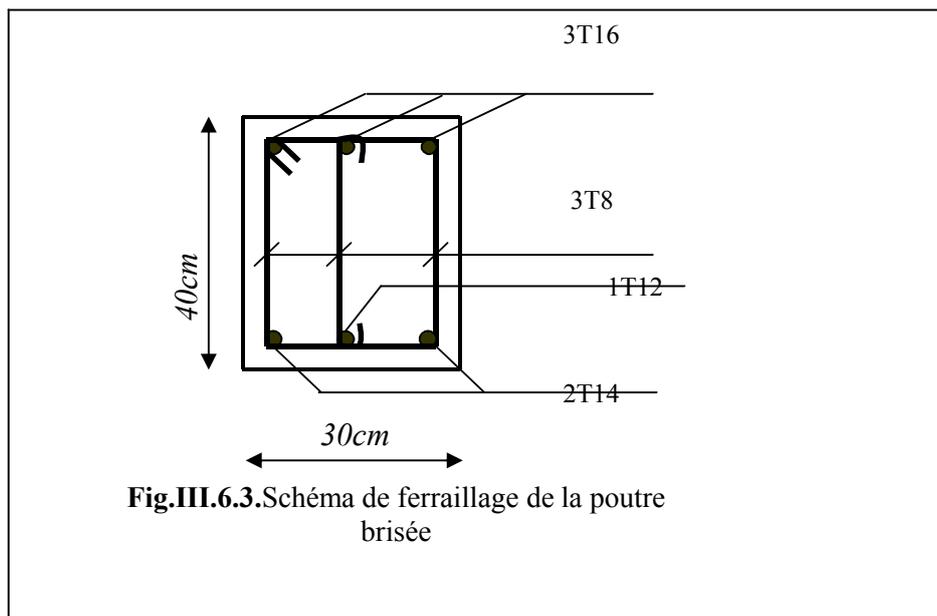
La section de ferrailage totale (A_t) est calculée en flexion +1/2 torsion qui est donnée par:

En appuis

$$At = 4.72 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } At = 3T16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

En travée

$$At = 3.57 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } At = 2T14 + 1T12 = 4.21 \text{ cm}^2$$

Schéma de ferrailage**III-5 Etude de l'ascenseur :****III-5.1 Définition :**

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- F_c : Charge due à la rupture du câble = 102KN.
- P_m : Charge due à la salle machine = 15KN.
- D_m : Charge due au poids de l'ascenseur = 82KN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse $V = 1.6m / s$.

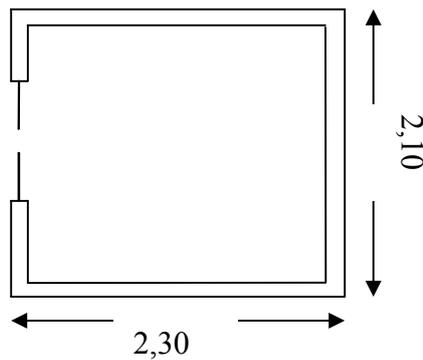
Donc $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 103.3KN$

III-5.2 Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes.

On a $l_x = 2,10m$ et $l_y = 2,30m$

$$e \geq \frac{l}{20} = \frac{2.3}{20} = 1.15m \text{ Soit } e = 15cm.$$



FigIII.5.1 : cage de l'ascenseur

III-5.3 Evaluation des charges et surcharges :

$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75KN / m^2$ Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1KN / m^2$ Poids de revêtement.

$G' = 4.85KN / m^2$. Somme de G_1, G_2 .

$G'' = \frac{F_e}{S} = \frac{102}{2.3 \times 2.1} = 21.11KN / m^2$. Poids de la machine.

$G_{totale} = G' + G'' = 25.96KN / m^2$.

$Q = 1KN / m^2$.

III-5.4) Cas d'une charge répartie :

- Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 36.54 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.91 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0447 \\ \mu_y = 0.8036 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7.20 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.78 \text{KNm}$$

III-5.4.1) Calcul des moments réels :

➤ *En travée :*

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.12 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.91 \text{KNm}$$

➤ *En appui :*

$$M_a^x = M_a^y$$

$$M_a = 0.3 \times M_0^x = 2.16 \text{KNm}$$

III-5.4.2) Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 13 \text{cm}$ et $d_y = 12 \text{cm}$

1. En travée :

// À l_x :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.025.$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0322$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.128 \text{m.}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1.37 \text{cm}^2 / \text{ml.}$$

// À l_y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 0.024.$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.030$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.118 \text{m.}$$

$$A_t^y = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}} = 1.19 \text{cm}^2 / \text{ml.}$$

2. En appui:

$$\mu_{bu} = 0.009$$

$$\alpha = 0.011$$

$$z = 0.129m$$

$$A_a = 0.47cm^2 / ml$$

➤ **Vérification à l'ELU:**

a) Condition de non fragilité:

On calcule A_{min} :

$$\left. \begin{matrix} h_0 > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_0 = e = 15cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 0.89$$

$$\begin{cases} A_{min}^x = 1.26cm^2 / ml \\ A_{min}^y = 1.2cm^2 / ml \end{cases}$$

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 1.32cm^2 > 0.34cm^2 \dots\dots\dots$ C'est vérifiée.

On choisit suivant le:

Sens x-x', en travée: $A_t^x = 4T10 = 3.14cm^2$

Sens y-y', en travée : $A_t^y = 4T10 = 3.14cm^2$

En appui: $A_a = 4T8 = 2.01cm^2$

b) Calcul des espacements :

Sens x-x': $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$ on adopte $S_t = 20cm$

Sens y-y': $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$ on adopte $S_t = 20cm$

c) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$\rho = 0.91 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens:

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 25.57KN$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 26.36KN$$

$$\tau_u = \frac{26.36 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.202MPa < 1.25MPa \dots\dots\dots$$
 C'est vérifié

✓ Vérification à l'ELS:

$$q_{ser} = G_{tot} + Q = 25.96 + 1 = 26.96 \text{ KN/m}^2$$

$$V = 0.2 \quad \text{Annexe}$$

$$\text{Sens x-x}' : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 5.31 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 4.26 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens x-x}' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 4.51 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 3.62 \text{ KNm}$$

Vérification des contraintes :

Sens x-x' :

$$\sigma_{bc} = 5.16 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{sc} = 129.23 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}. \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

Sens y-y' :

$$\sigma_{bc} = 3.87 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{sc} = 43.05 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}. \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

III-6.5) Cas d'une charge concentrée:

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impacte.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'.

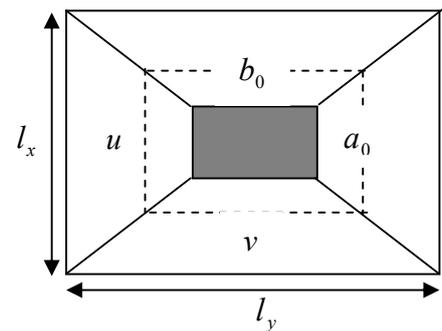
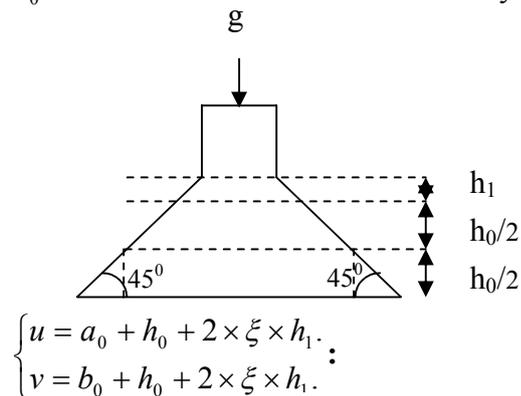


Figure III.5.2: Schéma représentant la surface d'impacte.

$$\text{On a une vitesse } V = 1,6m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 150cm \\ b_0 = 160cm \end{cases}$$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 150 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 175cm. \\ v = 160 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 185cm. \end{cases}$$

III-6.5.1) Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \quad \frac{u}{l_x} = 0.83 \quad \text{et } \rho = 0.91$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \quad \frac{v}{l_y} = 0.8 \text{ et } \rho = 0.91$$

En se référant à l'annexe n° on trouve $M_1 = 0.061$ et $M_2 = 0.047$

➤ Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3$$

$$P_u = 139.45KN$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 8.50KNm \\ M_{y1} = 6.55KNm \end{cases}$$

➤ Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 1 = 8.25KN$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.62KNm$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.30KNm$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.12KNm \Rightarrow M_t = 0.85M_x = 8.60KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.85KNm \Rightarrow M_t = 0.85M_y = 6.67KNm \\ M_a = 0.3M_x = 2.58KNm \end{cases}$$

III-6.5.2) Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant

$$d_x = 13cm \quad \text{et} \quad d_y = 12cm$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableaux III.5.1 : Calcul d'armature

	M_t (kn m)	M_a (kn m)	A_{scal} (cm ²)	A_{acal} (cm ²)	$A_{s adp}$ (cm ²)	$A_{a adp}$ (cm ²)
Sens x-x	8.60	3.03	1.93	0.67	4HA10=3.1	4HA8=2.01
Sens y-y	6.67	3.03	1.62	0.67	4HA10=3.1	4HA8=2.01

Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

$$A_t^x = 4T10 = 3.14cm^2 / ml > A_{min}^x = 1.26cm^2 / ml.$$

$$A_t^y = 4T10 = 3.14cm^2 / ml > A_{min}^y = 1.2cm^2 / ml.$$

b) Vérification au poinçonnement :

$$\tau_u = \frac{P_u}{U_c \times d} \leq 0.05 f_{c28} = 1.25MPa$$

Avec :

P_u : Charge de calcul à l'état limite.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (175 + 185)$$

$$U_c = 720cm.$$

$$P_u = 139.45KN$$

$$\tau_u = \frac{139.45 \times 10^{-3}}{7.2 \times 0.13} = 0.148MPa$$

Donc $\tau_u = 0.148MPa \leq 0.05 f_{c28} = 1.25MPa$ C'est vérifiée.

c) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$$\text{Au milieu de } u : V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 25.12 \text{ KN}$$

On a: $v > u \Rightarrow$

$$\text{Au milieu de } u : V_u = \frac{P_u}{2 \times v + u} = 25.58 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_{max} = 25.58KN$$

$\tau_u = 0.196MPa \leq \bar{\tau}_u = 1.25MPa$ C'est vérifiée.

d) Diamètre maximum des barres :

$$\phi_{\max} < \frac{h}{10} = 15\text{mm.}$$

$$\phi_{\max} = 10\text{mm} < 15\text{mm.}$$

e) Espacement des barres :

$$\text{Sens x-x'} : S_t = 20\text{cm} \leq \min(2e; 22\text{cm}) = 22\text{cm.}$$

$$\text{Sens y-y'} : S_t = 20\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33\text{cm.}$$

III-5.5.3) Calcul à l'ELS:

* Les moments engendrés par le système de levage:

$$q_{ser} = g = 103.3\text{KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 7.272\text{KNm.} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 6.115\text{KNm.} \end{cases}$$

* Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 4.85 + 1 = 5.85\text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.15\text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.926\text{KNm}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.42\text{KNm} \Rightarrow M_x^t = 0.85M_x = 7.15\text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.04\text{KNm} \Rightarrow M_y^t = 0.85M_y = 5.98\text{KNm} \\ M^a = 0.3M_x = 2.64\text{KNm} \end{cases}$$

a) Vérification des contraintes:

En travée:

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 7.15 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b_0 * y^2}{2} + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.9\text{cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4737.8\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.15 * 10^{-3}}{4737.8 * 10^{-8}} * 2.9 * 10^{-2} = 4.37\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 5.18 \text{ KN.m}$$

$$y = 2.9\text{cm}$$

$$I = 4737.8\text{cm}^2$$

$\sigma_{bc} = 0.60 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

En appui:

$y = 2.4 \text{ cm}$

$I = 3239.4 \text{ cm}^2$

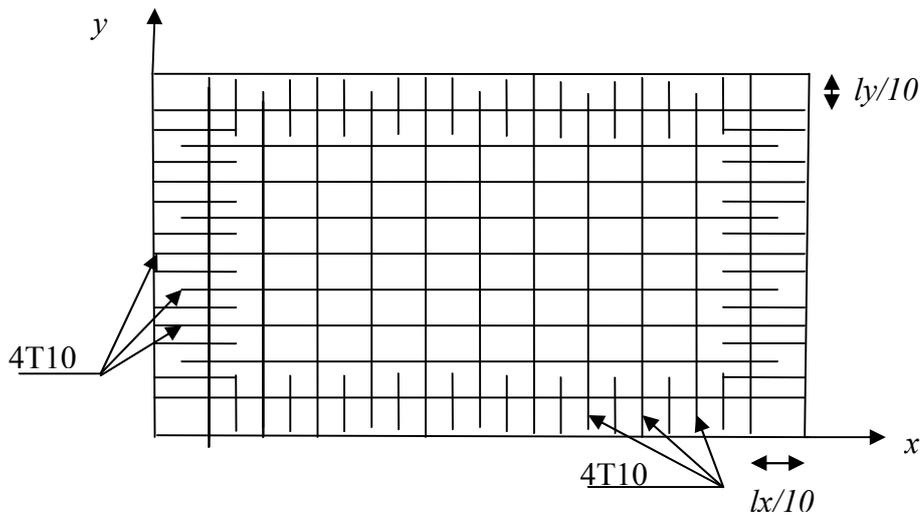
$\sigma_{bc} = 0.29 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$

b) Vérification de la flèche :

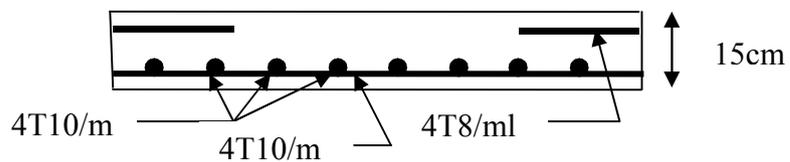
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.} \\ \frac{A}{bd} < \frac{2.4}{f_e} \end{array} \right.$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile

III-6.6) Schéma de ferrailage :



FigIII.5.3 : Vue en plan



FigIII.5.4 : Coupe transversale

III.7 Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

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

III.7.1. hypothèses de calcul :

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

III.7.2 évaluation des charges et surcharges :

- **Poids propre :**

$$G_1 = 25 * (0.8 * 0.1 + 0.03 * 0.1 / 2 + 0.07 * 0.1).$$

$$G_1 = 2.121 \text{ KN/m.}$$

- **Enduit de ciment de 1.5cm d'épaisseur**

$$G_2 = 20 * 0.015 * 0.8 * 2 = 0.48 \text{ KN/m}$$

$$\text{Donc : } W_p = G_1 + G_2 = 2.121 + 0.48 = 2.601 \text{ KN/m.}$$

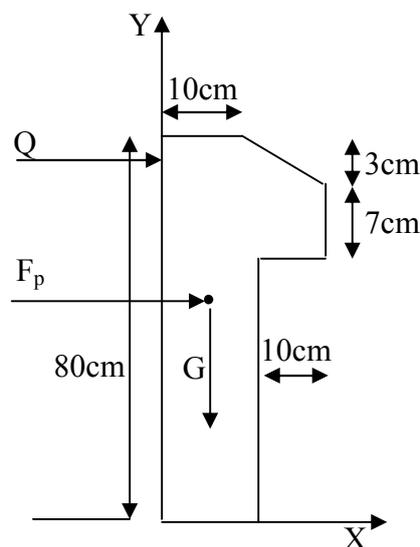


Fig III.7.1 : coupe transversale de l'acrotère

- la charge d'exploitation :

$$Q_1 = 1 \text{ KN/m}$$

- la charge sismique :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone.

A=0.15 (groupe d'usage 2 et zone IIa).

C_p : facteur de forme horizontale variant entre 0.3 et 0.8.

C_p=0.8.

