

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITE de JIJEL

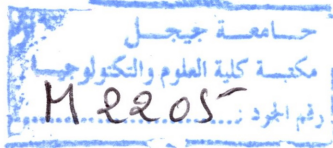


Département de Génie Civil et Hydraulique

PROJET DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du Diplôme de

MASTER ACADEMIQUE



Filière : Génie Civil

Option : Structures

Thème



**ÉTUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UN BATIMENT A
USAGE D'HABITATION (R+9 +2 SOUS SOLS)
CONTREVENTE PAR UN SYSTEME MIXTE
(VOILE+PORTIQUE)**

Présenté par :

LARICHE IMANE

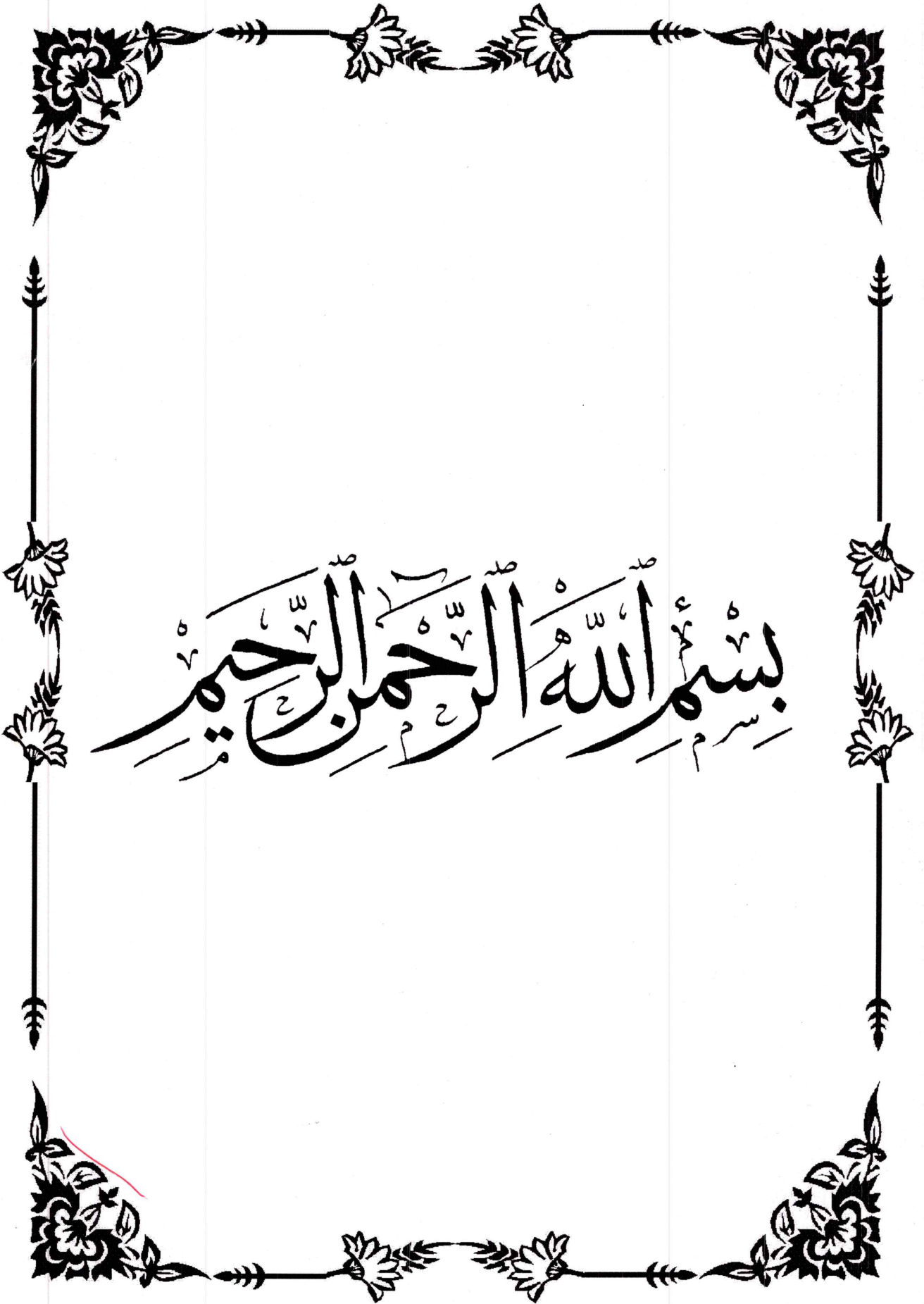
RIANE HADJER

Encadré par :

M^r: HAMIMED SMAIL

∞ Promotion 2015 ∞

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué de deux sous-sols et d'un Rez de chaussée plus (09) étages, implanté à la commune de HARATTEN dans la wilaya de JIJEL. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, et dalle pleine).

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

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, ETABS, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract

This project presents a detailed study of a building used for residential and commercial consists of two underground plus a basement and a ground floor addition (09) floors, located in the town of HARATTEN in the wilaya of JIJEL. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, and full slab).

The dynamic study of the structure was begun in the third part software ETABS to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.

Key words: Building. Reinforced concrete, ETABS (Extented three dimensional of building Systems), RPA 99 modified 2003, BAEL 91modified 99.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لانجاز بناية سكنية و تجارية تتألف من طابقين تحت الأرض+ طابق ارضي + 09 طوابق بمنطقة حراثن بولاية جيجل المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

باستخدام القواعد الجديدة للحساب و التحقق من الخرسانة المسلحة (BAEL91 modifié99,RPA99V2003) ، تتكون هذه الدراسة من اربعة اجزاء و هم:

الجزء الاول:يبدأ بالوصف العام للمشروع ، ثم لإعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة له مع عرض لخصائص المواد و حمولة كل عنصر.

الجزء الثاني : يهدف الى دراسة العناصر الثانوية للبناية.

الجزء الثالث : يتضمن الدراسة الدينامكية للبناية بواسطة الحاسوب.

الجزء الرابع و الأخير: يشتمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية (الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة و الأساسات)

الكلمات المفتاحية :

العمارة ، الخرسانة المسلحة، BAEL91 modifié99، ETABS، RPA99V2003،

☞ Remerciement ☞

Au premier lieu, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant qui nous donné le courage et la volonté pour atteindre notre objectif.

Nous remercions vivement, notre promoteur Mr : **S.HAMIMED** de nous avoir pris en charges, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils.

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous n'oublierons pas de remercier tous les enseignants du département de génie civil, pour les efforts qu'ils ont fournis durant notre cursus afin de nous amener jusqu'au bout de la formation.

Enfin, grands merci à nos familles respectives et nos amis qui nous ont aidés.

Nous profitant de l'occasion pour remercier tous ceux qui ont collaboré de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

SOMMAIRE

Introduction générale.

Chapitre I : Présentation du projet et caractéristiques des matériaux.

1.1. Présentation du projet.....1

1.2. Caractéristiques des matériaux.....4

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux, évaluation des charges et descente de charges.

II.1. Introduction.....10

II.2. Pré dimensionnement des planchers.....10

II.3. Pré dimensionnement des poutres.....12

II.4. Pré dimensionnement des balcons.....14

II.5. Pré dimensionnement des voiles.....15

II.6. Pré dimensionnement des poteaux.....15

II.7. Evaluation des charges et surcharges.....17

II.8. Descente de charges.....21

Chapitre III : Etudes des éléments secondaires.

III.1.Introduction.....38

III.2. L'acrotère.....38

III.3. Les escaliers.45

III.3.1. Les balcons57

III.4. Les planchers.....	62
III.5. Planchers à corps creux	62
III.3.2. Planchers à dalle pleine.....	91

Chapitre IV : Etude sismique.

IV.1. Introduction.....	96
IV.2. Objectif de l'étude sismique.....	96
IV.3. Modélisation de la structure étudiée	96
IV.4. Méthode de calcul.....	97
IV.5. Caractéristiques géométriques et massique de la structure	107

Chapitre V : Ferrailage des éléments de contreventement.

V. 1. Introduction.....	117
V. 2. Ferrailage des poutres.....	117
V. 3. Ferrailage des poteaux.....	125
V. 4. Ferrailage des voiles.....	131

Chapitre VI : Ferrailage de l'infrastructure.

VI. 1. Choix du type de fondation.....	141
VI. 2. Etude du radier générale	143
VI. 3. Vérification au poinçonnement	145
VI. 4. Caractéristiques géométriques du radier.....	146

VI. 5. Vérification de la stabilité de radier	147
VI. 6. Ferrailage du radier	148
VI. 7. Schéma de ferrailage des éléments de l'infrastructure.....	152
VI. 8. Etude des longrines.....	154
VI. 9. Etude du voile périphérique.....	156
Conclusion générale.	

Liste des tableaux

Chapitre I : présentation du projet et caractéristique des matériaux.

Tab .I.1.caractéristiques mécaniques des aciers.

Chapitre II : pré dimensionnement et descente de charges.

Tab .II.1.charges permanents et d'exploitation due au plancher terrasse.

Tab .II.2.charges permanents et d'exploitation due au plancher étage.

Tab .II.3.charges permanents et d'exploitation due au plancher sous sol.

Tab .II.4.charges permanents et d'exploitation due au balcon étage.

Tab .II.5.Charges permanents due aux murs extérieurs.

Tab .II.6.Charges permanents due aux cloisons.

Tab .II.7.Charges permanents due aux cloisons intérieurs a double parois.

Tab .II.8.descente des charges pour le poteau d'angle.

Tab .II.9.descente des charges pour le poteau central.

Tab .II.10.descente des charges pour le poteau de rive.

Tab .II.11.la variation de section de poteau.

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

Tab .III.1.sollicitation statique a l'acrotère.

Tab .III.2.sollicitation sismique a l'acrotère.

Tab .III.3.sollicitation de ferrailage.

Tab .III.4.charges permanents et d'exploitation due au palier.

Tab .III.5.charges permanents et d'exploitation due au palliasse.

Tab .III.6. sollicitation a l'ELU et a l'ELS.

Tab .III.7. différent coefficients pour le ferrailage.