W_p : poids propre de l'élément.

$$W_p = 2.601 \text{ KN.}$$

$$F_p = 4 \cdot 0.15 \cdot 0.8 \cdot 2.601 = 1.248 \text{ KN.}$$

III.7.3) calcul des sollicitations :

- calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.059m \\ Y_G = 0.433m \end{cases}$$

$$N = G_1 + G_2 = W_p = 2.601 \text{ KN.}$$

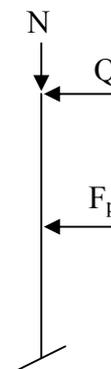
$$M_G = 0 \text{ KN.m.}$$

$$M_{Q_1} = 0.8 \cdot 1 = 0.8 \text{ KNm.}$$

$$M_{Q_2} = F_p \cdot Y_G = 1.248 \cdot 0.433.$$

$$M_{Q_2} = 0.54 \text{ KN.m.}$$

$$M = M_{Q_1} + M_{Q_2} = 1.34 \text{ KN.m.}$$



Combinaisons d'action :

Tableau III.7.1 Combinaisons d'action

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.601	3.511	2.601

M (KN.m)	1.34	1.2	0.8
-----------	------	-----	-----

III.7.4 calcul de l'excentricité du centre de pression :

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.2}{3.511} = 0.342m .$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.166m .$$

$$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée}$$

III.7.5 sollicitation a considérées en cas de flexion composée avec un effort normal de compression : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

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

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

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

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

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

L : portée de l'élément = 80 cm

$$e_a = \max (2cm \cdot 80/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3lf^3}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi)$$

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

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.8 = 1.6m.$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \cdot 1.6^3 \cdot 2}{10^4 \cdot 0 \cdot 1} = 0.0124m$$

D'où : $e = 0.342 + 0.02 + 0.024 = 0.386m$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$N_u = 3.511 \text{ KN}$.

$M_u = N_u \cdot e = 3.511 \cdot 0.386 = 1.355 \text{ KN.m}$.

III.7.6 ferrailage de l'acrotère :

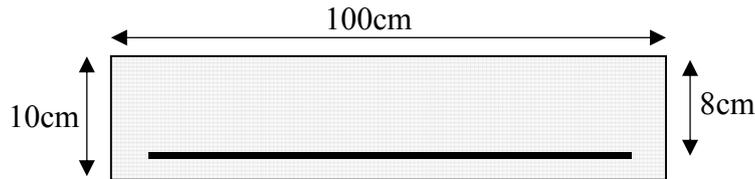


Fig III.7.2 : ferrailage de l'acrotère

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

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée. donc on se ramène à un calcul en flexion

simple sous l'effet d'un moment fictif M_f rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.355 + 3.511 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right)$$

$$M_f = 1.46 \text{ KN.m}$$

Tableau III.7.2 ferrailage de l'acrotère

M_f (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
1.46	0.016	0.02	0.079	0.43	4HA8=0.996

III.7.7 vérifications :

- **condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 1 \cdot 0,08 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,996 \text{ cm}^2.$$

$$A < A_{min} \Rightarrow \text{On adopte } A = A_{min} = 0,996 \text{ cm}^2.$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$V_u = f_p + Q = 1.248 + 1 = 2.248 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u / (b \cdot d) = 2.248 \cdot 10^{-3} / (1 \cdot 0.08) = 0.028 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\tau_u} < \min (0.13 \cdot f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \min (3.25 \cdot 4) \text{ MPa} = 3.25 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0.028 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

• **Vérification à l'E L S :**

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_s = V_u / (0.9 * d \Sigma u_i) \leq \bar{\tau}_{ser} .$$

$$V_u = f + Q .$$

Avec : Σu_i : la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma u_i = \pi . n . \phi = 3.14 * 4 * 8 = 100.48 \text{ mm} .$$

$$\tau_{ser} = \frac{2.248 * 10^{-3}}{0.9 * 0.08 * 100.48 * 10^{-3}} = 0.312 \text{ MPa} .$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.83 \text{ MPa} .$$

$$\Psi = 1.5 \text{ pour acier HA} \Rightarrow \tau < \bar{\tau}_{ser} .$$

✓ **Etat limite de compression de béton :**

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

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = k . y \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots (1)$$

$$\sigma_s = n . k . (10 - y) \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

K : coefficient angulaire des contraintes.

I : le moment d'inertie de la section homogène réduite.

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

$$y = y_c + c$$

$$C = d - e_a$$

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{SER}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) .$$

Avec :

y : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée de la section.

e_a : distance entre le centre de pression C et les armatures tendues.

y_c : distance de l'axe neutre au centre de pression C.

y_c : est la solution de l'équation de troisième degré suivante :

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

Avec :

$$\begin{cases} p = -3C^2 - \frac{6.n.A'}{b}(C - d') + \frac{6.n.A}{b}(d - C) \\ q = -2C^3 - \frac{6.n.A'}{b}(C - d')^2 - \frac{6.n.A}{b}(d - C)^2 \end{cases}$$

$n=15$; coefficient de l'homogénéité.

$A' = 0$: armatures comprimées.

A : armatures tendues = 2.01cm^2 .

La solution de l'équation (3) est donnée par la méthode suivante :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \cdot p^3}{27}$$

AN:

$$e_A = 0.416m .$$

$$C = -0.336m .$$

$$P = -0.331.$$

$$q = 0.072.$$

D'où : $\Delta = -1.88 \cdot 10^{-4}$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois solutions :

$$\begin{cases} y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) \\ y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right) \\ y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right) \end{cases}$$

$$\cos \phi = \left(\frac{3q}{2p}\right) \cdot \left(\frac{-3}{p}\right)^{\frac{1}{2}}$$

$$\phi = 169,20^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 0.664$$

$$\begin{cases} y_1 = 36.74cm. \\ y_2 = -66.26cm. \\ y_3 = 29.52cm. \end{cases}$$

La solution qu'on doit maintenir est celle qui vérifiée la condition suivante :

$$0 \leq y \leq h \Rightarrow 0 \leq y_c + C \leq h$$

$$\Rightarrow -c \leq y_c \leq h - C$$

$$\Rightarrow 33.6 \leq y_c \leq 43,6$$

Pour : $y_c = y_1 = 36.74cm$.

$$y = y_c + C = 3.14cm .$$

$$I = 722.45cm^2 .$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{I} \cdot y = 4.15Mpa < \bar{\sigma}_{bc} = 15Mpa \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 240Mpa$$

$$\sigma_s = 15 * \frac{2.601 * 10^{-3}}{722.45 * 10^{-8}} * (0.08 - 0.0314) * 36.74 * 10^{-2}$$

$$\sigma_s = 96.042MPa < \bar{\sigma} = 240 MPa \dots \text{vérifiée.}$$

III.7.8 Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{400} = 0.5 cm^2$$

On adopte $4\phi_6 = 1.13 cm^2$

III.7.9 Calcul de l'espacement :

Les armatures principales : $S_t < \frac{100}{3} = 33.3cm$.

Les armatures secondaires : $S_t < \frac{80}{3} = 26.66cm$.

On adopte un espacement $S_t = 20cm$ pour les armatures secondaires et les armatures principales.

Récapitulation :

Tableau III.7.3 Récapitulation du ferrailage

	Section calculée (cm^2)	Cdt fragilité (cm^2)	Section adoptée (cm^2)	A de répartition (cm^2)
Section (cm)	0.43	0.996	4HA8 = 2.01	4HA6 = 1.13

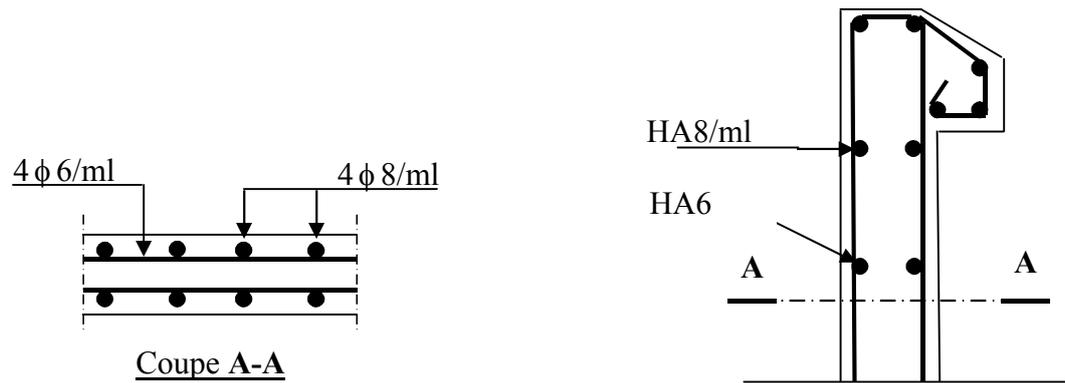


Fig III 7.3: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

Introduction :

Vue l'activité sismique de nord d'Algérie, les constructions doivent être conçues de manière adéquate pour résister aux secousses sismiques pour éviter la perte des vies humaines et minimiser les dégâts matériels, on respectant les recommandations du règlement parasismique Algérien (RPA99/version2003)

IV.1 choix de la méthode de calcul :**IV.1.1 méthodes utilisables :**

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

- par la méthode statique équivalente.
- par la méthode d'analyse modale spectrale.
- par la méthode d'analyse dynamique par accélorogrammes.

Vu que le bâtiment étudié, satisfaisant aux conditions de régularité en élévation et en plan, avec une hauteur inférieure à 65m (**zone.IIa**). On choisit la méthode statique équivalente.

- **Principe de la méthode :** les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de force statique fictive dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.
- **Calcul de la force sismique totale :**

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

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone. Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

- Groupe d'usage : groupe 02.
- Zone sismique : zone IIa.

$\Rightarrow A = 0.15$.

D : facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 * \eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{sec} . \quad (\text{Art : 4.2.3 RPA 99}) \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3 \text{sec} \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site meuble (S_3).

D'où : $T_1 = 0.15 \text{ sec}$.

$T_2 = 0.50 \text{ sec}$.

η : Facteur d'amortissement donné par la formule suivante : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$.

ξ (%) : pourcentage de l'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la Structure et de l'importance des remplissages.

On a un contreventement mixte : $\xi = \frac{7 + 10}{2} = 8.5$.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.81$$

T : période fondamentale de la structure donnée par :

$$T = \min \begin{cases} C_T * h_N^{\frac{3}{4}} \\ 0.09 * \frac{h_N}{\sqrt{D''}} \end{cases} \quad (\text{Art : 4.2.4 RPA 99})$$

Avec :

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

$$h_N = 39.95 \text{ m}$$

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

$$C_T = 0.050$$

D'' : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée :

$$D''_x = 24.20 \text{ m}$$

$$D''_y = 17.10 \text{ m}$$

Donc : $T = C_T *$

$$h_N^{\frac{3}{4}} = 0.05 * (39.95)^{\frac{3}{4}} = 0.79 \text{ sec.}$$

$$T_x = 0.09 * \frac{39.95}{\sqrt{24.20}} = 0.73 \text{ sec.}$$

$$T_y = 0.09 * \frac{39.95}{\sqrt{17.20}} = 0.86 \text{ sec}$$

$$\begin{cases} T_2 = 0.5 \text{ sec} \\ T_x = 0.73 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow T_2 < T < 3 \text{ sec.}$$

$$\begin{cases} T_2 = 0.5 \text{ sec} \\ T_y = 0.79 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow T_2 < T < 3 \text{ sec.}$$

$T_x = \text{Min}(T, T_x) = 0.73$ On majore de 30%

$T_y = \text{Min}(T, T_y) = 0.79$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_{sx} = 0.949 \text{ sec} \\ T_{sy} = 1.027 \text{ sec} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } D_x = 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 * 0.81 * \left(\frac{0.5}{0.949}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.32$$

$$D_y = 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 * 0.81 * \left(\frac{0.5}{1.027}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.253$$

R : coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement. On a un contreventement mixte (portique voile) ; donc R = 5.

Q : facteur de qualité, sa valeur est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq.$$

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

Tableau IV.1 : Valeurs des facteurs de qualité.

Critère	observation	Valeur de Pq
Conditions minimales sur les fils de contreventement	Non observé	0.05
Redondance en plan	observé	0.00
Régularité en plan	observé	0.00
Régularité en élévation	observé	0.00
Contrôle de qualité de matériaux	Non observé	0.05
Contrôle de qualité de d'exécution	Non observé	0.1

$$Q_x = Q_y = 1.2$$

W : poids propre de la structure, est égale à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ; \text{ avec : } W_i = W_{G_i} + \beta * W_{Q_i} .$$

W_{G_i} : poids des charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

W_{Q_i} : charges d'exploitation.

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

$$\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usage d'habitation.} \\ 0.6 & \text{pour les étages à usage commercial.} \end{cases}$$

Tableau IV.2 : Récapitulation des différents poids d'étages.

Niveau (m)	Poids du niveau (KN)	Cumule des poids
36.89	4331.20	4331.20
33.83	4898.87	9230.07
30.77	3666.39	12896.46
27.71	3597.60	16494.06
24.65	3465.56	19958.62
21.59	3465.56	23424.18
18.53	3345.01	26769.19
15.47	3345.01	30115.20
12.41	3235.94	33351.14
9.35	3235.94	36587.05
3.74	3138.35	39725.43
0	3540.98	43266.41

D'où la force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_x = \frac{0.15 * 1.32 * 1.2}{5} * 43266.41 = 2056.02 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 * 1.25 * 1.2}{5} * 43266.41 = 1946.98 \text{ KN}$$

IV.1.2 Méthode dynamique modale spectrale :

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA88) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

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

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

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

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

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

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

IV.1.3 Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.2 Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

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

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

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

2- D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel robot version 11 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3- D'après l'article 4.3.4, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.3 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le robot version 11.

Le logiciel **Robot** est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. **Robot** permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par **Robot** est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

IV.4 Disposition des voiles de contreventement :

Dans le but de satisfaire les règles imposées par le règlement parasismique algérien RPA99 (version2003), plusieurs essais de disposition de voiles on été testé.

La disposition pour laquelle nous avons opté et représenté sur la figure suivante.

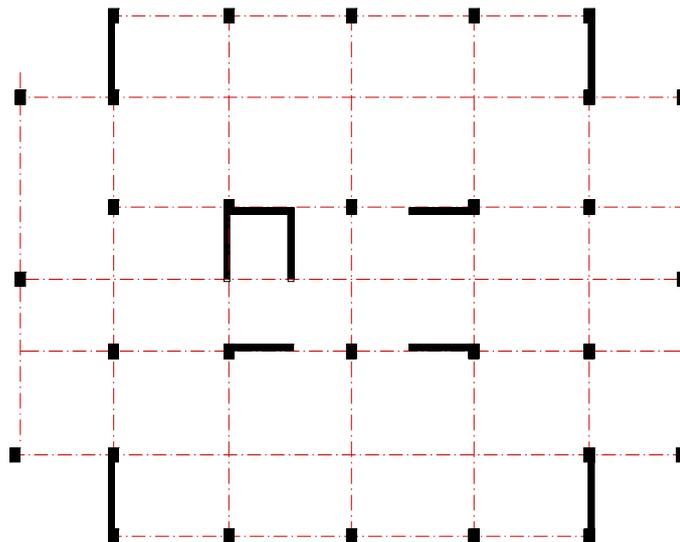


Fig IV.1 disposition des voiles.

IV.5 Représentation des trois modes de déformations :

- ✓ 1^{ère} mode de déformation (fréquence = 1.09Hz) : translation suivant x-x'

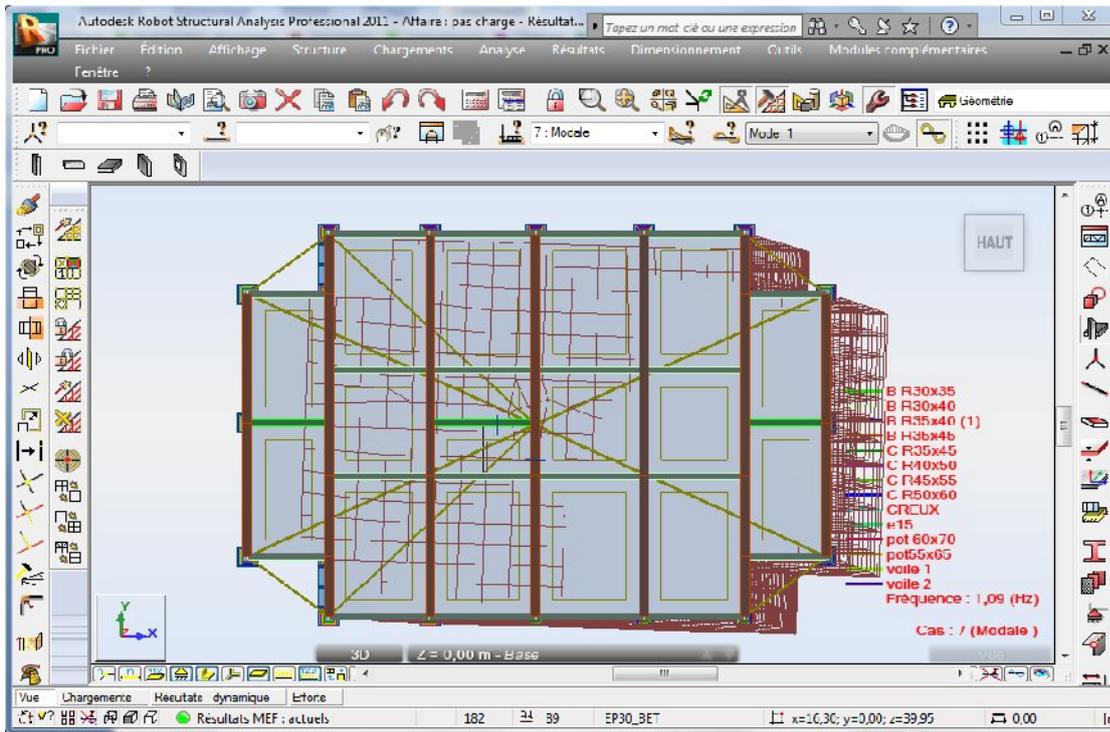


Fig IV.2. translation suivant x-x'

- ✓ 2^{ème} mode de déformation (fréquence = 1.22Hz) translation suivant y-y'

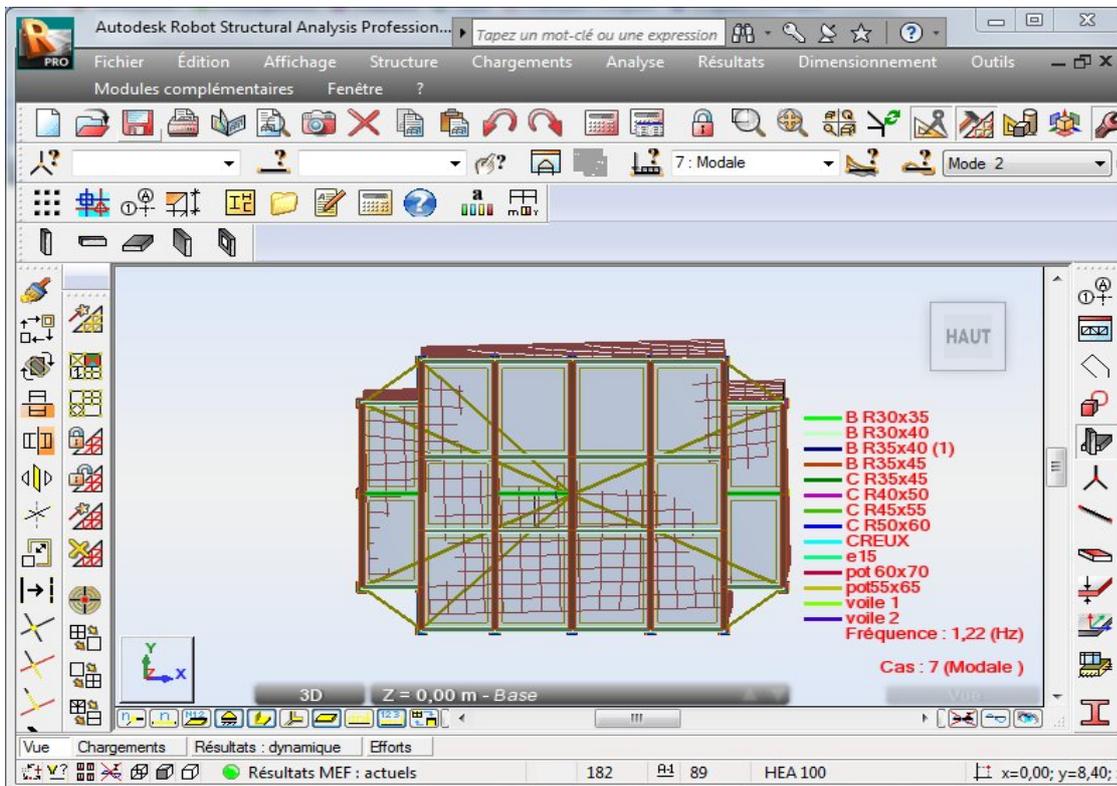


Fig IV.3. translation suivant y-y'

- ✓ 3^{ème} mode de déformation (fréquence = 1.22Hz) : rotation suivant z-z'

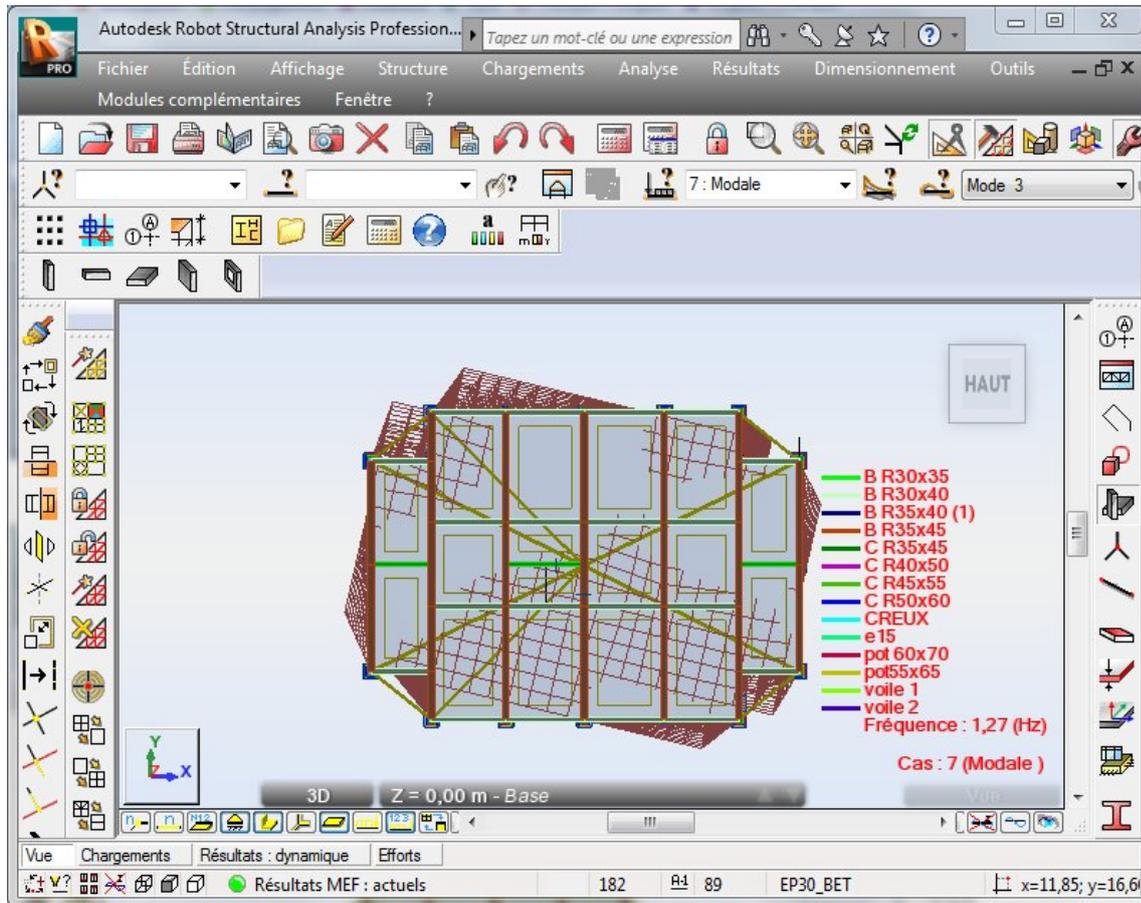


Fig IV4. rotation suivant z-z'

Les résultats obtenus sont résumés ci-après :

Tableau IV.3 : modes et Périodes de vibrations et taux participations des masses.

mode	période	Individuel mode (percent)			Cumulative sum (percent)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,91	73.61	2.28	0	73.61	2.28	0
2	0,82	2.78	67.69	0	76.39	69.98	0
3	0,79	0.35	1.65	0	76.74	71.63	0
4	0,32	11.13	0.14	0	87.87	71.77	0
5	0,26	0.24	7.40	0	88.11	80.17	0
6	0.26	0.00	6.45	0	88.11	85.62	0
7	0.16	3.34	0.04	0	91.45	85.66	0
8	0.12	0.05	1.15	0	91.50	86.81	0
9	0.12	0.00	3.81	0	91.50	90.62	0

10	0.10	1.73	0.01	0	93.23	90.63	0
----	------	------	------	---	-------	-------	---

Cette disposition permet d'éviter la torsion dans les deux premiers modes et répondre favorablement aux conditions du RPA, notamment la limite des 30% de la période statique qui est de 0.949s.

Par ailleurs il est à remarquer que le taux de participation des masses au 7^{ème} mode dépasse les 90%.

Justification vis-à-vis de l'interaction voiles portiques:

✓ **sous charges verticales :**

Pour tous les niveaux, le taux d'effort normale repris par les portiques reste supérieur à **80%**.

De même pour les voiles, l'effort tranchant repris reste inférieur à **20%**.

Tableau IV.4 : Interaction sous charges verticales.

Niveau	Portique	Voile	%portique	%voile
Sous sol	35246.543	8977.476	79.700	20.300
R D C	34419.981	8848.3769	79.549	20.451
1 ^{er} étage	31266.124	8188.39	79.246	20.754
2 ^{ème} étage	27276.637	6941.06	79.715	20.285
3 ^{ème} étage	24165.209	6353.74	79.181	20.819
4 ^{ème} étage	21527.604	5358.375	80.063	19.937
5 ^{ème} étage	18672.706	4645.597	80.072	19.928
6 ^{ème} étage	15881.504	3930.75	80.149	19.841
7 ^{ème} étage	13127.642	3243.588	80.177	19.823
8 ^{ème} étage	10454.568	2572.931	80.248	19.752
9 ^{ème} étage	7746.985	1888.55	80.388	19.612
10 ^{ème} étage	5106.60	1240.14	80.453	19.547

b) sous charges horizontales :

Pour tous les niveaux, le taux d'effort tranchant repris par les portiques reste supérieur à **25%**.

De même pour les voiles, l'effort tranchant repris reste inférieur à **75%**.

Tableau IV.5 : Interaction sous charges horizontales.

niveau	Sens x-x				Sens y-y			
	portique	voile	%portique	%voile	Portique	voile	%portique	%voile
			q					
			ue					

Sous sol	520.96	1597.3	24.59	75.41	394.77	1579.88	20.00	80.00
R D C	514.44	1496.7	25.57	74.43	641.21	1875.64	21.05	78.95
1 ^{er} étage	600.66	1485	26.11	73.89	623.30	1872.41	24.97	75.03
2 ^{eme} étage	550.39	1473.9	27.19	72.81	617.54	1863.83	27.79	72.21
3 ^{eme} étage	541.23	1436.9	27.37	72.63	693.90	1796.34	27.88	72.12
4 ^{eme} étage	536.27	1396.4	27.74	72.26	643.14	1782.48	27.45	72.39
5 ^{eme} étage	509.65	1316.1	27.90	72.10	650.09	1740.01	27.19	72.81
6 ^{eme} étage	501.21	1290.2	27.98	72.02	531.62	1696.54	27.13	72.87
7 ^{eme} étage	412.15	1042.2	28.33	71.61	629.01	1589.59	27.56	72.44
8 ^{eme} étage	362.57	912.6	28.82	71.18	551.16	1413.95	28.04	71.96
9 ^{eme} étage	280.00	700.5	28.91	71.09	460.40	1145.70	28.66	71.34
10 ^{eme} étage	134.10	322.44	29.37	70.63	417.09	1000.22	29.42	70.58

VI.5.1 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} . ($V_{dyn} \geq V_{st}$)

Tableau IV.6 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

	V_{st} (KN)	V_d (KN)	V_{dyn}/V_{st} (%)	remarque
Sens xx	2056.02	1942.26	80	vérifiée
Sens yy	1946.02	1974.65	85	vérifiée

VI.5.2 Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N}{B * f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{tel que : } N : \text{l'effort normal maximal.}$$

B : section du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression.

Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal réduit.(poteau c.3)

Niveau	B (cm)	N (KN)	V	Remarque
Sous sol	70*60	1940,99	0.185	vérifié

RDC	70*60	1926,60	0.183	vérifie
1 ^{ème} étage	65*55	1844,05	0.206	vérifie
2 ^{ème} étage	65*55	1711,58	0.196	vérifie
3 ^{ème} étage	60*50	1589,70	0.213	vérifie
4 ^{ème} étage	60*50	1458,63	0.195	vérifie
5 ^{ème} étage	55*45	1303,36	0.214	vérifie
6 ^{ème} étage	55*45	1150,85	0.185	vérifie
7 ^{ème} étage	50*40	960,70	0.192	vérifie
8 ^{ème} étage	50*40	771,17	0.154	vérifie
9 ^{ème} étage	45*35	543,13	0.138	vérifie
10 ^{ème} étage	45*35	227,93	0.057	vérifie

D’après les résultat obtenus , on voit bien que l’effet normal réduit est vérifie dans tous les niveaux.

Justification vis à vis des déformations :

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

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{Avec :} \quad \delta_K = R \times \delta_{eK}$$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par l’RPA (Art4.43).

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l’effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R=5).

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements relatifs.

Niveau	Sens x					Sens y				
	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (c m)	$\frac{\Delta_K}{hk}$ (%)	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	$\frac{\Delta_K}{hk}$ (%)
10 ^{er} étage	2.0	10	9.5	0.5	0.16	1.8	9	8.5	0.5	0.16
9 ^{er} étage	1.9	9.5	8.5	1	0.32	1.7	8.5	7.5	1	0.32
8 ^{ème} étage	1.8	8.5	8	0.5	0.16	1.5	7.5	7	0.5	0.16
7 ^{ème} étGe	1.6	8	7.5	0.5	0.16	1.4	7	6	1	0.32
6 ^{ème} étGe	1.5	7.5	6.5	1	0.32	1.2	6	5.5	0.5	0.16
5 ^{ème} étage	1.3	6.5	6	0.5	0.16	1.1	5.5	4.5	0.5	0.16

4 ^{ème} étage	1.2	6	5	1	0.32	0.9	4.5	3.5	1	0.32
3 ^{ème} étage	1.0	5	4	1	0.32	0.7	3.5	3	0.5	0.16
2 ^{ème} étage	0.8	4	3	1	0.32	0.6	3	2	1	0.32
1 ^{ème} étage	0.6	3	2	1	0.32	0.4	2	1.5	0.5	0.16
RDC	0.4	2	1	1	0.26	0.3	1.5	0.5	0.5	0.16
Sous sol	0.2	1	0.0	1	0.13	0.1	0.5	0.0	0.5	0.16

Remarque : les résultats du tableau montrent que les déplacements relatifs entre étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage.

✓ **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

L'effet du 2^o ordre ou effet (P-Δ) peut être négligé dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

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

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau (k).

V_k : effort tranchant d'étage au niveau (k).

h_k : hauteur d'étage (k).

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k).

-Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $1/(1-\theta_k)$.

-Si $\theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.9 : Vérification de l'effet P-Δ .

Niveau	H_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)		Δ_k		θ	
			V_x	V_y	Δ_x	Δ_y	θ_x	θ_y
10 ^{er} étage	306	4331.20	227,93	269,37	0.5	0.5	0.037	0.023
9 ^{er} étage	306	9230.07	543.13	642,56	1	1	0.054	0.055
8 ^{ème} étage	306	12896.46	771.17	871,76	0.5	0.5	0.023	0.024
7 ^{ème} étGe	306	16494.06	960.70	1047,18	0.5	1	0.051	0.051
6 ^{ème} étGe	306	19958.62	1150.85	1236,25	1	0.5	0.056	0.028
5 ^{ème} étage	306	23424.18	1303,36	1393,14	0.5	0.5	0.029	0.027
4 ^{ème} étage	306	26769.19	1458,63	1549,07	1	1	0.059	0.056

3 ^{ème} étage	306	30115.20	1589.70	1669,87	1	0.5	0.061	0.029
2 ^{ème} étage	306	33351.14	1711.58	1790,47	1	1	0.063	0.063
1 ^{ème} étage	306	36587.05	1844.05	1888,15	1	0.5	0.064	0.031
RDC	5.61	39725.43	1926.60	1930,43	1	0.5	0.036	0.018
Sous sol	3.74	43266.41	1940.99	1962,04	0.5	0.5	0.029	0.029

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.9

On remarque que les valeurs de (θ_K) dans tous les niveaux d'où les effets du second ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés.