Tab .III.8. résultats du calcul de ferrailage de l'escalier.

Tab .III.9. Coefficients relative au calcul de flèche.

Tab .III.10. sollicitation due au palier et paillasse.

Tab .III.11. flèche respectivement due a l'ensemble de charges permanent après
la mise en place du revêtement.

Tab .III.12. sollicitation après la mise en place du revêtement.

Tab .III.13. Fleche due a G+Q.

Tab .III.14. sollicitation avant la mise en place du revêtement.

Tab .III.15. Flèche instantanée due à J.

Tab .III.16. armatures principal de poutre palière.

Tab .III.17. les résultats des efforts a l'ELU.

Tab .III.18. les résultats des efforts a l'ELS.

Tab .III.19. résultats de calcul du ferrailage du balcon.

Tab .III.20. les résultats pour la vérification de la contrainte du béton.

Tab .III.21. charges supportées par les poutrelles.

Tab .III.22. les moments isostatiques type I.

Tab .III.23. sollicitation sur appuis.

Tab .III.24. sollicitation en travées.

Tab .III.25. les moments isostatiques type-1-.

Tab .III.26. Sollicitation sur appuis.

Tab .III.27. Sollicitation en travées.

Tab .III.28. Les efforts tranchants.

Tab .III.29.les moments isostatiques type-3-

Tab .III.30.Sollicitation sur appuis.

Tab .III.31. Sollicitation en travées.

Tab .III.32.les moments isostatiques type-3-

Tab .III.33.Sollicitation sur appuis.

Tab .III.34. Sollicitation en travées.

Tab .III.35. Les efforts tranchants.

Tab .III.36. Résultats de calcul du ferrailage.

Tab.III.37. Résultats de calcul du ferrailage de la table de compression.

Tab.III.38. Vérification à l'E.L.S.

Tab. II.39.les résultats des efforts a l'ELU et a l'ELS.

Tab. III.40.ferrailage de dalle pleine.

Tab. III.41.Résultats pour Vérification de la contrainte du béton.

IV : Etude sismique.

Tab IV.1.Période fondamental de la structure.

Tab IV.2. Périodes et participation massique.

Tab IV.3.Poids des étages.

Tab IV.4. Valeurs obtenues de divers paramètres.

Tab IV.5. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X.

Tab IV.6. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y.

Tab IV.7. Représente les centres des masses et de torsion de chaque étage.

Tab IV.8.Périodes et participation massique.

Tab IV.9. Vérification des déplacements inter étage.

Tab IV.10.Valeurs de θ pour le sens longitudinal.

Tab IV.11.Valeurs de θ pour le sens transversal.

Tab IV.12.Vérification au renversement.

V : ferrailage des éléments de contreventement.

Tab .V.1.caractéristiques mécanique des matériaux.

Tab .V.2.les moments et les efforts tranchant maximaux.

Tab .V.3.calcul du ferrailage des poutres longitudinales.

Tab .V.4.les moments et les efforts tranchant maximaux.

Tab .V.5.calcul du ferrailage des poutres transversal.

Tab .V.6.Caractéristiques mécaniques des matériaux.

Tab. V.7.calcul du ferrailage des poteaux.

Tab. V.8.vérification de ferrailage des poteaux.

Tab. V.9.vérification selon RPA.

Tab. V.10.vérification selon BAEL.

Tab. V.11. les armatures transversales des poteaux.

Tab. V.12.longueur de recouvrement.

Tab. V.13.vérification de ferrailage à l'ELS.

Tab .V.14.résultats de ferrailage vertical des voiles dans le sens X-X et Y-Y.

Tab. V.15.Vérification de la contrainte de cisaillement.

Tab. V.16.Résultats de ferrailage horizontal.

VI : Etude de l'infrastructure.

Tab. VI.1.les surfaces des semelles isolés revenant a chaque poteau.

Tab. VI.2.les surfaces des semelles isolés revenant a chaque voile.

Tab. VI.3.stabilité de radier.

Tab. VI.4.calcul des contraintes.

Tab. VI.5.vérification sous $G+Q+E$.

Tab. VI.6.moment a l'ELU.

Tab. VI.7.moment a l'ELS.

Tab. VI.8.Ferraillage a l'ELU.

Tab. VI.9.Ferraillage a l'ELS.

Tab. VI.9.Ferraillage de nervure a l'ELS.

Tab. VI.10.Ferraillage de nervure a l'ELS.

Tab. VI.11.différent coefficient pour le calcul de ferraillage.

Liste des figures

Chapitre I : présentation du projet et caractéristique des matériaux.

Fig. I.1.1.localisation du site.

Fig. I.2.1.diagramme des contraintes déformation du béton a l'ELU.

Fig. I.2.2.diagramme des contraintes déformation du béton a l'ELS.

Fig. I.2.3.diagramme des contraintes déformation d'acier.

Fig. I.2.4.règles des trois pivots.

Chapitre II : pré dimensionnement et descente des charges.

Fig. II.1.plancher a corps creux.

Fig. II.2.schéma de pré dimension du plancher.

Fig. II.3.section des poutres.

Fig. II.4.dimension des poutres transversales et longitudinales.

Fig. II.5.coupe de voile en élévation.

Fig. II.6.section réduite de poteau.

Fig. II.7.plancher terrasse et étage.

Fig. II.8.murs intérieurs et extérieurs.

Fig. II.9.dimension de la section revenant au poteau central.

Fig. II.10.dimension de la section revenant au poteau de rive.

Fig. II.11.dimension de la section revenant au poteau d'angle.

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

Fig. III.1.coupe transversal de l'acrotère.

Fig. III.2.schéma statique.

Fig. III.3.ferraillage de l'acrotère.

Fig. III.4.schéma d'un escalier.

Fig. III.5.schéma statique.

Fig. III.6.la distribution des charges.

Fig. III.7.charge équivalente.

Fig. III.8.schéma statique de la poutre palière.

Fig. III.9.section creuse.

Fig. III.10.ferraillage de l'escalier.

Fig. III.11.ferraillage de la poutre palière.

Fig. III.12.balcon de type encastré sur deux cotes.

Fig. III.13.ferraillage du balcon encastré sur deux cotés.

Fig. III.14.disposition constructive des armatures.

Fig. III.15.corps creux.

Fig. III.16.coupe de section rectangulaire et section en T.

Fig. III.17.disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

Fig. III.18.schéma de ferraillage des poutrelles (plancher terrasse+étage courant).

Fig. III.19.ferraillage de la dalle pleine.

IV : Etude sismique.

Fig. VI.1.la disposition proposée par l'architecte.

Fig. IV.2.Les modes propres de la variante proposée par l'architecte.

Fig. VI.3.la disposition des voiles proposés.

Fig. IV.4.Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.

Fig. IV.5.Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.

Fig. IV.6.Graphe du spectre de réponse utilisé (spectre RPA).

Fig. IV.7.Les modes propres de vibration proposés.

Fig. IV.8.Les déplacements latéraux inter-étage.

V. Ferrailage des éléments de contreventement.

Fig. V.1.Ferrailage des poutres longitudinales.

Fig. V.2.Ferrailage des poutres transversales.

Fig. V.3.schéma de ferrailage des poteaux 40×35.

Fig. V.4.schéma de ferrailage des poteaux 45×40.

Fig. V.5.schéma de ferrailage des poteaux 50×45.

Fig. V.6.schéma de ferrailage des poteaux 55×50.

Fig. V.7. Voile soumis à la flexion composée.

Fig. V.8.coupe transversal de voile.

Fig. V.9.schéma de ferrailage de voile longitudinale V1.

Fig. V.10. Schéma de ferrailage de voile longitudinal V4.

Fig. V. 11. Schéma de ferrailage de voile longitudinal V3.

Fig. V. 12. Schéma de ferrailage de voile longitudinal V2.

VI : Etude de l'infrastructure.

Fig. VI.1.Schéma d'un radier.

Fig. VI.2.Schéma du radier.

Fig. VI.3.schéma de ferrailage de nervure.

Fig. VI.4.Schéma de ferrailage de radier.

Fig. VI.5.ferrailage des longrines.

Fig. VI.6.Schéma statique de voile périphérique.

Fig. VI.7.voile périphérique.

Fig. VI.8.Ferraillage du voile périphérique dans les deux sens pour 1 m².

NOTATION

- **Majuscules romaines :**

A_S : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A_{smax}, A_{smin} : Section d'acier maximale et minimale

A : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

E_b : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_U : Effort normal ultime.

T_U : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

R : facteur de comportement

C_T : coefficient fonction du système

- **Minuscules romaines :**

h : Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en T.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

e_0 : excentricité

e_a : excentricité accidentelle

f : Flèche.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{ij} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à « 28 » jours.

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

- **Majuscules grecques :**

Δ : Variation.

Σ : sommation.

Φ : Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids.

- **Minuscules grecques :**

α : Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε : Déformation relative.

η : Coefficient de fissuration.

λ : Élancement.

μ : Coefficient de frottement.

ν : Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions.

$\overline{\tau}_u$: la contrainte ultime de cisaillement.

σ : Contrainte normale.

σ_m : Contrainte moyenne.

τ : Contrainte tangentielle.