Conclusion

La modélisation de notre structure nous à permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans une meilleure approche de la réalité.

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous à donner les meilleur résultats vis-à-vis de l'interaction voiles –portique (horizontale et verticale), l'effort normal réduit la vérification de la période et le comportement de la structure

V.1 Etude des poteaux :**V.1.1 Introduction :**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données de robot version 2011 :

1. $1.35G+1.5Q$
2. $G+Q$
3. $G+Q+E$
4. $G+Q-E$
5. $0.8G+E$
6. $0.8G-E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes

- l'effort normal maximal et le moment correspondant,
- l'effort normal minimal et le moment correspondant,
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

V.1.2 Recommandations du RPA99 (version 2003) :**a- Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa),
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante),
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement),
- $\phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40ϕ en zone IIa
- La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa)

les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h'

$$l' = 2h$$

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_c}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

h_e : est la hauteur de l'étage

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau

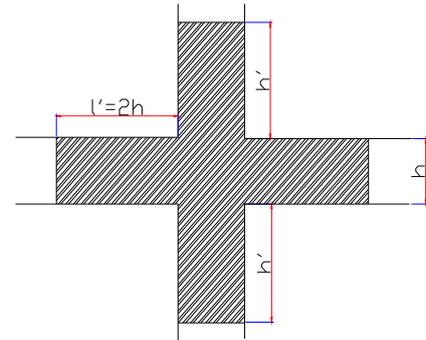


Figure V.1 : zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescription du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section des poteaux (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrement
Sous sol RDC	70*60	33.60	168	252
1 ^{eme} + 2 ^{eme} etages	65*55	28.60	143	214.5
3 ^{eme} + 4 ^{eme} etages	60*50	24.00	120	180
5 ^{eme} + 6 ^{eme} etages	55*45	19.80	99	148.5
7 ^{eme} + 8 ^{eme} etages	50*40	16.00	80	120
9 ^{eme} + 10 ^{eme} etages	45*35	12.60	63	94.5

b- Armatures transversales :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{RPA99 (Article 7.4.2.2)}$$

- V_u est l'effort tranchant de calcul,
- h_1 hauteur totale de la section brute,
- f_e contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales,
- ρ_a est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant : il est pris égal à 2,5 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ - Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone IIa
- ✓ - Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$ en zone IIa

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

- ✓ $A_t^{\text{min}} = 0.3\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
- ✓ $A_t^{\text{min}} = 0.8\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elancement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel robot version 11 avec majoration de 10%, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.2 Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{\text{max}} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\text{max}} \longrightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\text{min}} \longrightarrow M_{\text{cor}}$	
	N(KN)	M(KNm)	M(KNm)	N(KN)	N(KN)	M(KNm)
Sous sol RDC	3349.44	103.19	160.70	306.88	1485.81	154.80
1 ^{ere} 2 ^{eme} etages	2565.33	96.57	130.38	1034.79	502.82	53.15
3 ^{eme} 4 ^{eme} etages	1990.53	89.76	127.80	780.99	242.16	30.00
5 ^{eme} 6 ^{eme} etages	1456.67	77.39	106.43	148.68	160.83	26.05
7 ^{eme} 8 ^{eme} etages	914.69	62.32	79.57	103.96	149.84	19.37
9 ^{eme} 10 ^{eme} etages	438.29	45.41	55.45	147.44	90.72	9.43

V.1.3 Ferrailage des poteaux :

a. Les armatures longitudinales :

Les poteaux sont ferrailés par le minimum donné par le RPA en zone IIa, après comparaison des résultats de ferrailage donnée par des sollicitations maximales calculées à l'aide de logiciel

Expert BA robot version 2011.

Tableau V.3 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	A robot V11 (cm ²)	A min RPA (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Barres
Sous sol RDC	70*60	28.36	33.60	36.70	12T16+4T20
1 ^{ere} 2 ^{eme} étages	65*55	24.13	28.60	30.26	12T16+4T14
3 ^{eme} 4 ^{eme} étages	60*50	12.32	24.00	26.52	12T14+4T16
5 ^{eme} 6 ^{eme} étages	55*45	11.31	19.80	24.13	12T16
7 ^{eme} 8 ^{eme} étages	50*40	10.81	16.00	17.09	4T16+8T14
9 ^{eme} 10 ^{eme} étages	45*35	9.05	12.60	12.32	8T14

b. Armatures transversales :

Les tableaux ci-après résument les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.4 : Les Armatures transversales dans les poteaux.

Section	Sous sol RDC	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8	Etages 9 et 10
Section (cm ²)	70x60	65X55	60x50	55x45	50x40	45x35
ϕ_l^{max} (cm)	2.5	2	1.6	1.6	1.6	1.4
ϕ_l^{min} (cm)	2.5	1.6	1.4	1.6	1,4	1.2
l_f (cm)	261.8	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λg	4.36	3.29	3.29	3.29	3.29	3.29
Vu (KN)	124	122.18	122.18	122.18	122.18	122.18
l_r	100	80	64	64	64	56
t zone nodale	10	10	10	10	10	10
S_t zone	15	15	15	15	15	15
A_t (cm ²)	0.38	0.32	0.32	0.30	0.30	0.28
A_t^{min} (cm ²)	3.30	3.02	2.75	2.47	2.20	1.92
A_t adopté	3,86	3.08	3.08	2.51	2.57	2.04
Nbre de barres	3T10+3T8	2T10+3T8	2T10+3T8	5T8	2T10+2T8	4T8

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} \Rightarrow \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

V.1.4. Vérification au flambement :

Selon BAEL91, (art 4.4.1) : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le plus élancé.

• **Critère de la stabilité de forme :**

Le poteau le plus élancé : ($l_0=5.61$)

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \quad (\text{Art : B.8.2.1})$$

Avec :

B_r : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ .

A_s : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

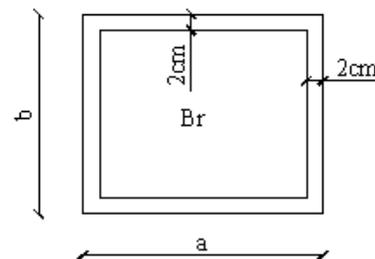


Figure V.2 : La section réduite.

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

D'où : $\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b}$ avec l_f : Longueur de flambement

Avec : $l_f = 0.7 \times l_0$

$$B_r = (a-2) \times (b-2) \quad \text{avec : } \begin{cases} a : \text{Largeur de la section nette} \\ b : \text{Hauteur de la section nette.} \end{cases}$$

A_s : Section d'armature.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 : Justification de l'effort normale ultime.

Niveau	section	l_0 (m)	l_f (m)	i (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_{max} (KN)	N_u (KN)
S sol	70*60	3.34	2.34	0.20	13.34	0.81	36.70	3944	1940.99	6945.00
RDC	70*60	5.21	3.64	0.20	20.98	0.78	36.70	3944	1926.60	6692.57
Etage 1	65*55	2.66	1.86	0.18	11.69	0.82	28.65	3339	1844.05	5887.19
Etage 2	65*55	2.66	1.86	0.18	11.69	0.82	28.65	3339	1711.58	5887.19
Etage 3	60*50	2.66	1.86	0.17	12.86	0.82	26.52	2784	1589.63	4983.95
Etage 4	60*50	2.66	1.86	0.17	12.86	0.82	26.52	2784	1458.63	4983.95
Etage 5	55*45	2.66	1.86	0.15	14.29	0.81	24.13	2279	1303.36	4098.33
Etage 6	55*45	2.66	1.86	0.15	14.29	0.81	24.13	2279	1150.85	4098.33
Etage 7	50*40	2.66	1.86	0.14	16.08	0.80	17.09	1824	960.70	3177.77
Etage 8	50*40	2.66	1.86	0.14	16.08	0.80	17.09	1824	771.17	3177.77
Etage 9	45*35	2.66	1.86	0.13	18.38	0.79	12.95	1419	543.13	2079.50
Etage 10	45*35	2.66	1.86	0.13	18.38	0.79	12.95	1419	227.93	2079.50

$N_{max} < N_u \Rightarrow$ Pas de risque de flambement

b) Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v-d)^2 + 15 \times A_s \times (d-v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d-v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \quad \text{et} \quad d = 0.9h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \quad (\text{Section homogène}).$$

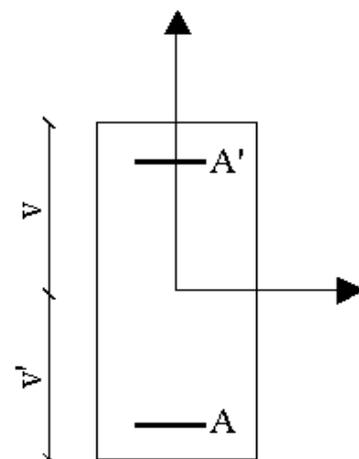


Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Sous sol	70×60	65	36.70	38.24	36.76	0.025	3.21	30.99	0.48	15
RDC	70×60	65	36.70	38.24	36.76	0.025	2.95	10.33	0.16	15
Etage1	65×55	60	28.65	35.45	24.55	0.015	28.72	115.07	2.80	15
Etage2	65×55	60	28.65	35.45	24.55	0.015	21.63	85.09	2.01	15
Etage3	60×50	56	26.52	33.04	26.94	0.012	17.33	78.34	2.21	15
Etage4	60×50	56	26.52	33.04	26.94	0.012	16.48	80.67	2.28	15
Etage5	55×45	51	24.13	30.50	24.50	0.009	12.80	63.72	2.20	15
Etage6	55×45	51	24.13	30.50	24.50	0.009	12.35	65.39	2.25	15
Etage7	50×40	47	17.09	27.50	22.50	0.005	8.68	43.43	2.42	15
Etage8	50×40	47	17.09	27.50	22.50	0.005	7.93	45.16	2.48	15
Etage9	45×35	42	12.95	24.64	20.36	0.003	2.25	5.40	0.45	15
Etage10	45×35	42	12.95	24.64	20.36	0.03	0.77	12.23	0.44	15

V.1.5 Vérification aux des sollicitations tangentes :

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \quad (\text{La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique}).$$

Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentes

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ _{adm} (MPa)
Sous sol	70×60	2.61	4.36	0,04	65	124	0.31	1
RDC	70×60	3.92	3.29	0,04	65	122.18	0.32	1
Etage1	65×55	2.14	3.29	0,04	60	122.18	0.37	1
Etage2	65×55	2.14	3.29	0,04	60	122.18	0.37	1
Etage3	60×50	2.14	3.29	0,04	56	122.18	0.43	1

Etage4	60×50	2.14	3.29	0,04	56	122.18	0.43	1
Etage5	55×45	2.14	3.29	0,04	51	122.18	0.53	1
Etage6	55×45	2.14	3.29	0,04	51	122.18	0.53	1
Etage7	50×40	2.14	3.29	0,04	47	122.18	0.64	1
Etage8	50×40	2.14	3.29	0,04	47	122.18	0.64	1
Etage9	45×35	2.14	3.29	0,075	42	122.18	0.83	1,875
Etage10	45×35	2.14	3.29	0,075	42	122.18	0.83	1,875

V.1.6 Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99 (Art.762) exige que : $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

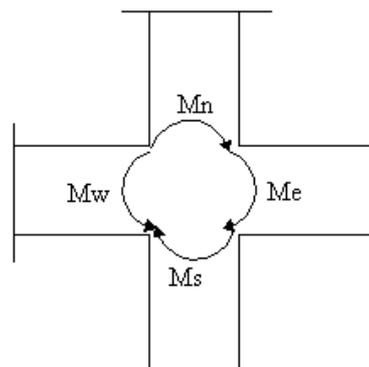


Figure V.2: La zone nodale

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

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

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

$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$ Avec : $Z=0.9h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Tableau V.8 : Moment résistant dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	M _R (KNm)
Sous sol RDC	70*60	63	36.70	804.61
1 ^{ere} 2 ^{eme} étages	65*55	58.5	28.65	582.26
3 ^{eme} 4 ^{eme} étages	60*50	54	26.52	498.36
5 ^{eme} 6 ^{eme} étages	55*45	49.5	24.13	415.66
7 ^{eme} 8 ^{eme} étages	50*40	45	17.09	267.63
9 ^{eme} 10 ^{eme} étages	45*35	40.5	12.95	182.51

b .Détermination du moment résistant dans les poutres

Tableau V.9 : Vérification des zones nodales.

Niveau	Sens	M _w (KNm)	M _e (KNm)	1,25·(M _w + M _e) (KNm)	M _n + M _s (KNm)	Observation
Sous sol RDC	x-x	142,66	142,66	356,67	804.61	Vérifiée
	y-y	142,66	142,66	356,67	804.61	Vérifiée
1 ^{ere} 2 ^{eme} étages	x-x	109,30	109,30	273,27	582.26	Vérifiée
	y-y	109,30	109,30	273,27	582.26	Vérifiée
3 ^{eme} 4 ^{eme} étages	x-x	109,30	109,30	273,27	498.36	Vérifiée
	y-y	109,30	109,30	273,27	498.36	Vérifiée
5 ^{eme} 6 ^{eme} étages	x-x	109,30	109,30	273,27	415.66	Vérifiée
	y-y	109,30	109,30	273,27	415.66	Vérifiée
7 ^{eme} 8 ^{eme} étages	x-x	95.53	95.53	238.82	267.63	Vérifiée
	y-y	95.53	95.53	238.82	267.63	Vérifiée
9 ^{eme} 10 ^{eme} étages	x-x	66.91	66.91	167.27	182.51	Vérifiée
	y-y	66.91	66.91	167.27	182.51	Vérifiée

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux est supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques sera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.1.7 Schémas de ferrailage

V.1.5. Schéma de ferrailage des poteaux.

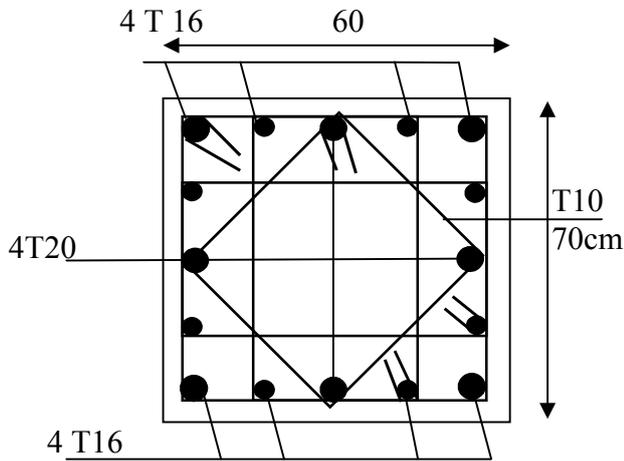


Schéma de ferrailage des poteaux S sol et RDC.

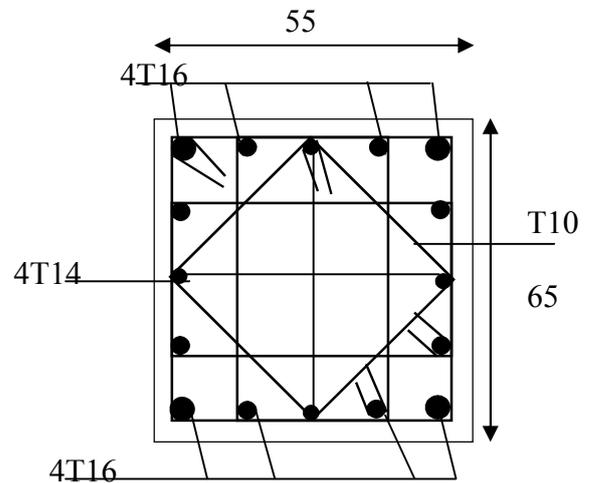


Schéma de ferrailage des poteaux 1^{ère}, 2^{ème} étage.