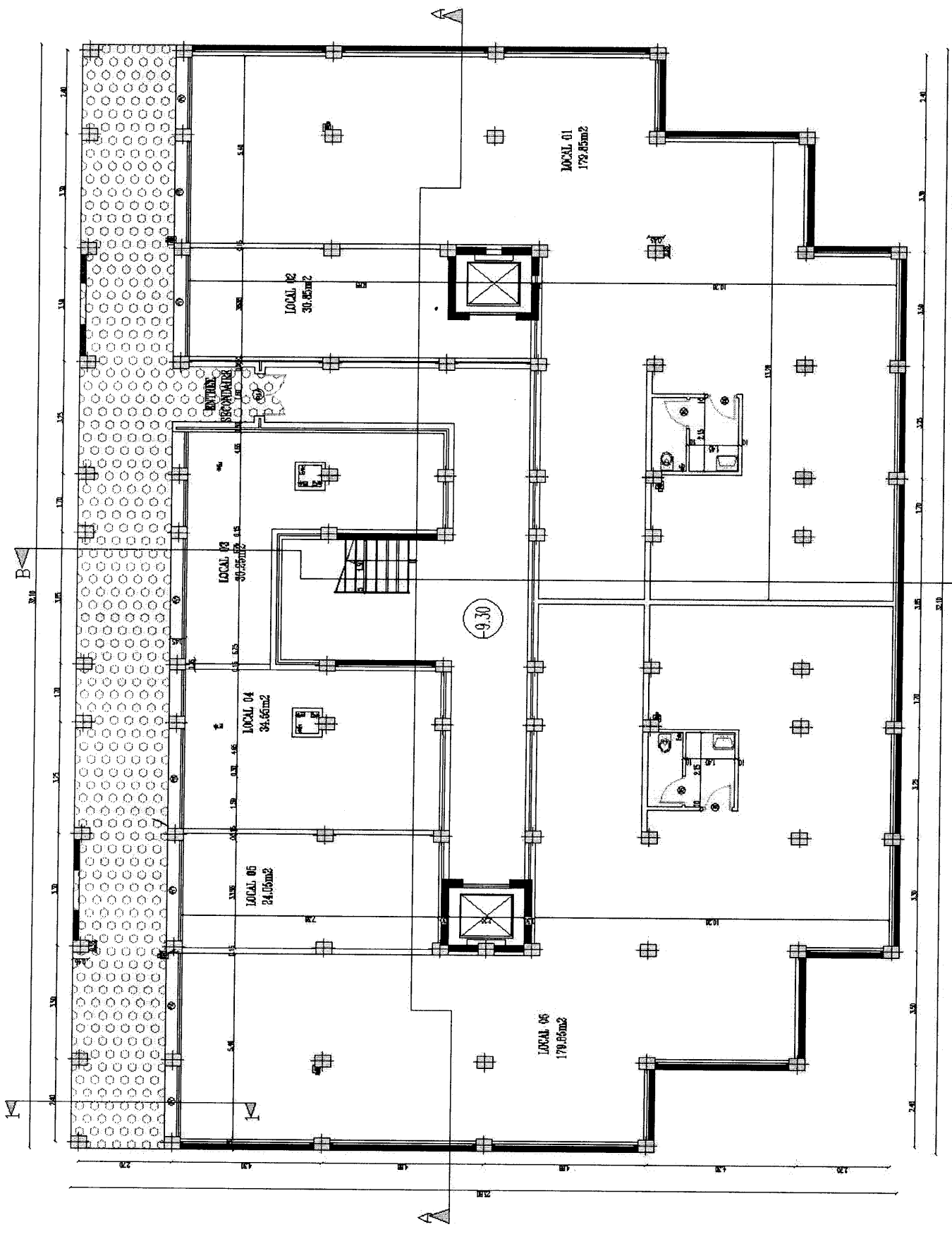
δ : Déplacement d'un niveau.

- **Autres notations :**

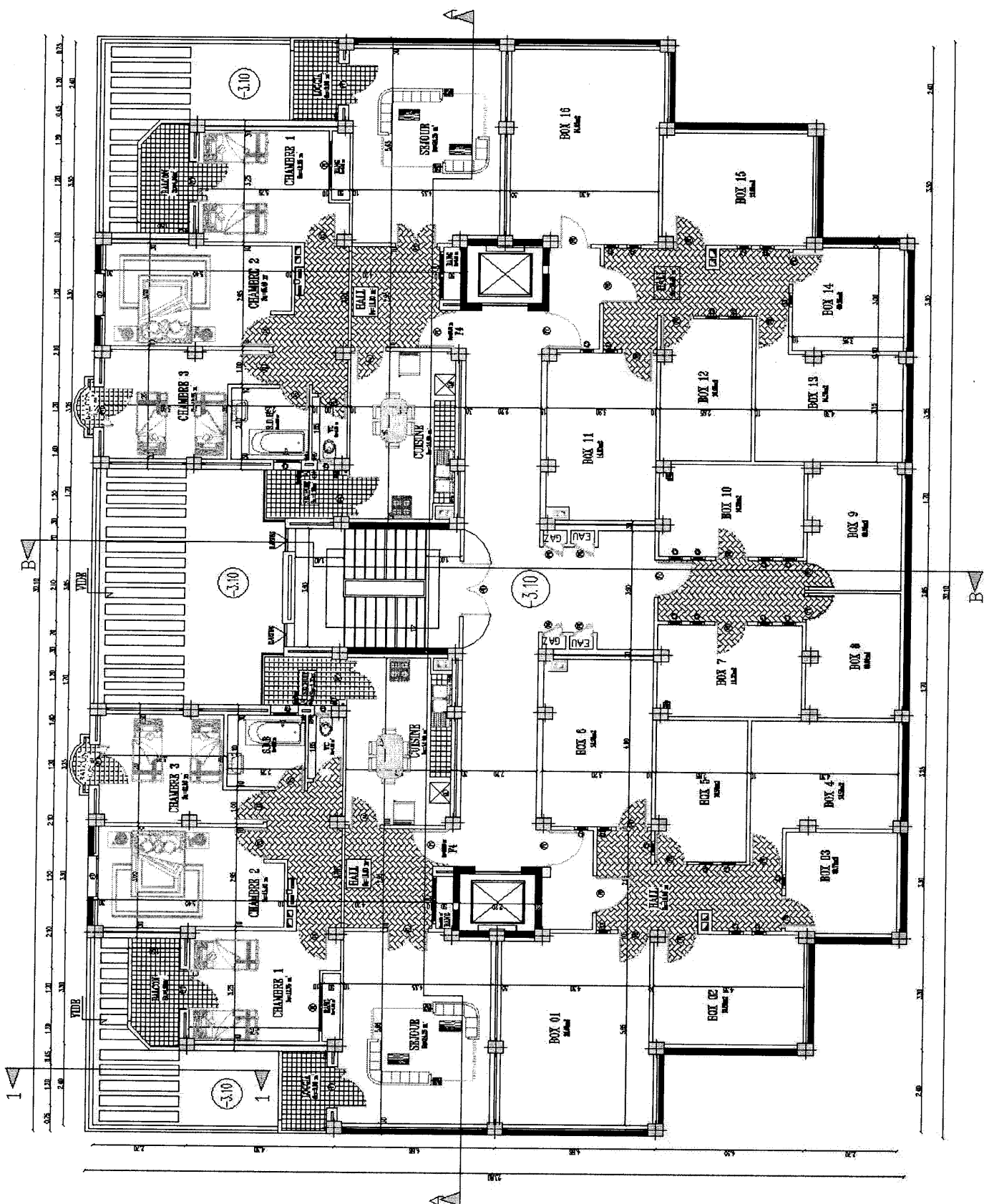
A.N : Axe neutre.

CV : Condition vérifiée.

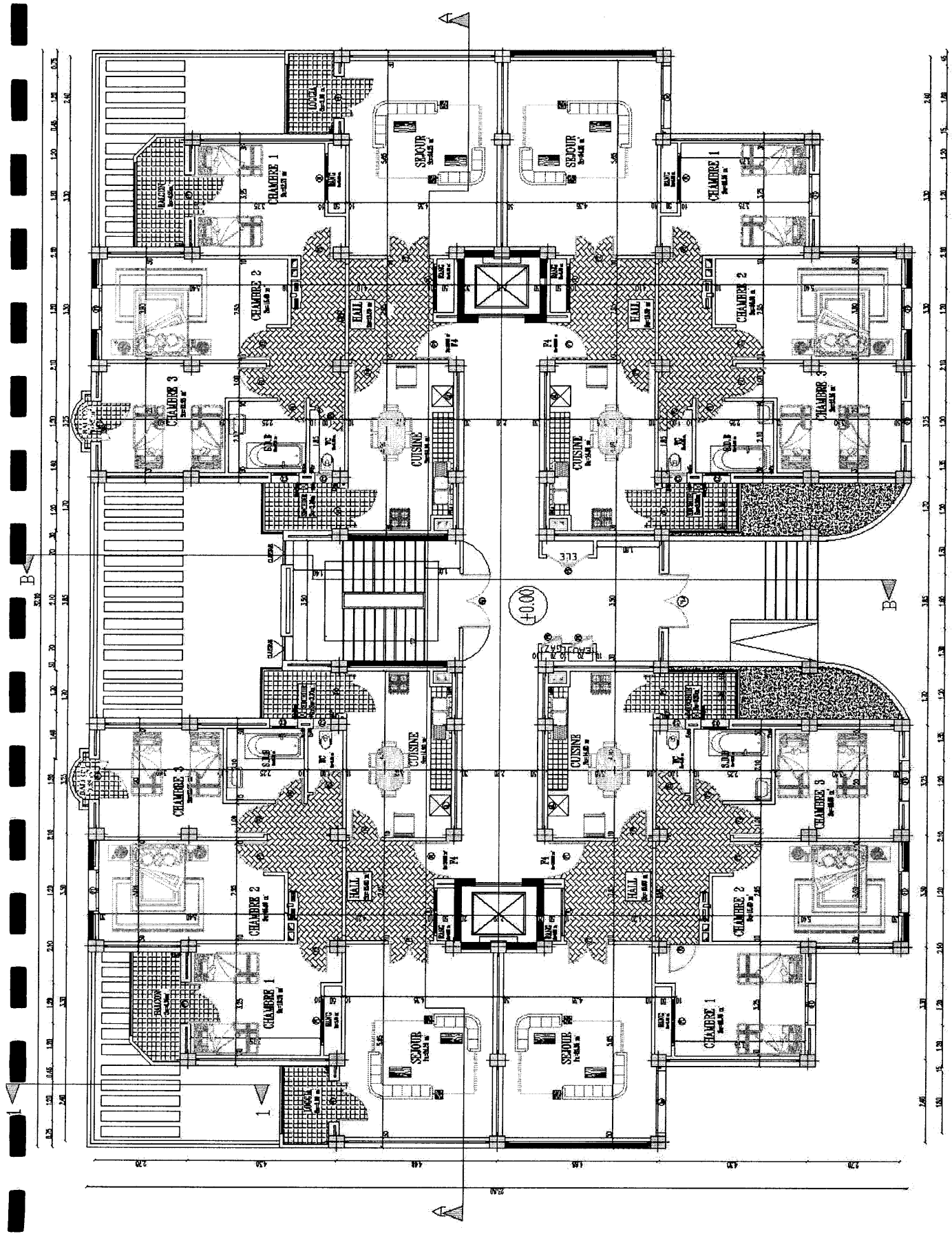
CNV : Condition non vérifiée.