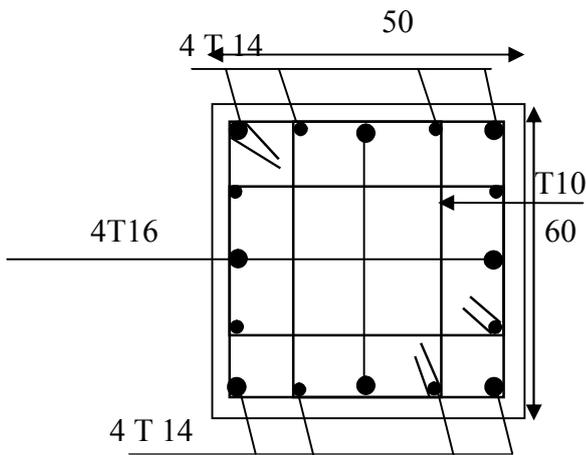


Schéma de ferrailage des poteaux 3^{ème}, 4^{ème} étage.

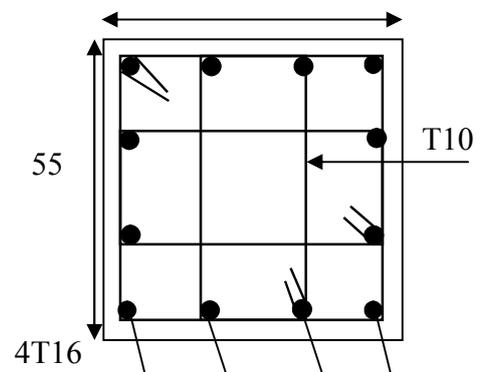


Schéma de ferrailage des poteaux 5^{ème} et 6^{ème} étage.

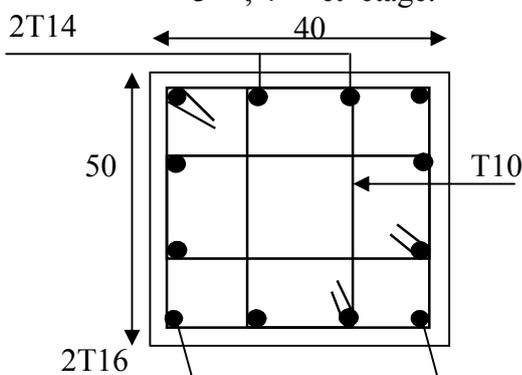


Schéma de ferrailage des poteaux 7^{ème} et 8^{ème} étage.

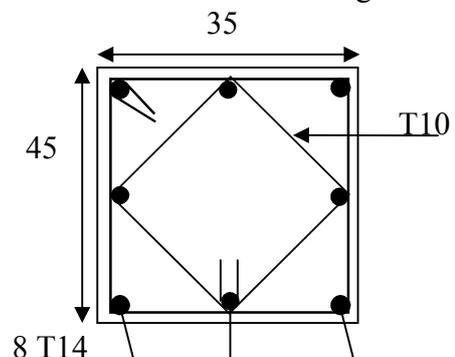


Schéma de ferrailage des poteaux 9^{ème} et 10^{ème} étage

V. 2 Etude des poutres :

L'étude des poutres sera menée en tenant compte des efforts internes (donnés par le Robot version 11), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons RPA99(version2003) et du BAEL91 qui sont :

1. $1.35G + 1.5Q$
2. $G + Q$
3. $G + Q + E$
4. $G + Q - E$
5. $0.8G + E$
6. $0.8G - E$

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants. Il y a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (45×35),
- poutres secondaires (40×30),

V. 2. 1 Recommandations du RPA99/Version 2003 :

a) Armatures longitudinale :

1. Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% dans la section.
2. Leur pourcentage maximal des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section du béton en zone courante.
 - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.
3. Les poutres supportant de charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques, par conséquent elles doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis. .
5. La longueur minimal de recouvrement est de $40\phi_l$ en zone II.

b) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimale est données par :

$$A_t \geq 0.003 * S_t * b;$$

S_t : L'espacement maximum entre les armatures transversales des poutres.

Avec :

- $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}\right)$En zone nodale.

$$- S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{ en zone courante}$$

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

V. 2. 2 ferrailages des poutres :

le ferrailage sera directement déduit du logiciel **ROBOT** (structure modélisée). Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V. 2.1 Ferrailage des poutres principales

Niveau	M _t KNm	M _a KNm	A _t ^{cal} cm ²	A _a ^{cal} cm ²	A _t ^{opt} cm ²	A _a ^{opt} cm ²	N ^{bres} des barre travee	N ^{bres} des barre appuis
S-sol	106.3	-130.9	7.05	9.40	9.42	10.05	3T20	5T16
RDC	85.16	-129.9	5.98	9.41	9.42	10.05	3T20	5T16
étage 1	114.8	-140.5	8.02	9.52	9.42	10.05	3T20	5T16
étage 2	145.0	-145.1	10.63	10.62	10.90	10.90	2T20+3T14	2T20+3T14
étage 3	129.6	-162.1	9.07	12.00	9.42	12.32	3T20	2T20+3T16
étage 4	158.8	-176.9	11.70	13.20	12.57	13.45	6T16	3T20+2T16
étage 5	134.2	-192.3	9.74	14.12	10.05	14.33	3T20	2T20+4T16
étage 6	160.8	-204.6	10.71	15.61	10.90	15.46	2T20+3T14	3T20+3T16
étage 7	127.9	-205.8	9.24	15.70	9.42	15.46	3T20	3T20+3T16
étage 8	149.3	-206.5	9.90	15.80	10.90	16.59	3T20	4T20+2T16
étage 9	124.6	-209.9	8.33	16.15	9.42	16.59	3T20	4T20+2T16
étage 10	148.4	-176.6	10.88	13.22	10.90	13.45	2T20+3T14	3T20+2T16

Tableau V. 2.2 : Ferrailage des poutres secondaires (40*30).

Niveau	M _t KNm	M _a KNm	A _t ^{cal} cm ²	A _a ^{cal} cm ²	A _t ^{opt} cm ²	A _a ^{opt} cm ²	N ^{bres} des barre travee	N ^{bres} des barre appuis
S-sol	16.75	-16.45	1.29	1.26	6.03	6.79	3T16	6T12
RDC	15.44	-16.46	1.18	1.26	6.03	6.79	3T16	6T12
étage 1	24.08	-21.51	1.85	1.65	6.03	6.79	3T16	6T12
étage 2	25.18	-20.09	1.94	1.57	6.03	6.79	3T16	6T12
étage 3	23.68	-20.19	1.82	1.55	6.03	6.79	3T16	6T12
étage 4	22.21	-20.31	1.71	1.56	6.03	6.79	3T16	6T12
étage 5	20.14	-20.10	1.54	1.54	6.03	6.79	3T16	6T12
étage 6	19.78	-20.01	1.52	1.53	6.03	6.79	3T16	6T12
étage 7	19.49	-19.60	1.49	1.50	6.03	6.79	3T16	6T12
étage 8	19.13	-20.60	1.47	1.58	6.03	6.79	3T16	6T12
étage 9	18.94	-19.83	1.45	1.52	6.03	6.79	3T16	6T12
étage 10	10.29	-14.73	0.78	1.11	6.03	6.79	3T16	6T12

Avec : A_{min} de RPA = 0.5%×30×40 = 6cm² en toute section.

-Vérification de (%) des armatures selon le RPA 99 :

**Pourcentage maximum des armatures longitudinales :
Poutres principales**

A_{max} = 4%*b*h = 0.04*45*35 = 63 cm² > A.....Vérifiée.

○ **En zone de recouvrement**

A_{max} = 6%*b*h = 45*35*0.06 = 94,5 cm².....Vérifiée.

Longueurs de recouvrement :

$$L_r > 40\phi_L$$

ϕ_L^{\max} (cm)	2.0	1.6	1.4	1.2
$40 \phi_L^{\max}$ (cm)	80	64	56	48
L_r (cm)	85	70	60	50

a) Armatures transversales

Le diamètre minimal doit vérifiée la condition du BAEL :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_L\right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{450}{35}, \frac{350}{10}, 12\right) \Rightarrow \phi_t \leq 12mm.$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de Ø8 d'où $A_t = 4T8 = 2,01cm^2$.

b) Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_t > 0,003 * S_t * b. \quad \text{RPA99}$$

▪ Calcul de S_t

- zone nodale : $S_t < \min (h/4, 12\phi_{\min}, 30cm) = 11,25cm$ soit $S_t = 10cm$

- zone courante : $S_t < h/2 = 22.5cm$. Soit $S_t = 15cm$

$$A_t (=2,01cm^2) > 0,003 * S_t * b = 0,003 * 15 * 35 = 1,57 cm^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

✓ **Espacement S_t : [BAEL91]**

Selon le BAEL91 (Article H.III.3) :

$$S_t \leq \min (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}), \text{ avec:}$$

$$S_{t1} \leq \min (0,9*d; 40cm) \text{ donc } S_{t1} \leq 38,70cm.$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t * f_e}{0,4 * b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq 44.85cm.$$

$$S_{t3} \leq \frac{0,9 * A_t * f_e}{\gamma_s * b_0 * (\tau_u - 0,3 * f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 38,72cm$$

Les exigences du RPA :

- En zone nodale $S_t = 10cm$
- En zone courante $S_t = 15cm$.

1.1.1 Vérifications [BAEL91]

1) Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.81 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte tangentielle maximale**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \qquad \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,13 * f_{c28}; 4 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25 \text{MPa} .$

Tableau V.2.3 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V _u (MN)	τ _u (MPa)	Observation
Principales	131.29 10 ⁻³	0.83	Vérifiée
Secondaires	229.63 10 ⁻³	1.91	Vérifiée

$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} = 3,25 \text{MPa}$ donc : Pas de risque de cisaillement.

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

Appuis de rives : $A_l > \frac{V_u * \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots (1).$

Appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * (V_u - \frac{M_a}{0.9 * d}) \dots\dots\dots (2).$

Poutres principales :

Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * (V_u - \frac{M_a}{0.9 * d}) \Rightarrow \frac{1,15}{400} * (131.29 - \frac{176.6}{0.9 * 43}) = -0.93 < 0 \text{ aucune vérification à faire}$$

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1,15 * V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15 * 131.29}{400} = 0.37$$

Poutres secondaires :

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1,15}{f_e} * [V_u + \frac{M_a}{0,9 * d}] \Rightarrow \frac{1,15}{400} \left[229.63 + \frac{-14.73}{0,9 * 0,38} \right] = 0.53 \text{ aucune vérification à faire .}$$

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1,15 * V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15 * 229.63}{400} = 0.66 \text{cm}^2$$

2) Vérification à l'ELS : [BAEL91]

▪ **Etat limite d'ouverture de fissures**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

▪ **Etat limite de compression du béton**

$$I = \frac{b * h^3}{12};$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0;$$

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

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.2.4 : Vérification de la flèche dans les poutres.

Poutres	Localisation	M _{ser} (MN.m)	I (m)	Y (m)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Principales	Appuis	112.44 10 ⁻³	2.65.10 ⁻³	0,101	3,52	Vérifiée
	Travées	-147.08.10 ⁻³	2.6510 ⁻³	0,092	1,62	Vérifiée
Secondaires	Appuis	102.32.10 ⁻³	1,60.10 ⁻³	0,086	2,45	Vérifiée
	Travées	-104.2410 ⁻³	1, 60.10 ⁻³	0,07	1,09	Vérifiée

▪ **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si :

○ $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$(1).

○ $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}$(2). **BAEL 91(Article B.6.5)**

○ $\frac{A_s}{b_0} \leq \frac{2,4}{f_e}$(3).

Tableau V.2.4 vérification de la flèche

poutres	Condition (1)	Condition (2)	Condition (2)
principales	vérifiée	vérifiée	vérifiée
secondaires	vérifiée	vérifiée	vérifiée

2.7 Schéma de ferrailage des poutres :

Comme exemple de schéma de ferrailage on va prendre les poutres principales de l'étage 7, et c'est idem pour les autres type de poutres. et pour les poutres secondaires on aura le même ferrailage pour tout les niveaux.

a) poutre principale:

Exemple de ferrailage d'une poutre principale du RDC.

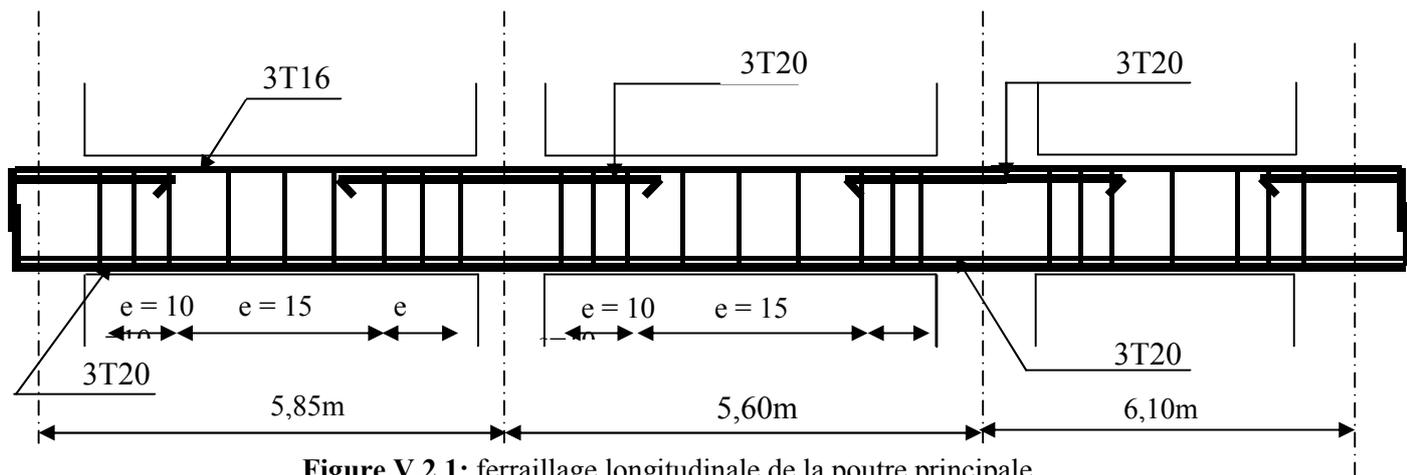


Figure V.2.1: ferrailage longitudinale de la poutre principale.

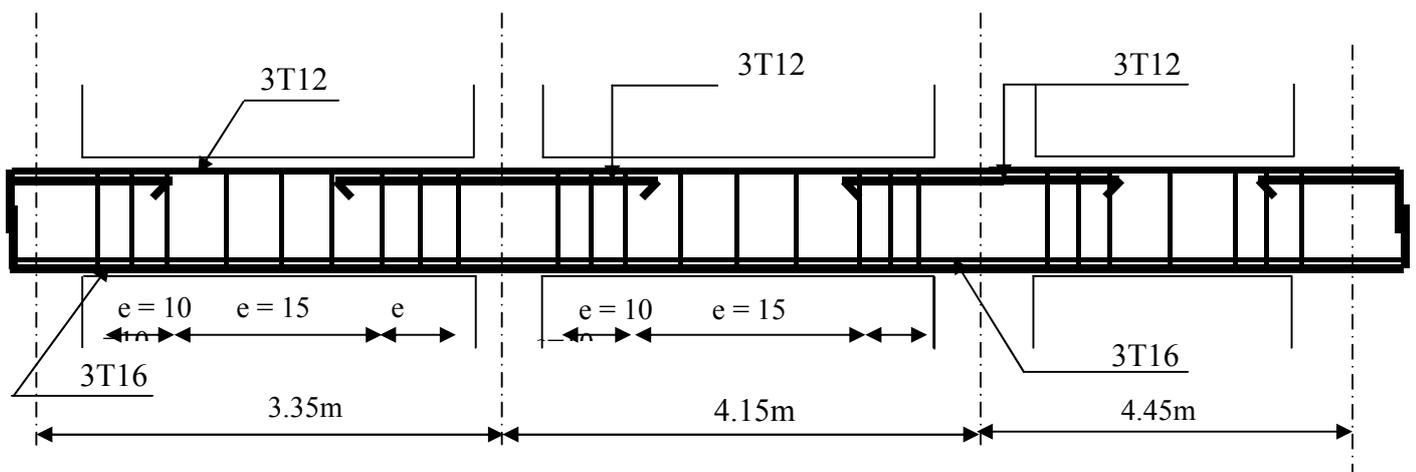
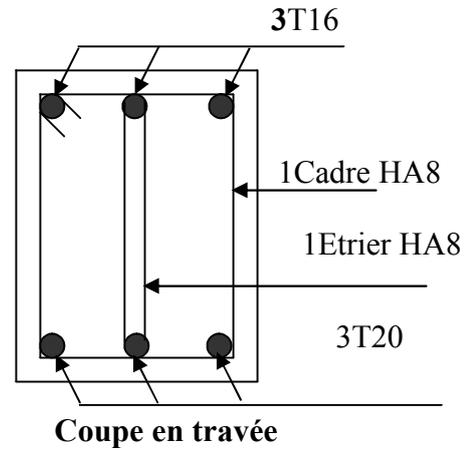
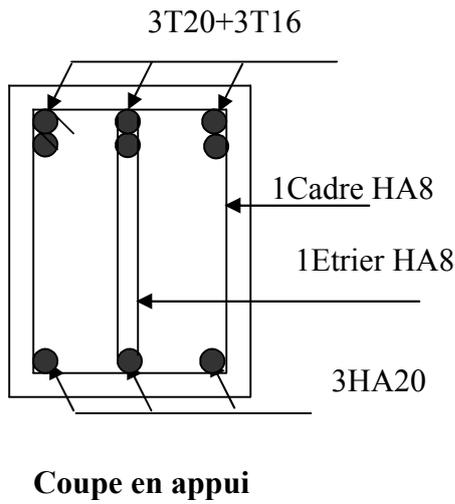
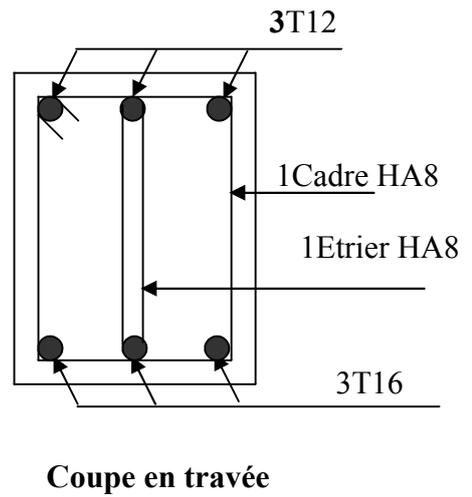
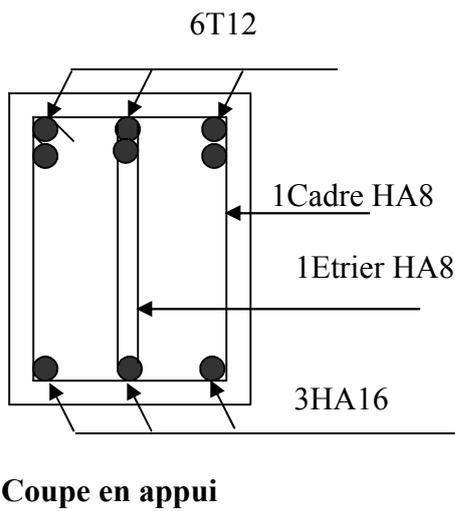


Figure V.2.1: ferrailage longitudinale de la poutre principale.

a) poutre principale



b) poutre secondaire :



V.3 Étude des voiles :

V.3.1 Introduction

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion,
- Rupture en flexion par effort tranchant,
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Les voiles peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), Les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan.

d'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

$$1.35G + 1.5Q$$

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

V.3.2 Recommandation du RPA :

a) Armatures verticales :

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

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t \leq e$ (e : épaisseur de voile).

- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Les armatures horizontales :

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

c) Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

d) Les armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

e) Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0.15\% b \times h \dots\dots\dots \text{dans la section globale de voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% b \times h \dots\dots\dots \text{dans la zone courante.}$$

- $\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espaceur : $s_t = \min(1.5 \times a; 30\text{ cm})$;

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.3.3. Le ferrailage :**a) Les armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($b \times h$).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la moitié de la section en respectant toujours les recommandations du RPA99, addenda 2003

b) Les armatures horizontales :

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau - 0.3 \times f_{ij} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s} \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA.

Les résultats de ferrailages seront récapitulés dans le tableau ci après où :

A_v^{min} / voile : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$(A_{min} = 0.15\%b \times l)$

$A_v^{calculée} / \text{face}$: Section d'armature calculée pour une seul face de voile.

$A_v^{adoptée} / \text{face}$: Section d'armature adoptée pour une seul face de voile.

S_t : Espacement.

A_h^{min} / voile : Section d'armature horizontale minimale dans le voile

complet $(A_{min} = 0.15\%b \times l)$

$A_h^{calculée} / \text{face}$: Section d'armature calculée $(A_v^{adoptée} / 4)$.

$A_h^{adoptée} / \text{ml}$: Section d'armature adoptée pour un mètre linière.

N^{bre} / ml : Nombre de barres adopté par un mètre linière.

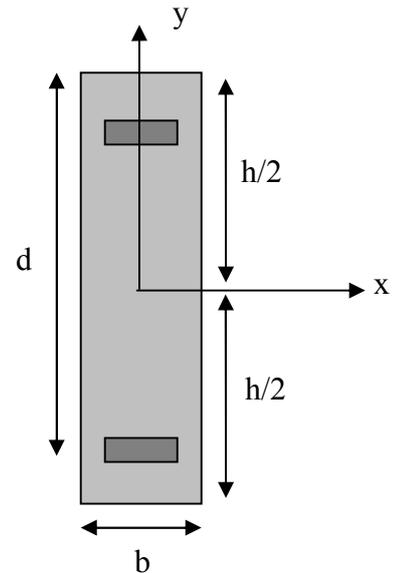


Fig. V.3.1 : Section du voile

- Calcul du ferrailage du voile :

Le ROBOT, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile.

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

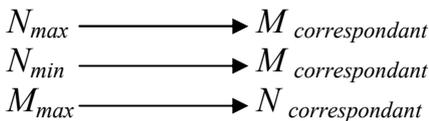


Tableau V.3.1– Ferrailage des voiles // à X-X l=2.10m

Niveau	S sol+RDC	1 ^{eme} , 2 ^{eme} étages	3 ^{eme} , 4 ^{eme} étages	5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme} étages
Section (a*L)	0.25×2.10	0.20×210	0.20×2.10	0.20×2.10
M (KN.m)	950.23	47.29	515.46	71.41
N (KN)	-790.79	1464.51	-183.98	-161.37
V(KN)	496.05	359.65	184	174.01
$A_v^{cal} / \text{face} (cm^2)$	24,952	22.023	10.348	3,201
$A_v^{min} (cm^2)$	7,875	8,400	6.3	6,300
$A_v^{adp} / \text{face} (cm^2)$	25,58	22.18	12.64	11.06
N^{barre}	14T14+2T16	10T14+6T12	16T10	14T10
$S_t (cm)$	13	13	13	15

$A_h^{cal} / \text{face (cm}^2\text{)}$	0.85	16.62	0.85	8.06
$A_h^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	0.6	15.30	0.6	0.6
$A_h^{adp} / \text{face (cm}^2\text{)}$	11.06	11.06	11.06	11.06
N^{barre}	14T10	16T12	14T10	14T10
$S_t \text{ (cm)}$	22	17	20	20

Tableau V.3.1– Ferrailage des voiles // à Y-Y l=2.10m

Niveau	S sol+RDC	1 ^{ème} ,2 ^{ème} étages	3 ^{ème} ,4 ^{ème} étages	5 ^{ème} ,6 ^{ème} étages	7 ^{ème} ,8 ^{ème} étages	9 ^{ème} ,10 ^{ème} étages
Section (a*L)	0.25×2.10	0.20×2.10	0.20×2.10	0.20×2.10	0.20×2.10	0.20×2.10
$M \text{ (KN.m)}$	226.81	190.96	168.02	155.54	140.55	99.14
$N \text{ (KN)}$	1128.8	1011.15	912.23	785.68	425.92	385.12
$V \text{ (KN)}$	238.43	220.56	204.32	196.55	185.28	151.39
$A_v^{cal} / \text{face (cm}^2\text{)}$	20,884	18,457	16,564	14,531	9,009	7,572
$A_v^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	7,875	8,400	8,400	8,400	8,400	8,400
$A_v^{adp} / \text{face (cm}^2\text{)}$	22,18	20,54	18,90	16,72	10,84	9,48
N^{barre}	10T14+6T12	6T14+10T12	14T12+2T14	12T12+4T10	4T12+8T10	12T10
$S_t \text{ (cm)}$	13	13	13	13	17.5	17.5
$A_h^{cal} / \text{face (cm}^2\text{)}$	1.1	1.02	0.95	0,91	0.86	0.70
$A_h^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	12.375	8.10	8.10	8.10	8.10	8.10
$A_h^{adp} / \text{face (cm}^2\text{)}$	12.64	11,06	11.06	11.06	11.06	11.06
N^{barre}	16T10	14T10	14T10	14T10	14T10	14T10
$S_t \text{ (cm)}$	20	20	20	20	20	20

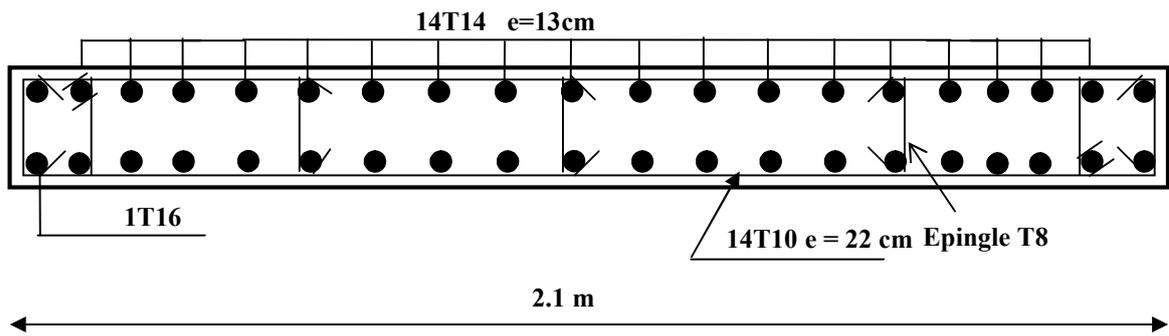


Fig. V.3.2 Schéma présente le ferrailage du voile Vxx au S-sol

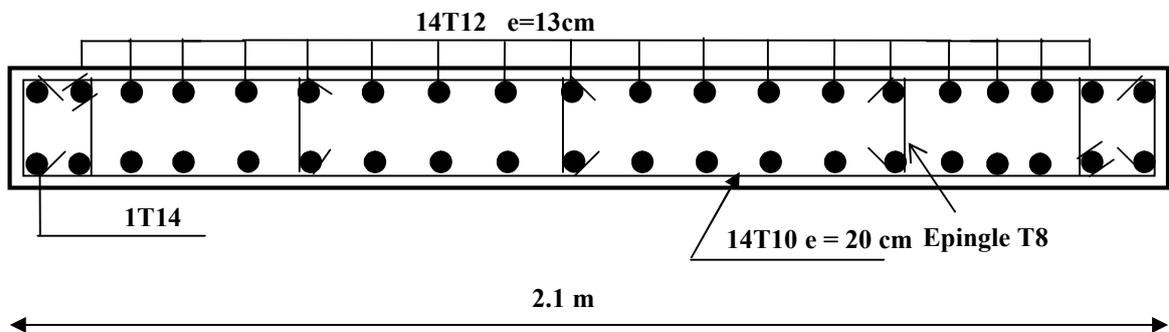


Fig. V.3.2 Schéma présente le ferrailage du voile Vyy au 3^{ème} étage

VI. 1 Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour rôle de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

VI. 2 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Le poids de la structure.
- La distance entre axes des poteaux.

- D'après le rapport du sol, le terrain représente une capacité moyenne de 1.5 bar pour une profondeur supérieure à 4.5 mètres par rapport à la côte du terrain naturel. Le type de fondation suggéré est superficiel.

-D'après le **RPA 99 (article 10.1.4.1)**, les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'action suivantes :

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

VI. 3 Vérifications :

VI. 3. 1 Semelle isolée :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison $G + Q + E$, obtenu par le ROBOT majoré de 10% .

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

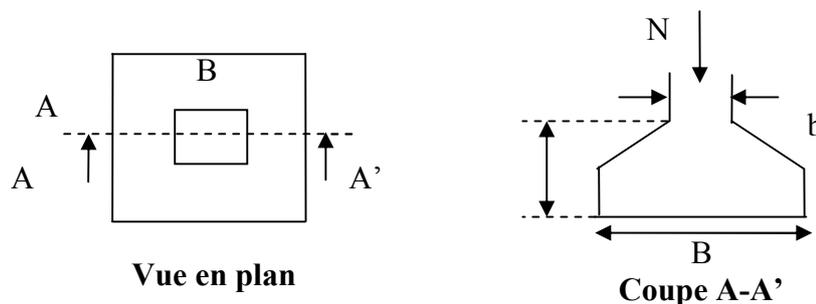


Fig VI. 1

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire ($a*b$), donc :

$$S = A*B.$$

$$N = 3217,984 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow A * B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}, \text{ on } a: \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \text{ (Semelle et poteau homodhétiques)} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{b * N}{a * \bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$\text{AN: } B = 4.97 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI. 3. 2 Semelles filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 4 poteaux.

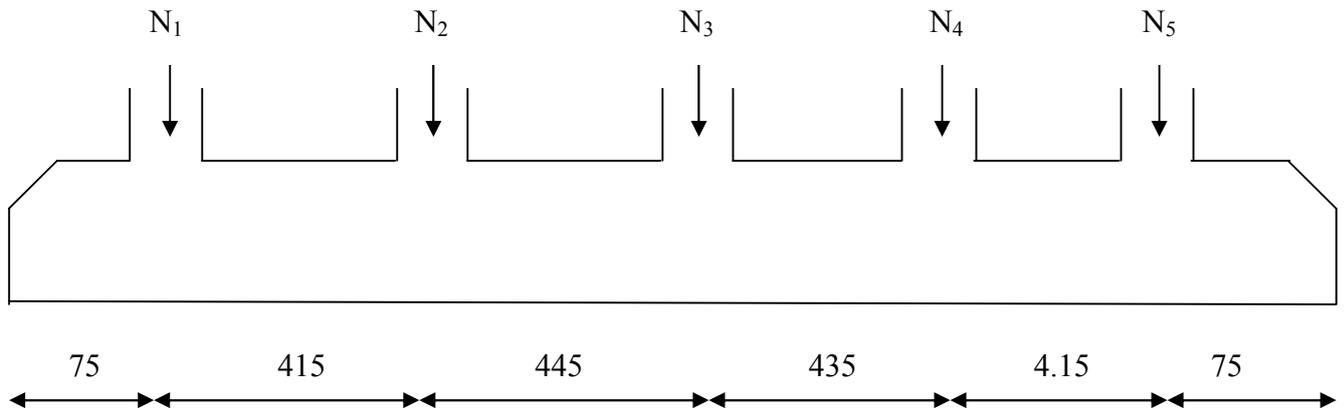


Fig VI. 2 : Semelle filante

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

N_s : poids estimé de la semelle.

$$N_1 = 1773,926 \text{ KN}, \quad N_2 = 3217,984 \text{ KN}, \quad N_3 = 1037,487 \text{ KN}, \quad N_4 = 516,549 \text{ KN}$$

$$N_5 = 1337,545 \text{ KN}$$

$$\sum N_i = 7883,491 \text{ KN.}$$

$$N_s = 5 * 200 = 1000 \text{ KN}$$

$$N = N_s + \sum N_i = 8883,491 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{8883.491}{150 * 17.10} = 3.46 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, donc on doit passer à un radier général.