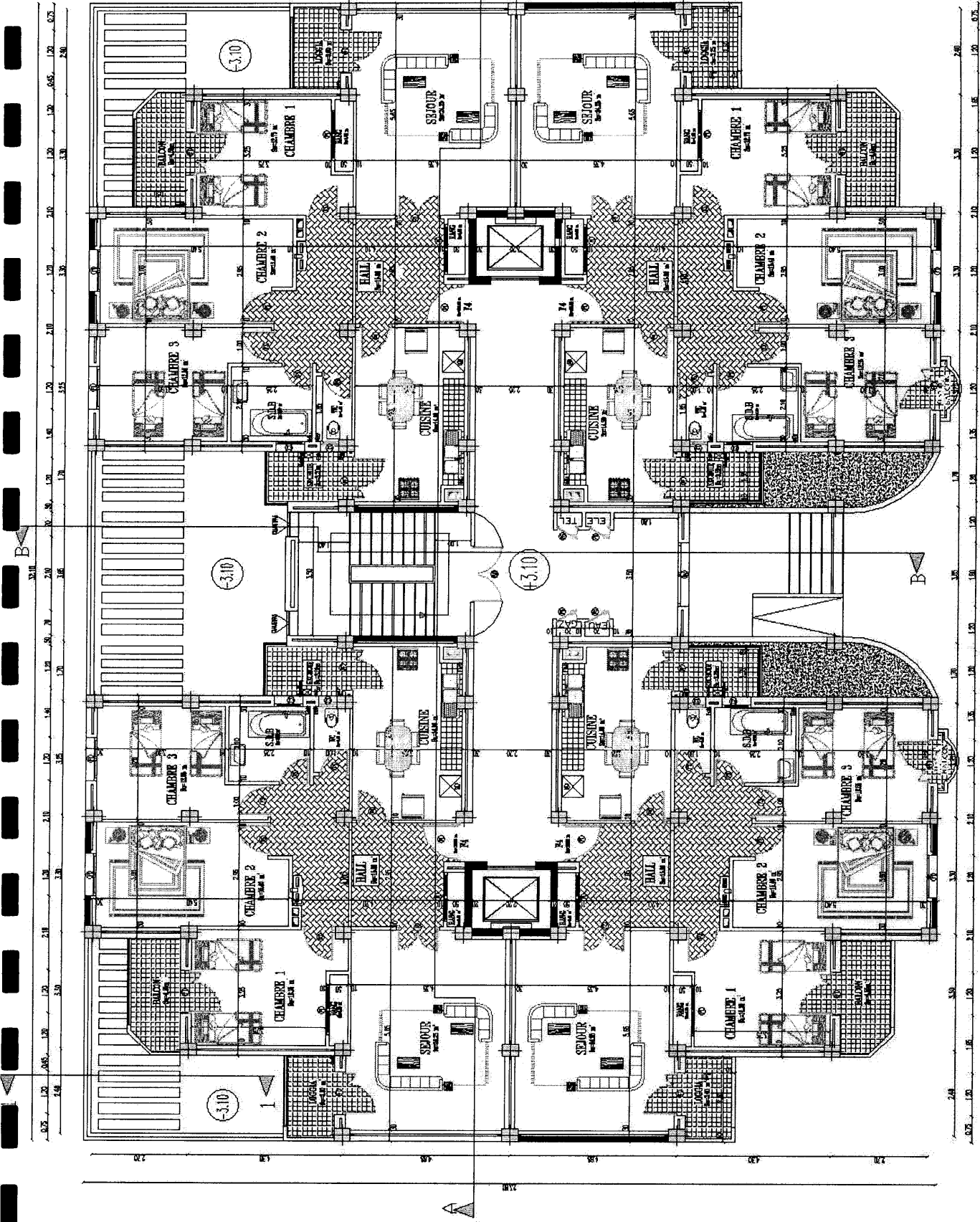
PLAN SOUS-SOL 1



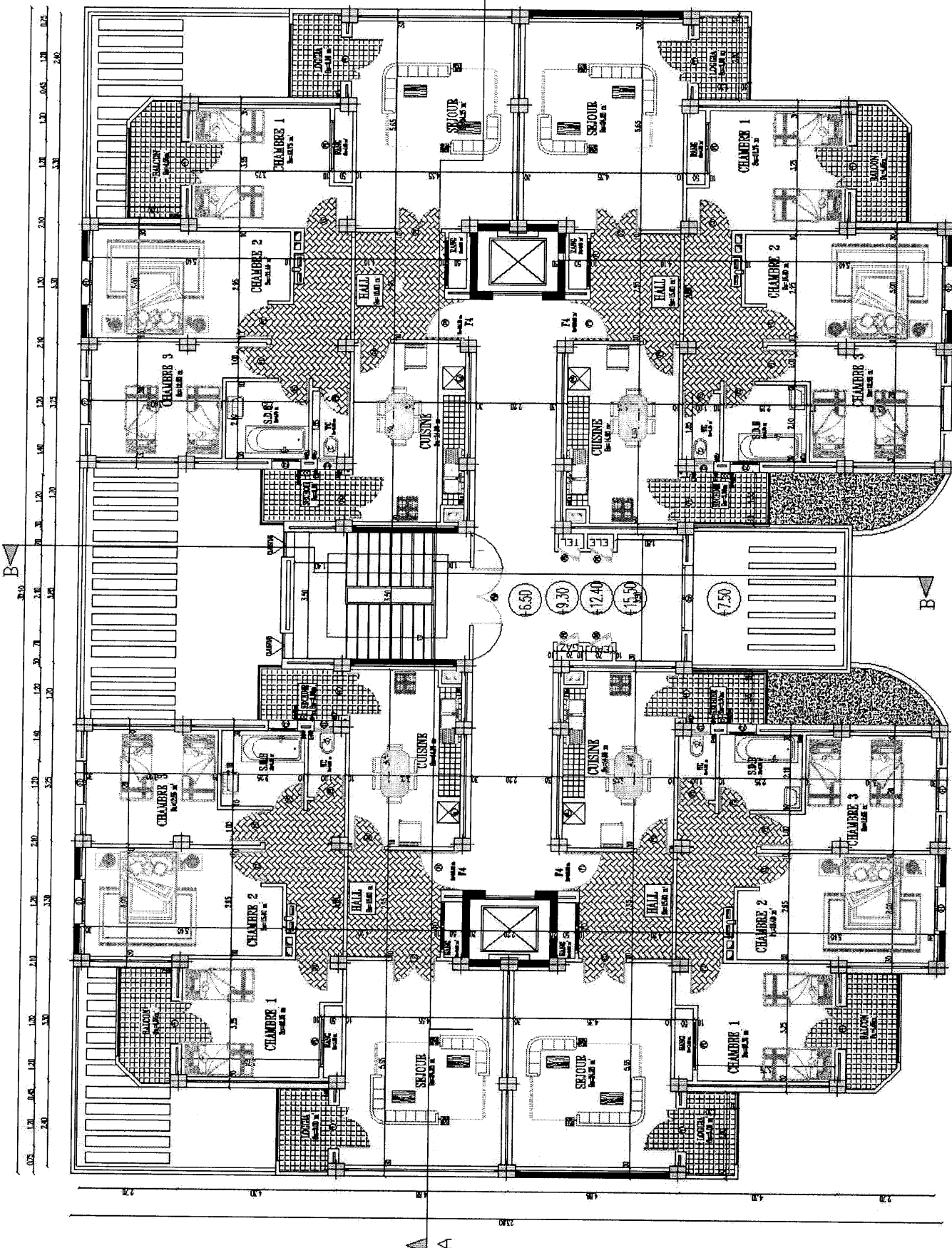
PLAN SOUS-SOL 2



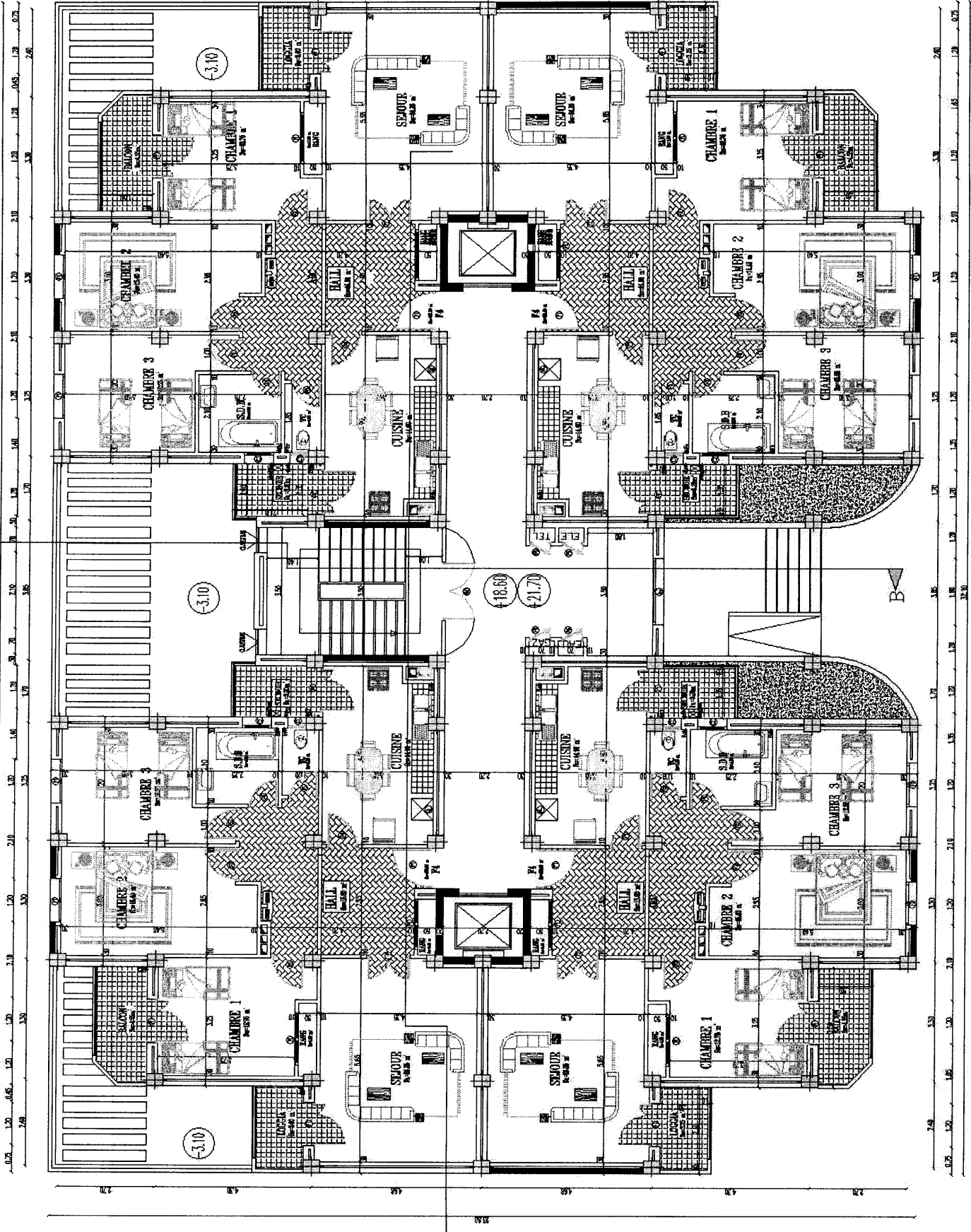
PLAN RDC



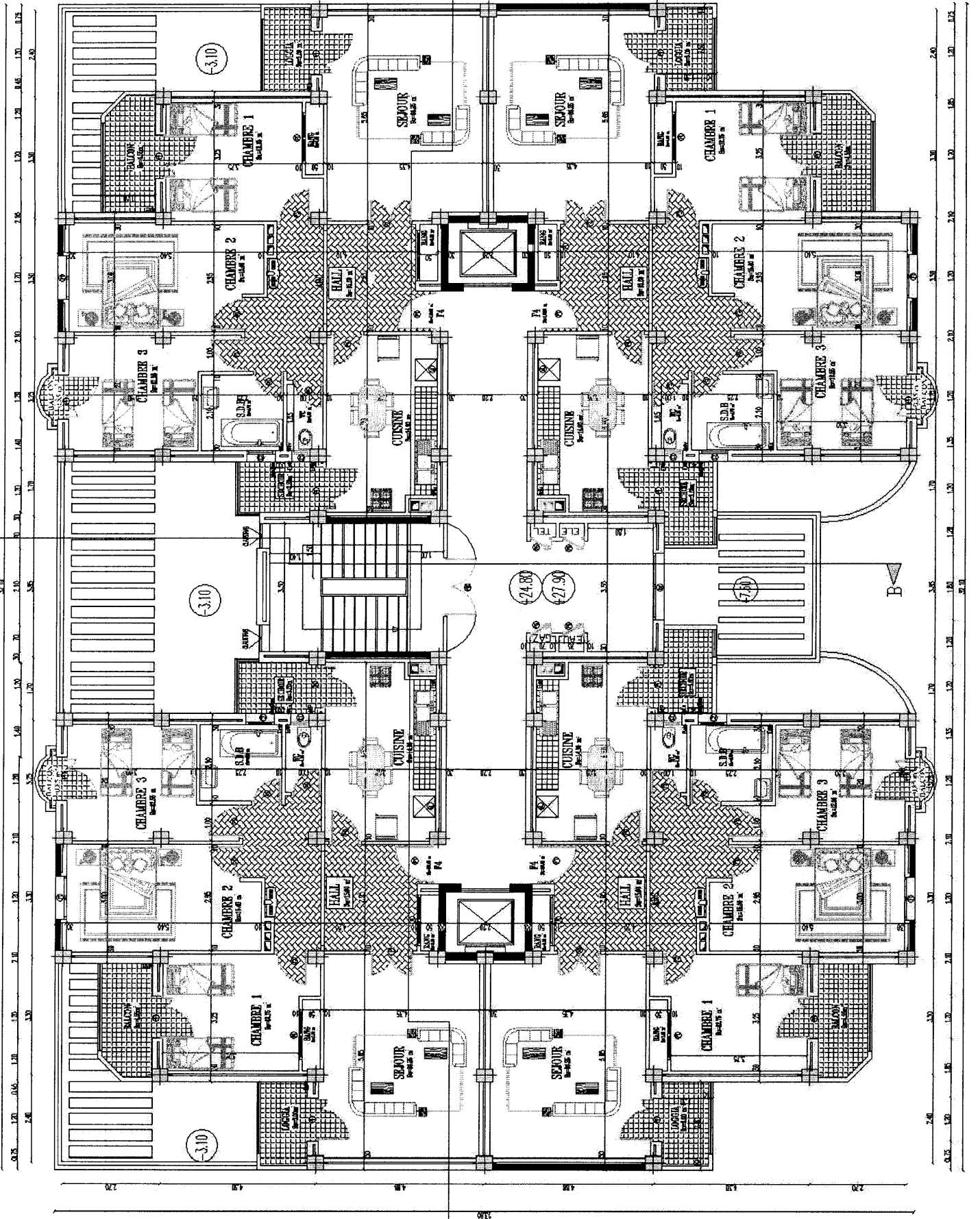
PLAN 1er ETAGE

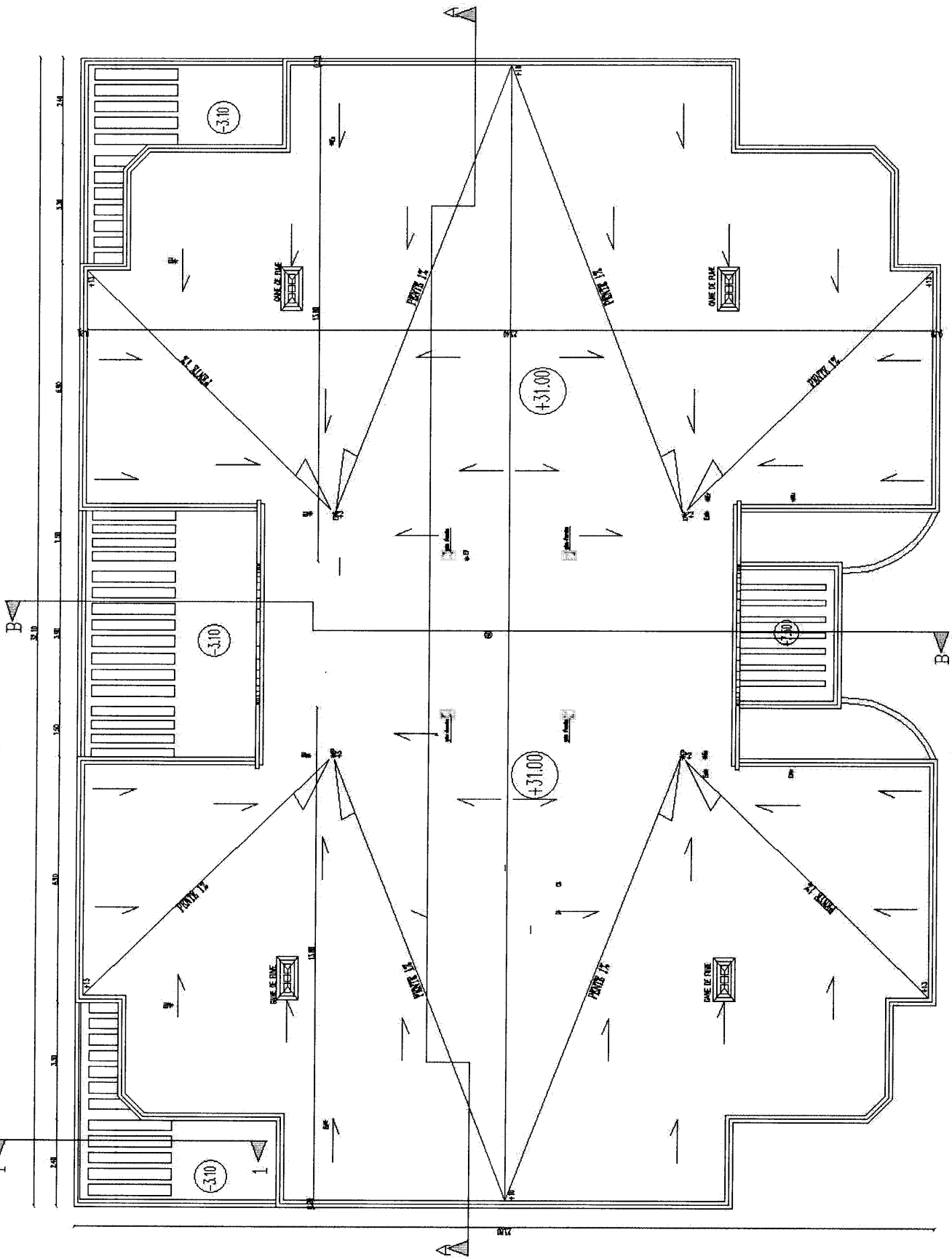


PLAN 2+3+4+5 eme ETAGE

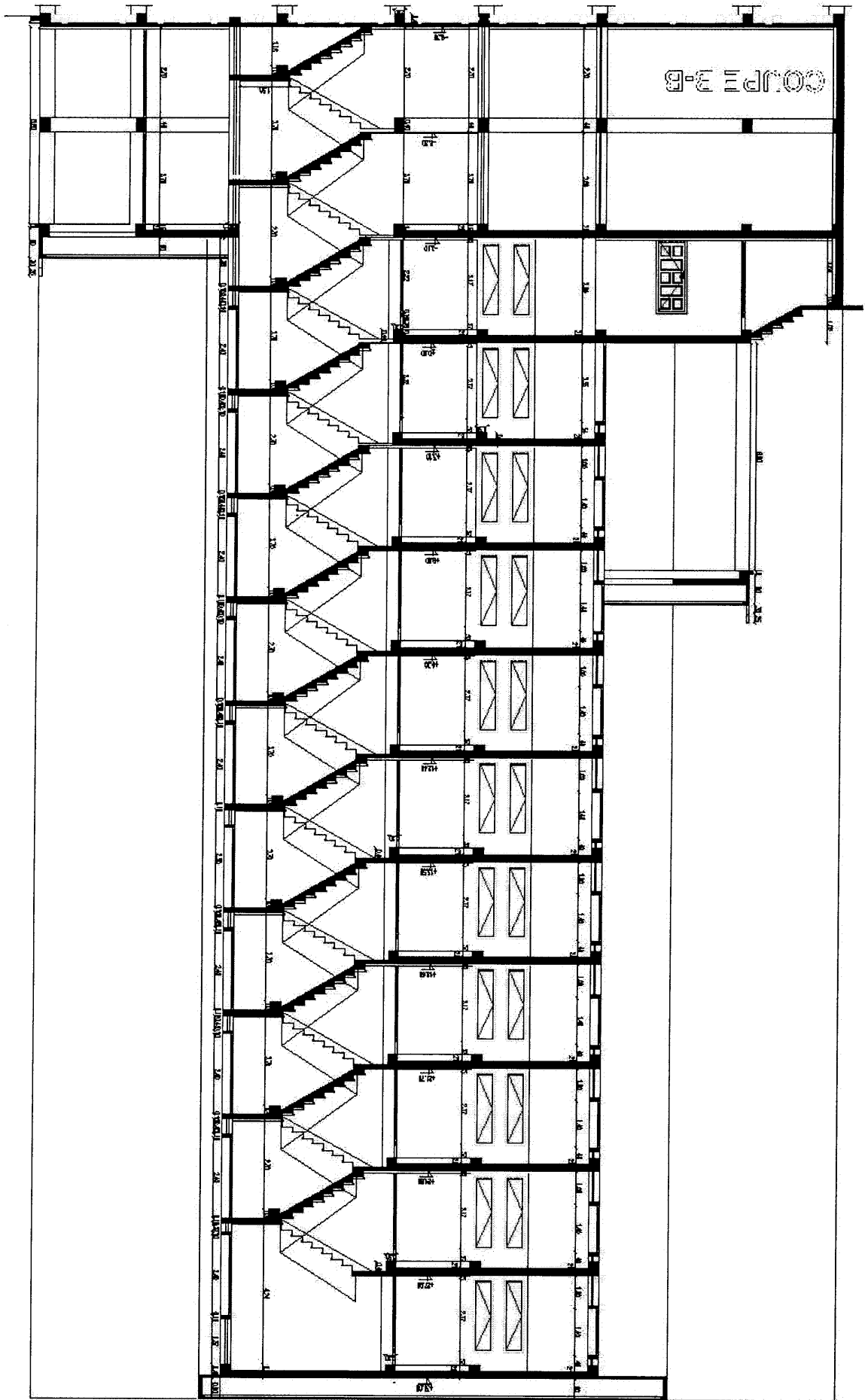


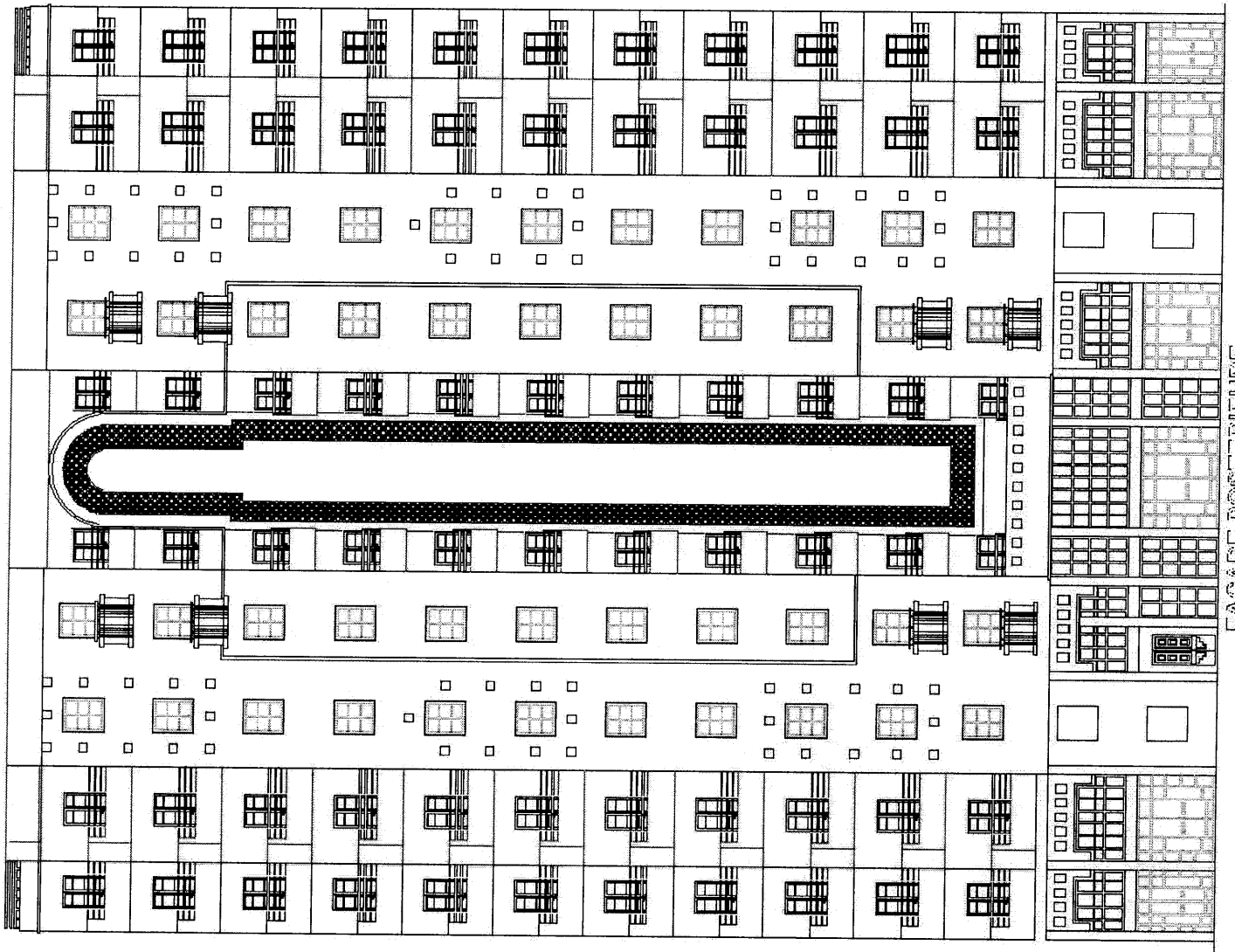
PLAN 6+7eme ETAGE





PLAN TERRASSE





FACADE POSTERIEUR

Introduction générale

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer leur sécurité. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement.

A cet effet, les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc ; pour le dimensionnement des éléments constituant un ouvrage, on applique des règlements et des méthodes connues à savoir : BAEL91 modifié 99, RPA99 V2003, et CBA, qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier), le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

Le travail a été structuré comme suit :

Chapitre I : est consacré à une présentation de l'ouvrage ainsi les matériaux et leurs caractéristiques à utiliser.

Chapitre II : consiste à faire un pré dimensionnement des éléments de la structure et à calculer les différentes charges auxquelles la structure est soumise.