VI. 3. 3 Radier général :

VI. 3. 3. 1 Définition :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, la dalle prend appuis sur des nervures qui prennent-elles-même comme appuis les paliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

VI. 3. 3. 2 Pré dimensionnement :

- **Condition de coffrage :**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{610}{10} = 61cm \quad \text{Soit : } h = 60cm.$$

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{610}{20} = 30.5cm \quad \text{Soit : } h = 30cm.$$

L_{\max} La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

- **Condition de rigidité :**

$$\frac{\pi}{4} * L_e \geq L_{\max} ;$$

L_e : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (Rigide ou Flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}} ;$$

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 * 10^7$ KN/m.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen.

$$K = 4 * 10^4 \text{ KN/m}$$

b : largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{b * h^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[4]{\frac{48 * L_{\max}^4 * K}{\pi^4 * E}}$$

$$\text{Donc : } h = 0.9$$

A partir des deux conditions on prend :

$$h_t = 90cm \quad \text{Pour les nervures et radier.}$$

$$h_r = 60cm \quad \text{Pour le radier.}$$

▪ **La surface du radier :**

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_s \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{45688.88}{150}$$

$$\Rightarrow S_{rad} \geq 304.59 m^2$$

La surface du bâtiment est : $S_{bât} = 378.85 m^2$

Alors il y aura pas de débord.

• **Vérification au poinçonnement :**

Une force est localisée lorsque les dimensions de la surface de son impacte sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier) ; sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

D'après le **RPA93 (Art A. 5. 2. 4. 2)**, on doit vérifier la condition suivante :

$$N_U \leq Q_U = 0.045 * \mu_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

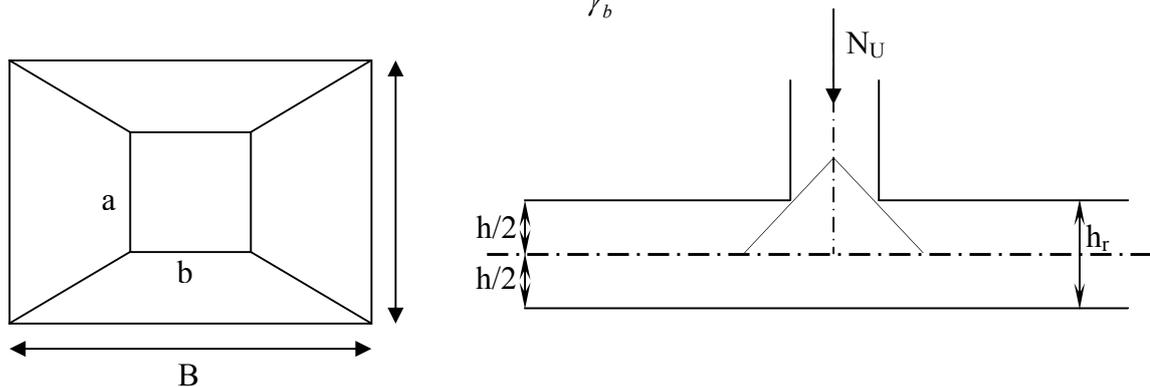


Fig VI. 3 : Présentation de zone d'impacte de la charge compactée

Avec : $\begin{cases} N_U = 2840.87 \text{ KN} & (\text{l'effort normal sur le poteau}). \\ \mu_c : \text{périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.} \end{cases}$

$$\mu_c = 2 * (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \Rightarrow \mu_c = 2(1.55 + 1.655) = 6.4m.$$

$$\text{Nous avons : } N_U = 2.84MN < 0.045 * 6.4 * 0.9 * \frac{25}{1.15}$$

$$\Rightarrow N_U = 2.84MN < 5,63MN.$$

Cette condition est pas vérifiée ; pas d'augmentation de l'épaisseur h

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_U = \frac{V_U}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$$

On considère une bande de $b = 1$ m, de longueur $d = 0.9 * h_r = 0.54$ m.

$$V_U = \frac{N_U * L_{max}}{2 * S} = \frac{73404,045 * 5.30}{2 * 378.85} = 537,229KN$$

$$\tau_U = \frac{537.229 * 10^{-3}}{1 * 0.56} = 0.959MPa < 2.5MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte du sol :**

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{Sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} (x, y)$$

$$I_y = 6406.25m^4 \quad \text{et} \quad Y_G = 8.7m.$$

$$I_x = 16376.77m^4 \quad \text{et} \quad X_G = 11.2m.$$

Avec :

σ_{max} et σ_{min} : Contrainte maximale et minimale dans les deux extrémités du radier.

N_U : Effort normal dû aux charges verticales.

M_y et M_x : Moment sismique à la base.

- ✓ **Sens X-X :**

$$N = 41534.35KN \quad \text{et} \quad M_x = 405.66KN.m$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} * Y_G = 109,84 KPa < \bar{\sigma}_{Sol} = 120 KPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} * Y_G = 109,42 KPa < \bar{\sigma}_{Sol} = 120 KPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \bar{\sigma}_{Sol}$$

$$\sigma_{moy} = 109,735 KPa < \bar{\sigma}_{Sol} = 120 KPa$$

→ Condition vérifiée .

✓ **Sens Y-Y :**

$$N = 41534.35 \text{ KN} \text{ et } M_y = 2793.88 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} * Y_G = 114,51 \text{ KPa} \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 120 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} * Y_G = 104,75 \text{ KPa} \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 120 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \langle \bar{\sigma}_{Sol}$$

$$\sigma_{moy} = 112,07 \text{ KPa} \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 120 \text{ KPa}$$

→ *Condition vérifiée .*

• **Vérification de la poussé hydrostatique :**

Il faut s'assurer que :

$$N \geq F_S * H * S_{rad} * \gamma_W$$

Avec :

$$N = 41534.35 \text{ KN}$$

$$H = 4,64 \text{ m}, \text{ (la hauteur de la partie encreée du bâtiment).}$$

$$F_S = 1.5 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

$$S_{rad} = 378.85 \text{ m}^2 \text{ (surface du radier).}$$

$$\gamma_W = 10 \text{ KN / m}^3 \text{ (poids volumique de l'eau).}$$

On trouve : $N \geq 26367,96 \text{ KN} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

VI. 3. 4 Ferrailage**VI. 3. 4. 1 Ferrailage du radier :**

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

• **Calcul des sollicitations :**

$$Q_U = \frac{N_U}{S} = \frac{79086.795}{378.85} = 208,75 \text{ KN / m}^2$$

N_U : Est l'effort ultime (plus le poids propre du radier = 5682.75KN).

Les dimensions du panneau le plus sollicité :

$$L_X = 4.45 \text{ m} ; L_Y = 6.10 \text{ m.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.73 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille sur les deux sens .}$$

$$\Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0.0671 \\ \mu_y = 0.4471 \end{cases} \text{ [annexe 1]}$$

$$M_x = \mu_x * L_x^2 * Q_U = 277,37 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 124,01 \text{ KN.m}$$

Sachant que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } M_x^t = 0.85 * M_x = 235,76 \text{ KN.m} \\ \text{En appui : } M_x^a = 0.5 M_x = 138,68 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } M_y^t = 0.85 * M_y = 105,40 \text{ KN.m} \\ \text{En appui : } M_y^a = M_x^a = 138,68 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } M_y^t = 0.85 * M_y = 105,40 \text{ KN.m} \\ \text{En appui : } M_y^a = M_x^a = 138,68 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } M_y^t = 0.85 * M_y = 105,40 \text{ KN.m} \\ \text{En appui : } M_y^a = M_x^a = 138,68 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Le ferrailage se fait pour une section $b * h = (1 * 0.70) \text{ m}^2$.

Le tableau ci-après résume les résultats du calcul de ferrailage :

Tableau VI. 1 : Ferrailage du radier

		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix /ml	S _t (cm)
Sens X-X	Travées	235.76	12.7	5.44	14.07	7HA16	14
	Appuis	138.68	7.4	5.44	7.92	7HA12	14
Sens Y-Y	Travées	105.40	6.4	4.8	7.92	7HA12	14
	Appuis	138.68	7.4	4.8	7.92	7HA12	14

• **Condition de non fragilité :**

Pour une dalle d'épaisseur $e \geq 12 \text{ cm}$ et $\rho > 0.4$

La valeur minimale des armatures est :

$$A_x = \frac{\rho_0 * (3 - \alpha) * b * e}{2}$$

$$A_y = \rho_0 * b * e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \quad \text{pour des aciers de haute adhérence FeE400}$$

$$\begin{cases} A_x = 5.44 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4.8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

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

$$\text{Sens X-X : } \begin{cases} V_U = \frac{208.75 * 6.1}{2} = 636,6875 \text{KN} \\ \tau_x = \frac{V}{b * d} = 01.15 \text{MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{MPa} \\ \rightarrow \text{Condition Vérifiée.} \end{cases}$$

$$\text{Sens Y-Y : } \begin{cases} V_U = 464,468 \text{KN} \\ \tau_x = 0.844 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa} \\ \rightarrow \text{Condition Vérifiée.} \end{cases}$$

➔ Pas de risque de cisaillement.

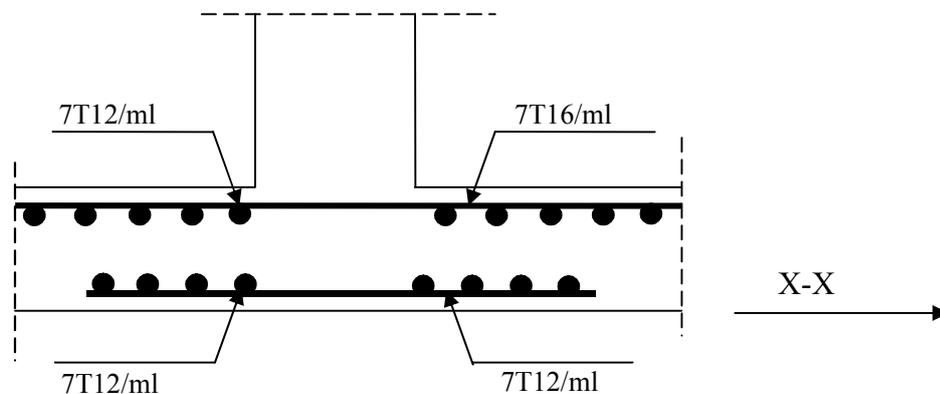


Fig VI .4 Ferrailage du Radier

VI. 3. 4. 2 Ferrailage des nervures :

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est ; selon les lignes de ruptures ; trapézoïdales ou triangulaires, pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- ◆ **Charges trapézoïdales :**

$$Q_{Ue} = \left(1 - \frac{\alpha^2}{2}\right) * Q_U * \frac{L}{2}$$

- ◆ **Charges triangulaires :**

$$Q_{Ue} = Q_U * \frac{L}{3}$$

1-Sens transversal Y-Y :

Nervure intermédiaire à 3 travées

Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec :

Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = M_d = 0.15 \times M_0 \quad \text{Avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

1. Moment en travée :

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

 M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.**1-Sens transversal Y-Y :**

Nervure intermédiaire à 3 travées

Tableau VI-2: Sollicitations de la nervure dans le sens transversal.

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KN.m)$		$X (m)$	$M_t (KN.m)$
				M_g	M_d		
A-B	6.10	6.10	509.35	355.36	1593.50	2.54	987.33
B-C	4.60	3.68	338.22	1593.50	1301.23	2.11	570
C-D	5.90	5.9	433.85	1301.23	355.36	2.33	1017.04

1-Sens transversal X-X :

Nervure intermédiaire à 4 travées

Tableau VI-3 : Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KN.m)$		$X (m)$	$M_t (KN.m)$
				M_g	M_d		
A-B	4.15	4.15	652.04	269.63	1167.39	1.64	880.68
B-C	4.35	3.48	690.68	1167.39	1027.50	2.22	1680.18

C-D	4.45	3.56	699.40	1027.50	1192.72	1.99	1711.92
C-D	4.15	4.15	652.04	1192.72	269.63	2.51	880.68

Tableau VI. 4 : Ferrailage du de la nervure intermédiaire sens X-X et Y-Y

		M (KN.m)	A_{cal} (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{adop} (cm²)	Choix cm²
Sens X-X	Travées	1017.04	37.84	6.15	40.25	5*(T20+T25)
	Appuis	1593.5	63.64	6.15	68.74	14T25
Sens Y-Y	Travées	1711.92	69.74	6.15	68.74	14T25
	Appuis	1192.72	45.27	6.15	49.10	10T25

➤ Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t / 3\right) = \min(25, 60; 8) = 25mm \quad \text{Soit } \phi_t = 10mm.$$

Pour les armatures transversales, on opte pour l'ensemble des nervures la quantité d'armatures suivantes :

$$A_t = 2 \text{ cadres T10} + \text{épingle T10 avec } S_t = 15\text{cm} = 4.74\text{cm}^2$$

VI. 3. 5 Vérification à l'ELS :

1) Les contraintes dans le béton :

$$I = 0.03645 \text{ m}^4$$

$$Y = 0.403 \text{ m}$$

$$M_{ser} = 137 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y = 1.51 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

→ Condition vérifiée .

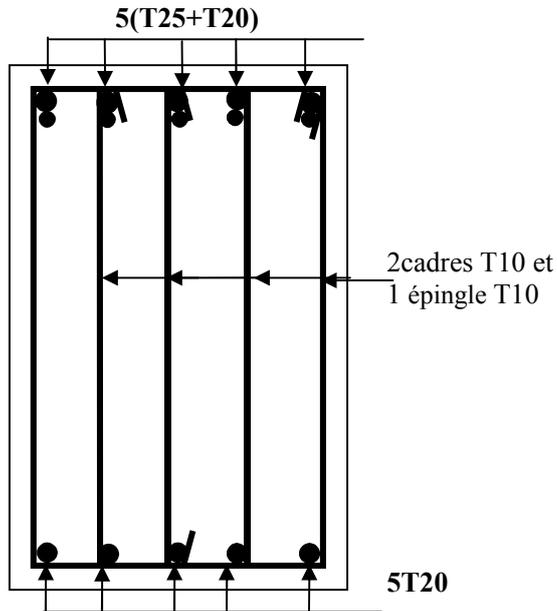
2) Les contraintes dans l'acier :

$$\sigma_{bc} = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) = 25.20 \text{ Pa} < 201 \text{ MPa}$$

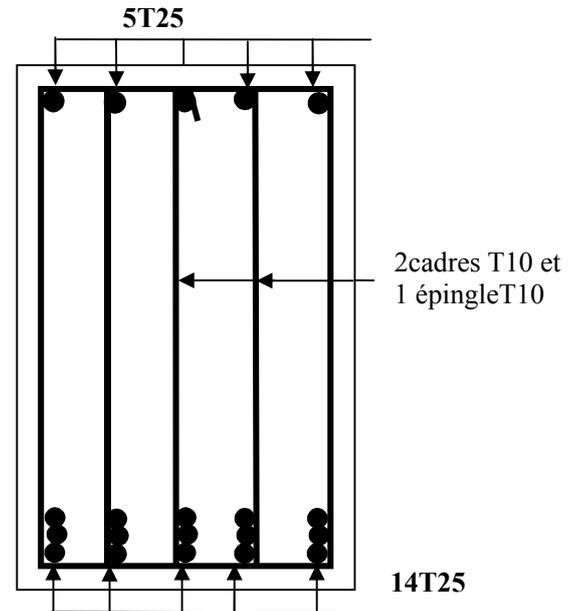
→ Condition vérifiée .