Chapitre III : Le calcul et le ferrailage des éléments secondaires (Acrotère, balcon, escaliers et planchers) feront l'objet de ce chapitre. Idem, dans tout ce qui suit, l'étude prendra appui sur le ferrailage basé sur les règles du RPA99 V2003, BAEL91 et CBA.

Chapitre VI : Portera sur l'étude dynamique sous l'action sismique et la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations, ça nous permettra par la suite de définir le système de contreventement spécifique pour notre structure. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul aux éléments finis ETABS.

Chapitre V : Correspond au calcul des ferraillements des éléments structuraux (poutre, poteaux et voiles).

Chapitre VI : nous nous intéressons à l'étude de l'infrastructure, du choix du type de fondation à mettre en œuvre et à la vérification de sa stabilité, nous passons ensuite à l'achèvement du projet par le ferraillement de l'ensemble des éléments constituant l'infrastructure.

CHAPITRE I

Présentation du projet et Caractéristiques des matériaux

Présentation du projet et caractéristiques des matériaux.

I.1. Présentation du projet

❖ Généralités :

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant deux sous-sols, un RDC et 09 étages comportant chacun quatre appartements de type «f4», et dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ETABS (Extended three dimensional of building Systems) particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages.

L'ouvrage est à usage d'habitation et commercial et il est composé de :

- Le premier sous-sol est à usage commercial, le plancher est en dalle plein, et il est conçu comme de diaphragme infiniment rigide.
- Le deuxième niveau ancré dans le sol et les niveaux supérieurs sont réservés à l'habitation, les planchers sont en corps creux, et ils sont conçus comme des diaphragmes infiniment rigides.
- L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen de deux ascenseurs et une cage d'escalier.

❖ Présentation de l'ouvrage étudié :

Le bâtiment est implanté au Wilaya de **Jijel** qui est classée comme une zone de sismicité moyenne (zone **IIa**) selon le classement des zones établies par l'RPA99 (Version 2003).

❖ Localisation du site :

- ✓ Wilaya : Jijel.
- ✓ Daïra : Jijel.
- ✓ Localisation du projet : Harraten.
- ✓ Type de logement : Logement promotionnel publics.
- ✓ Gabarit des blocs : RDC+Etages+Entre- sol.



Fig. I.1.1.localisation du site.

❖ **Caractéristiques géométriques de la structure :**

- Hauteur totale de bâtiment40,3m.
- Hauteur de RDC3,1m.
- Hauteur d'étage courant3,1m.
- Hauteur d'étage sous sol 3,1m.
- Longueur totale32,1m.
- Largeur totale.....23,8m.
- Surface en plan de (32.1m×23.8m).