• Les schémas de ferrailages :

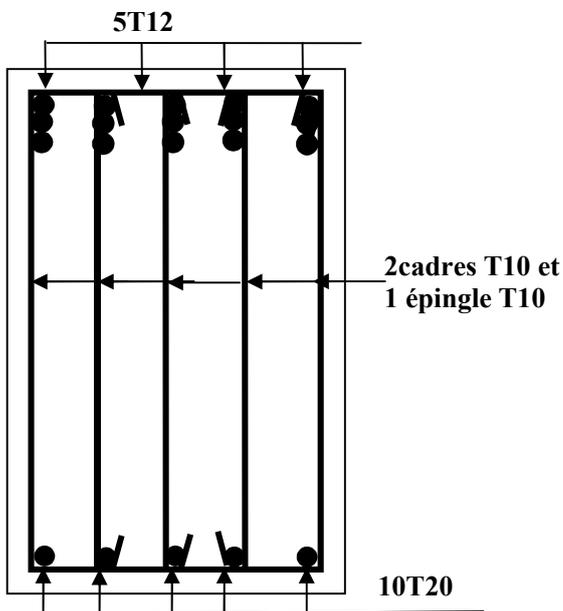
Nervure



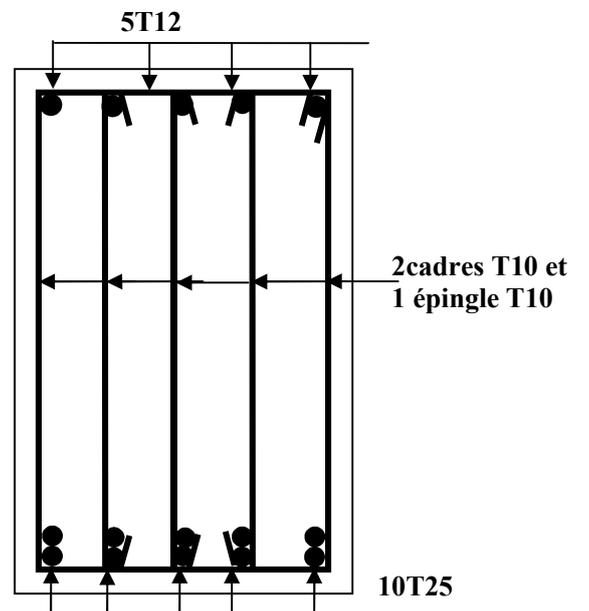
Nervure en travée sens XX



Nervure en appui sens XX



Nervure en travée sens Y-Y



Nervure en appui sens Y-Y

$$= \quad * 1 \quad = 46.16 \quad /$$

Le ferrailage se fera à la flexion simple, pour une section (1 *) * . Les dimensions du panneau le plus sollicité sont :

$$= 3,34$$

$$= 5,10$$

$$= 20$$

$$= 0,65 > 0,4 \rightarrow \text{Le voile travaille dans les deux sens et .}$$

A. Calcul à l'ELU

on tire la valeur et correspondante à ($\nu = 0$, $\mu = 0,65$)

$$\text{Donc} \quad = 0,0751$$

$$= 0,3613$$

Calcul de et

$$= \quad = 38.67$$

$$= 13.97$$

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement

En travée

$$= 0,85 \quad = 32.86$$

$$= 0,85 \quad = 11.87$$

En appui

$$= \quad = -0,5 \quad = -19.33$$

A.1 Ferrailage :

Le ferrailage du voile est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.3.1 – ferrailage du voile périphérique

Sens		Moment (KN.m)	é (cm ² /ml)	= ' * * (cm ² /ml)	é (cm ² /ml)	S (cm)
travée	x-x	32.86	5.55	2	5HA12=6.65	20
	y-y	11.87	1.92	2	5HA8=2,51	20
appui		-19.33	3.15	2	5HA10=3.93	20

A.2 Vérification de l'espacement des barres (S_t) :

$$\leq (3 , 33) = 33 \quad \text{vérifiée}$$

A.3 Vérification de l'effort tranchant

$$\left\{ \begin{aligned} &= \frac{\quad}{3} = 78.47 \\ &= \frac{\quad}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\quad}{2}} = 88.83 \\ &= 88.83 \end{aligned} \right.$$

⇒ = — = 0,493 < min(0,1 ; 3) = 2,5 condition vérifiée.

B. Vérification à l'ELS

$$\begin{aligned} &= \quad * 1 + \frac{3}{4} + \quad * 1 \\ &= \frac{3(\quad + \quad) + \quad}{4} * 1 = 33.56 / \\ &= 0,0805 \\ &= 0,5235 \end{aligned}$$

Calcul de et

$$\begin{aligned} &= \quad = 30.13 \\ &= 15.77 \end{aligned}$$

En travée

$$\begin{aligned} &= 0,85 = 25.61 \\ &= 0,85 = 13.40 \end{aligned}$$

En appui

$$= -0,5 = -15.06$$

Fissuration préjudiciable, on doit vérifiée la contrainte de compression dans le béton et la contrainte de traction dans les aciers.

Etat limite de compression du béton :

$$= \quad < 0,6 = 15$$

En travée

$$\begin{aligned} &= \frac{25.61 * 10}{1,36 * 10} * 0,040 = 7.53 < 0,6 = 15 \quad \text{é} \\ &= \frac{13.40 * 10}{1,36 * 10} * 0,04 = 3.94 < 0,6 = 15 \quad \text{é} \end{aligned}$$

En appui

$$= \frac{15.06 * 10}{1,36 * 10} * 0,04 = 4.43 < 0,6 = 15 \quad \text{é}$$

Contrainte de traction dans l'acier

$$= 15 \frac{(\quad - \quad)}{\quad} \leq = \min \frac{2}{3} ; 150$$

En travée

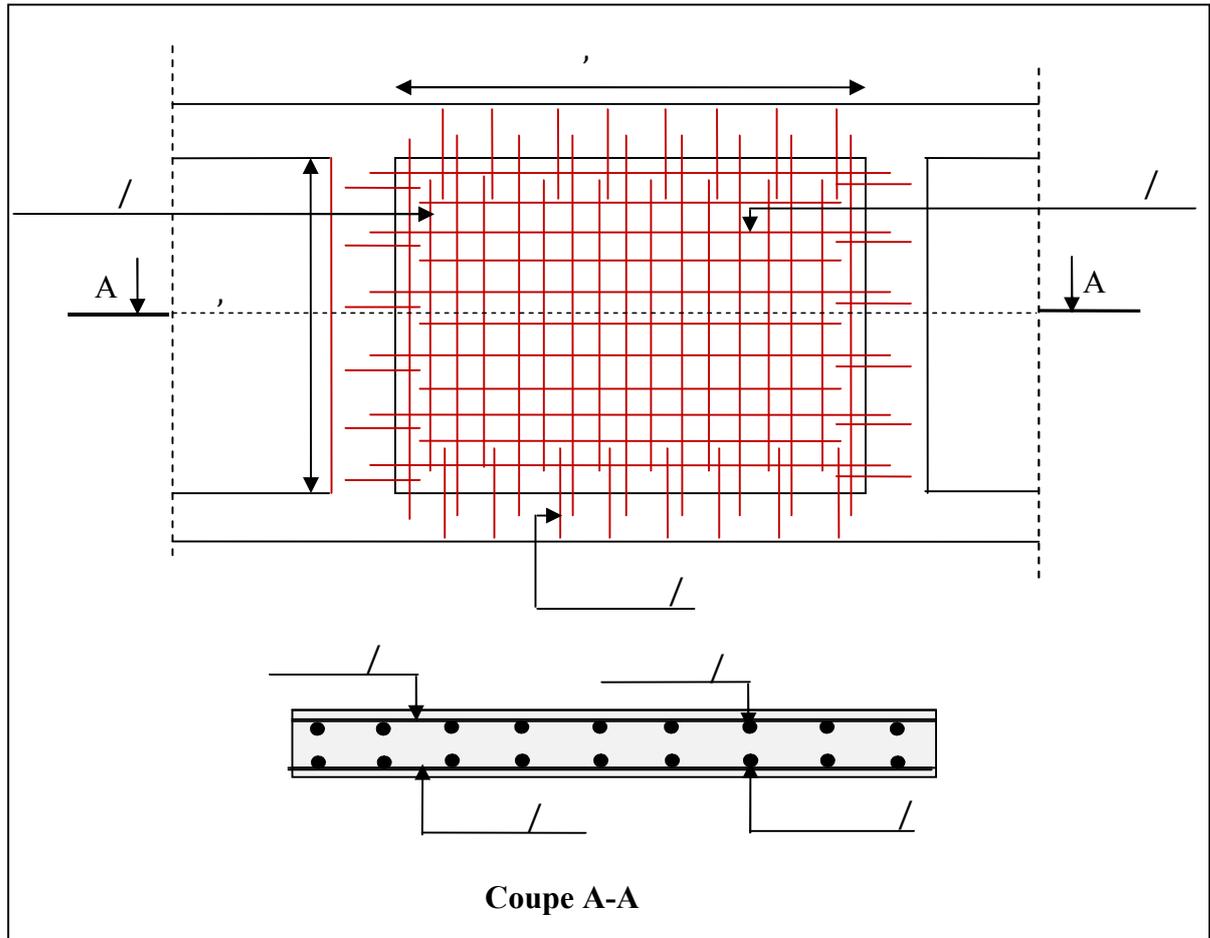
$$= 15 * \frac{25.61 * 10 (0,18 - 0,04)}{1,36 * 10} = 234,14 < = 240 \text{ MPa } \text{ vérifiée}$$

$$= 15 * \frac{13.4 * 10 (0,18 - 0,04)}{1,36 * 10} = 180,55 < = 240 \text{ MPa } \text{ vérifiée}$$

En appui

$$= 15 * \frac{15.06 * 10 (0,18 - 0,04)}{1,36 * 10} = 206,32 < = 240 \text{ MPa } \text{ vérifiée}$$

VI. 4. 6 Schéma de ferrailage du voile périphérique



. . . – Schéma de ferrailage du mur de soutènement

VI-7) Conclusion :

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre structure, vue la capacité portante moyenne du sol et pour éviter le chevauchement des semelles filantes, le radier est le type de fondation le plus adéquat.

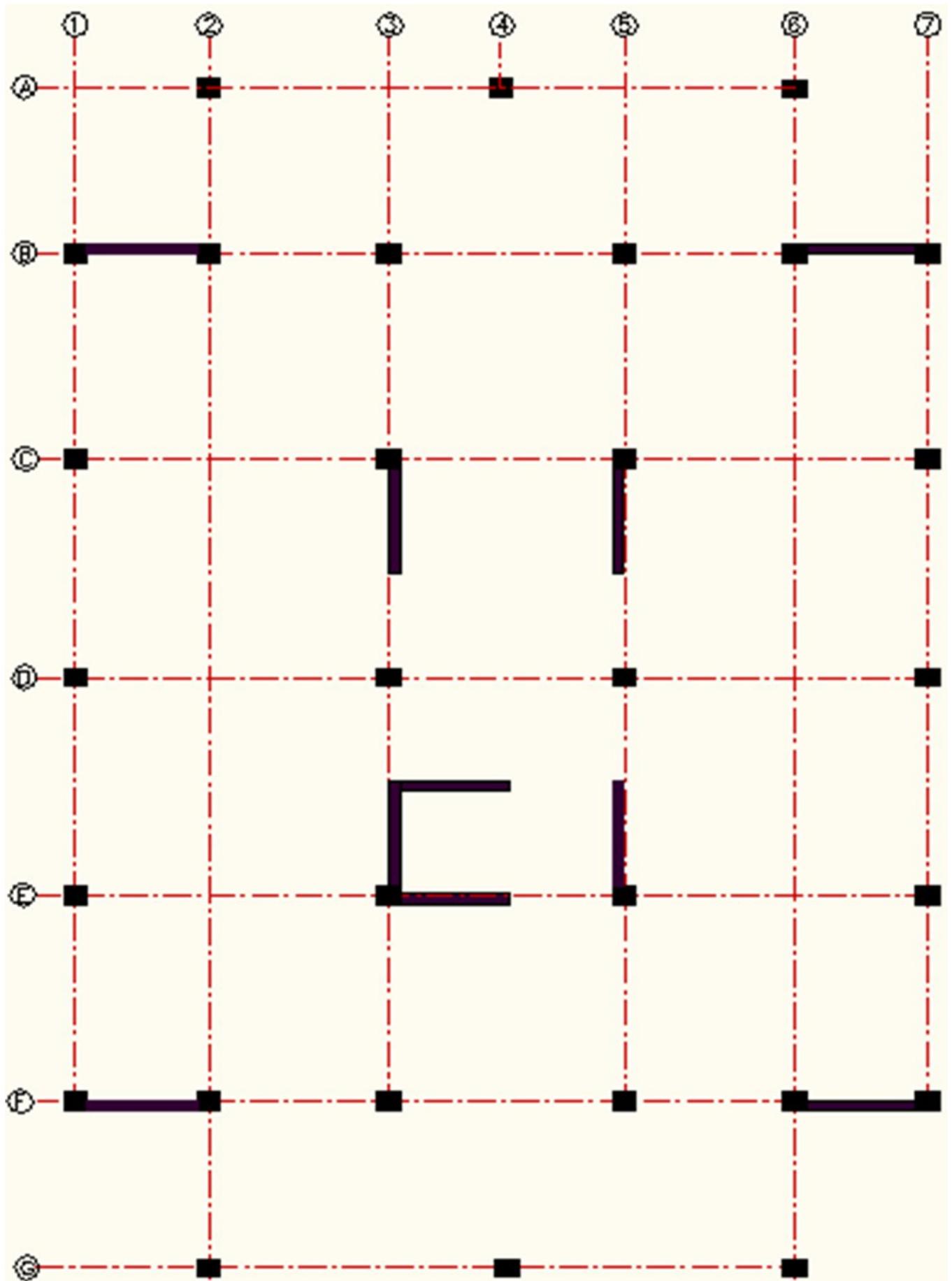
Conclusion

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et on a pu aussi débiter avec le logiciel ROBOT version 2011.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

1. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel .
2. La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"
3. Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure simultanément sont satisfaites, donc le facteur économique est respecté.
4. Dans le cas ultime où la période de vibration n'est pas vérifiée, on peut remédier à ce problème par la disposition des voiles au niveau des façades.
5. L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques, ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.

Repérage des poteaux



Bibliographie

- **RPA99** « Règles parasismiques Algériennes, DTR BC 2.48, 1999/ver 2003 ».
- **BAEL91** « Béton armé aux états limites », Edition Eyrolles troisième tirage 2000.
- **CBA 93** « Code du béton armé, DTR BC 2.41, 1993 ».
- **DTR BC 2.2** « Charges permanentes et surcharges d'exploitation », édition 1989.
- **DTR BC 2.33.1** « Règles de calcul des fondations superficielles », édition 1992.
- **D.T.R BC 2.33.2** « Méthodes de calcul des fondations profondes ».
- **D.T.R BC 2.42** « Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton armé banché ».
- **Fascicule N°62** « Règles Techniques de Conception et de Calcul des Fondations des Ouvrages de Génie Civil »..
- Cahier de cours béton du cursus, CCI Université de Béjaia, 2010-2011.

= -	ELU ($\nu = 0$)		ELS ($\nu = 0.2$)	
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 4

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.9$$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Caractéristiques générales

Installation	en simpex pour les dispositions en batterie, consulter la table T31	Alimentation	collective descendante sélective, à analyse permanente de trafic à ouverture centrale trafic intense
Nombre de faces de service	Simple accès	Portes automatiques	
Distance mini entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN			
	BO	prof. TO	hauteur HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM	
					In	Id	In	Id					
355	380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	380	180	360	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	□	□	□	□	□	28000	11000	2000
490	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	3900	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	3900	1500
410	440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	460	220	150 x 120	□	□	□	□	□	32000	12000	2500
530	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	440	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470	440	260	520	220	150 x 120	□	□	□	□	□	35000	13500	2500
540	440	260	520	240	200 x 120	□	□	□	□	□	38000	14000	3000
590	440	260	520	280	230 x 140	□	□	□	□	□	38000	18000	5000
						□	□	□	□	□	38000	19500	7000


 Symbole attribué par le Comité National de l'Accessibilité des Handicapés (n° 001). Les appareils sont conformes à la Norme NF P 91201 et...

Il n'est pas possible de citer des valeurs précises dans le contexte d'un document général. S'agissant d'installations à très haute performance, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schneider national.

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course maxi en m	Dimensions de cabine	Passage libre de port	Dimensions de gare	Profondeur de cuvette (2)	
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG	
630 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140	
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140	
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140	
	1,60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160	
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160	
1000 13 pers.	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140	
		Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140	
		ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140	
	1,60	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160	
		ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160	
	2,50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180 220	
		TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180 220	
	4,00	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320	
	1250 16 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160
			ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160
1,60		Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160	
		ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160	
2,50		Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220	
		TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220	
4,00		TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320	
1600 21 pers.		1,00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160
			ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160
	1,60	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160	
		ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160	
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220	
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220	
	4,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320	
	6,30	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400	

Notes: toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indication contraire. (1) Entraînement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynamon S à vitesse continue de vitesse. (2) Les profondeurs de cuvette en hauteur sont données dans le tableau de documentation T 30-300. (3) ACVF = ascenseur à vitesse de fréquence variable. (4) Dy MV = Dynamon MV à vitesse variable. (5) TD 2 = Transaxial. (6) La puissance est calculée suivant le norme C15-100 et C15-105.

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.9$$

		u/lx	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
		v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	0.032