❖ **Les données du site :**

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de sismicité moyenne (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- La construction sera fondée sur un sol meuble (S3).
- Régularité en plan :

$$\frac{l_x - 2.4}{l_x} = 0.07 \leq 0.25; \quad \frac{l_x - 5.7}{l_x} = 0.17 \leq 0.25 \quad \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\frac{l_y - 5.5}{l_y} = 0.23 \leq 0.25 \quad \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Puisque les deux critères (a.1) sont vérifiés, donc la structure est régulière en plan.

➤ Régularité en élévation :

Notre structure vérifie la condition (b.1) donc elle est classé régulière en élévation.

Donc : l'ouvrage est classé comme régulier en plan et en élévation.

❖ **Définition des éléments de l'ouvrage :**

➤ **Ossature :**

Le système de contreventement de la structure est assuré par un ensemble de portiques « poteau, poutre » et des voiles en béton armé suivant les deux sens.

➤ **Plancher :**

C'est une aire généralement plane destinée à séparer entre les niveaux, on distingue :

✓ Plancher à corps creux : pour les raisons suivantes

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique.

✓ Dalle pleine :

- Epaisseur moindre
- Charges (très) supérieures aux poutrelles-hourdis en fonction du ferrailage.
- mise en œuvre rapide.
- Simple ragréage avant peinture.

➤ **Escalier :**

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre de type « Escalier droit » qui sera réalisé en béton armé coulé sur place.

➤ **Maçonnerie :**

- On distingue : - Mur extérieur (double cloison).
- Mur intérieur (une cloison).

➤ **Balcon :**

Dans notre structure les balcons sont représentés par une forme rectangulaire.

➤ **Locale d'ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

❖ Introduction :

Les matériaux entrant dans la composition de la structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; Le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

➤ Le Béton :

On appelle béton un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravier) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant). Le matériau ainsi obtenu sera coulé et son durcissement aura les qualités suivantes :

- La résistance mécanique, essentiellement résistance à la compression simple, et pour certains usages spéciaux, la résistance à la traction.
- La résistance aux agents agressifs, eau de mer, acides, etc.,
- Les déformations instantanées et surtout différées, que l'on souhaite généralement la plus faible possible.
- La maniabilité au moment de la mise en œuvre, que peut être définie comme l'aptitude du béton à remplir parfaitement le moule qui lui est offert sans ségrégation.
- L'on peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telles que la masse spécifique, aussi élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger).

✓ Dosage du béton :

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- Ciment (CPA 325) dosé à $350\text{kg}/\text{m}^3$
- Sable grossier $0 < D_g < 5\text{mm} \rightarrow 400\text{ L}$
- Gravier $15 < D_g < 25\text{mm} \rightarrow 800\text{L}$
- Eau de gâchage 175L

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre $2200\text{ Kg}/\text{m}^3$ et $2400\text{Kg}/\text{m}^3$.

✓ Résistances mécaniques du béton :

▪ Résistance à la compression f_{cj} :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté " f_{c28} ") déterminée par essai sur éprouvettes cylindriques de 16cm de diamètre et 32cm de hauteur.

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

Selon le CBA 93 : Avant durcissement total à j jours tel que $j \leq 28$ jours, la résistance à la compression est :

$$f_{cj} = 0.685 \cdot f_{c28} \cdot \log^{10}(j+1).$$

$$\text{Et pour } j \geq 28 \text{ jours} \quad f_{cj} = 1.1 f_{c28}.$$

▪ **Résistance à la traction f_{tj} :**

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate, on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

La résistance caractéristique à « J » jours se déduit conventionnellement par la relation :

$$f_{i28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \quad \text{Avec : } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{i28} = 2.1 \text{ MPa}.$$

✓ **Contrainte limite :**

▪ **Etat limite ultime (ELU) :**

- **Contrainte ultime de béton :**

Pour le calcul à l'E.L.U, on adopte le diagramme dit "parabole rectangle". En compression pure, le diagramme est constitué par la partie parabole du graphe ci-dessous, les déformations relatives étant limitées à 2‰.

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

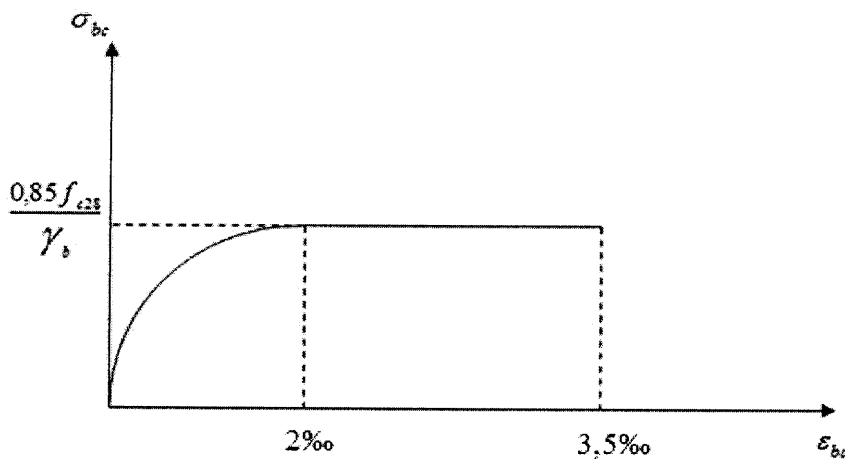


Fig. I.2.1. Diagramme parabolique rectangle des Contraintes Déformations du béton.

Avec :

- f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression $f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

- θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h, 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

- **Contrainte limite de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}$.

$$\bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{cas normal (fissuration peu nuisible).}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{cas où la fissuration est préjudiciable.}$$

- **Etat limite de service (ELS) :**

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

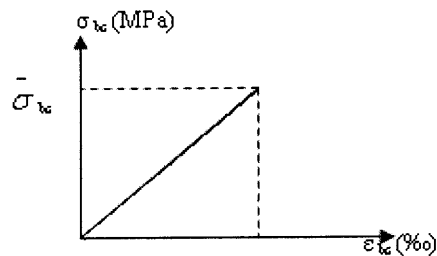


Fig. I.2.2. Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS.

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

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

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Le module de déformation longitudinale instantanée, pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c_j}}$$

On a pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$.

Le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} est donné par la formule suivante :

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

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818.16 \text{ MPa}$.

- **Coefficient de poisson ν :**

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

Dans le cas des états limites de service : $\nu = 0.20$.

Dans le cas des états limites ultime : $\nu = 0$.

➤ **Acier :**

✓ **Définition**

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Acier durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000$ MPa.

a. Caractéristiques mécaniques :

Type	Nuance	Limite élastique f_e (MPa)	E_s ‰	Emploi
Barre HA	F _e E40	400	1,74	Emploi courant
Rond lisse	F _e E22	215	0,935	Emploi courant
	F _e E24	235	1,02	Epingle de levage des pièces préfabriqué
Treillis	$\varnothing \leq 6\text{mm}$	520	2,261	Treillis soudés uniquement emploi courant
	$\varnothing > 6\text{mm}$	441	1,917	

Tab. I.2.1. caractéristiques mécanique des aciers.

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance F_eE40 type 1, $f_e = 400\text{MPa}$.

b. Contrainte limite :

- **Etat limite ultime :**

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation de la figure ci-dessous :

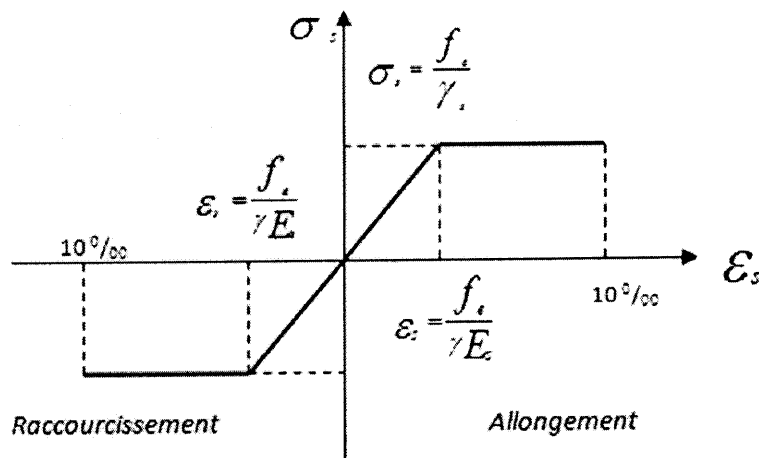


Fig. I.2.3. diagramme contrainte déformation d'acier.

Avec :
$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s=1$ cas de situation accidentelle.

$\gamma_s=1.15$ cas de situation durable ou transitoire.

- **Etat limite de service :**

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

- ✓ Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- ✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$.
- ✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$.

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.65$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

- **Actions et sollicitations :**

Définitions :

- **Les actions :**

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc.,...) ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température déplacement d'appuis, et...).

- **Les sollicitations :**

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

➤ **Hypothèses de calcul**

✓ **Calcul aux états limites de services :**

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires-élastiques.
- Le coefficient d'équivalence n donné par le rapport entre les modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton ($n = E_s / E_b$) est pris égal à 15.

✓ **Calcul aux états limites de résistance :**

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \quad \text{en flexion}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \quad \text{en compression centrée}$$

- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure ci-dessous tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

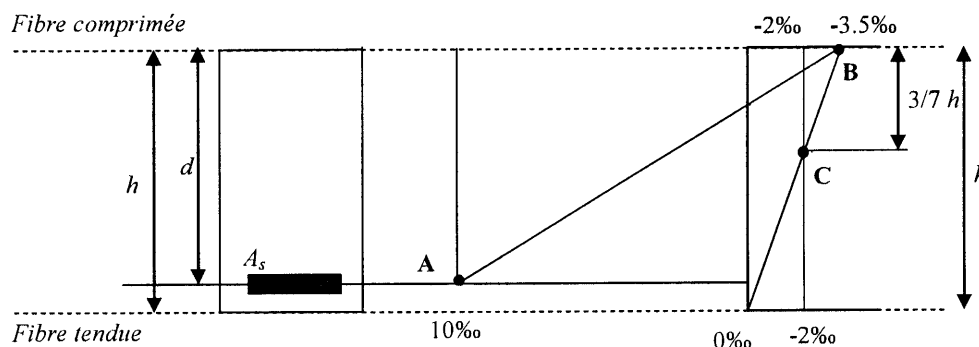


Fig. I.2.4. règle des trois pivots.

CHAPITRE II

**Pré dimensionnement des éléments
et descente des charges.**

Pré dimensionnement et descente des charges

II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement 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.2. Pré dimensionnement du plancher :

Les planchers sont des plaques minces dont l’épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions.

Ce présent ouvrage admet des planchers à corps creux pour tous les étages, sauf une partie dalle pleine (sous-sol 1 et 2) et aussi des dalle pleines pour les balcons.

II.2.1 plancher à corps creux :

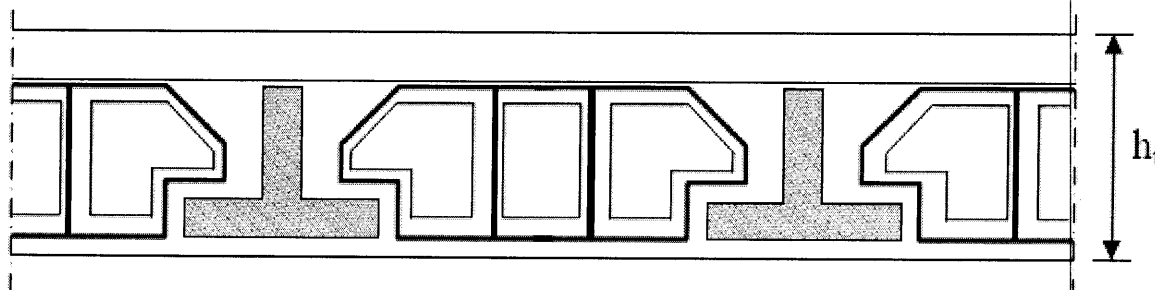


Fig. II.1. plancher a corps creux.

L'épaisseur des planchers à corps creux est en fonction de la hauteur des poutrelles h_t , et des conditions d'utilisation et de résistance.

On déduit donc l'épaisseur des planchers à partir des conditions ci-après :

❖ Condition de flèche :

$$\frac{h_t}{L_x} \geq \max \left\{ \frac{L_x}{15} \times \frac{M_t}{M_0}, \frac{L_x}{22.5} \right\}$$

Avec L_x : la plus grande portée dans le sens de disposition de nervure.

On a : $L_x = 3.30$ m

M_t : le moment en travée $M_t \geq 0.75 M_0$

M_0 : le moment isostatique correspondant.

Donc :

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{L_x}{15} \times \frac{M_t}{M_0}, \frac{L_x}{22.5} \right\}$$

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{1}{15} \times 0.75 \times 330, \frac{330}{22.5} \right\}$$

$$h_t \geq \max \{ 16.50 ; 14.67 \}$$

On adopte : $h_t = 20 \text{ cm}$

On utilise un plancher à corps creux de type (16+4) de charge permanente $G = 2.80 \text{ KN/m}^2$

II.2.1.1 Pré dimensionnement des poutrelles :

« Les blocs de l'hourdis sont standard de : 16 ; 20 ; 25 ; 30 ; 35, et la dalle de compression 16+4 ; 20+5 ; 25+5 ; 30+5 »

- Pour la largeur de la nervure nous avons : $b_0 = (8 \div 14) \text{ cm}$; on adopte : $b_0 = 10 \text{ cm}$
- La largeur de la table de compression à prendre en compte est déterminée en tenant compte des conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow b_1 \leq \frac{330}{10} = 33 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{l_n}{2} \Rightarrow b_1 \leq \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \Rightarrow 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

\Rightarrow On prend donc : $b_1 = 27.5 \text{ cm}$ (la plus faible valeur)

Par suite, on a :

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm} \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

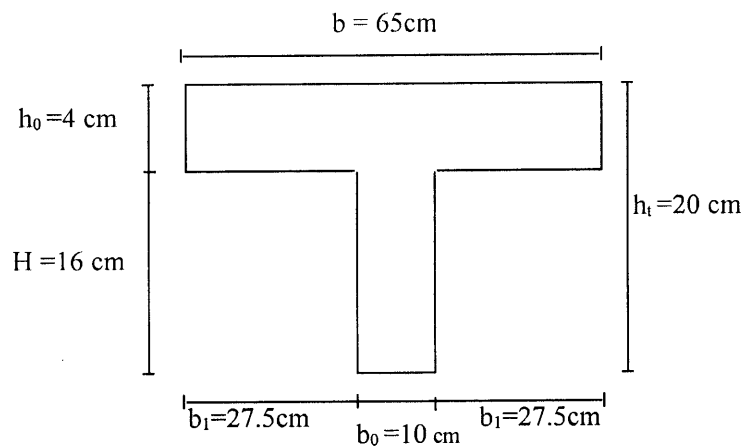


Fig. II.2. Schéma de pré dimensions du plancher

II.2.2 plancher en dalles pleines :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 cotes (poutres, poutrelles ou murs). Ce type d'élément travail essentiellement en flexion. L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

➤ **Résistance au feu :**

- ✓ $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coup de feu.
 - ✓ $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coup de feu.
 - ✓ $e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coup de feu.
- On adopte : $e = 16 \text{ cm}$.

➤ **Isolation phonique :**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation phonique.

On limite donc notre épaisseur à : 15 cm.

➤ **Résistance à la flexion :**

- ✓ Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$
- ✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 4 appuis ont une portée égale à :

$$L_x = 3.05\text{m} = 305 \text{ cm.}$$

- ✓ La dalle pleine: $\frac{305}{50} < e < \frac{305}{40} \Rightarrow 6.1\text{cm} < e < 7.62\text{cm} \Rightarrow e = 7 \text{ cm.}$

Finalement on adopte l'épaisseur de la dalle pleine : $e=16 \text{ cm}$

II.3. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99-2003.

❖ **Selon BAEL91**

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

❖ **Vérification d'après RPA99 version 2003 :**

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Avec : L : la portée de la poutre.

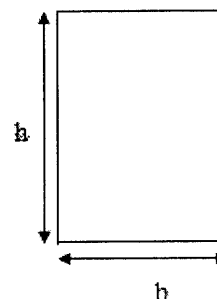


Fig. II.3. Section des poutres.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

II.3.1 Les poutres longitudinales : $L = L_{max} = 3.30m$

❖ Selon BAEL91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 22 \leq h \leq 33 \\ 9 \leq b \leq 15 \end{array} \right.$$

NB : pour les raisons architecturales nous avons des murs de 30 cm d'épaisseur donc
On adopte : $b = 30 \text{ cm}$.

On prend : $h = 30 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$

❖ Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h = 30\text{cm} \dots \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

—————> Donc on adopte une poutre de section ''30x30''

II.3.2 Les poutres transversales : $L = L_{max} = 4.68.m$

❖ Selon BAEL91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 31.2 \leq h \leq 46.8 \\ 12 \leq b \leq 20 \end{array} \right.$$

NB : pour les raisons architecturales nous avons des murs de 30 cm d'épaisseur donc
On adopte : $b = 30 \text{ cm}$.

On prend : $h = 40 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$

❖ Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ h = 40 > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

—————> Donc on choisi une poutre de section ''30x40''

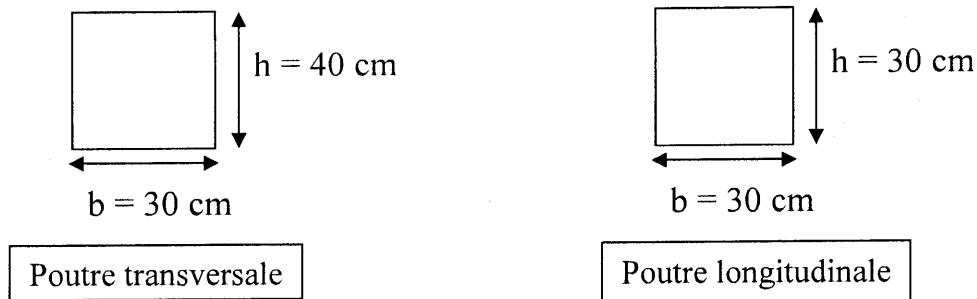


Fig. II.4. dimensions des poutres transversales et longitudinales.

II.4 Pré dimensionnement du balcon :

Les balcons sont des dalles pleines encastrées dans les poutres, leurs épaisseurs sont déterminées suivant la formule suivante :

$$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7$$

Avec : L : la longueur du plus grand portée donc $L=1.5\text{m}$

$$\frac{150}{15} \leq e \leq \frac{150}{20} + 7 \Rightarrow 10 \leq e \leq 14.5$$

Donc on prend une épaisseur de : $e=12 \text{ cm}$

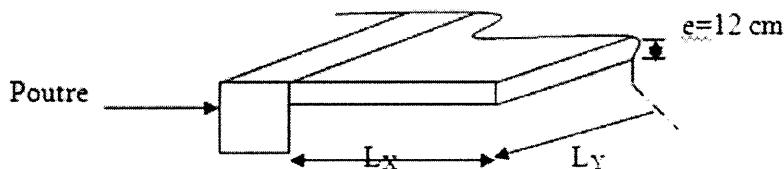


Fig. II.5. dimension du balcon.

II.5 Pré dimensionnement des voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du RPA99, les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux (tous dépend de la conception).

- Les charges verticales, charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales, effet de séisme et éventuellement du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposées pleines.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du pré dimensionnement.

D'après le RPA99 article 7.7.1 «les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4 e$) » sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

Avec : L : longueur du voile. , e : épaisseur du voile.

De l'article 7.7.1 RPA99 « l'épaisseur minimale est de 15 cm », de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la figure ci- après :

Soit:

$$e \geq \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right).$$

$$e \geq \max (16, 18.18, 20).$$

On prend: $e = 20 \text{ cm}$.

Avec : h_e la hauteur libre d'étage.

Donc : on adopte $e = 20 \text{ cm}$ pour tous les refends.

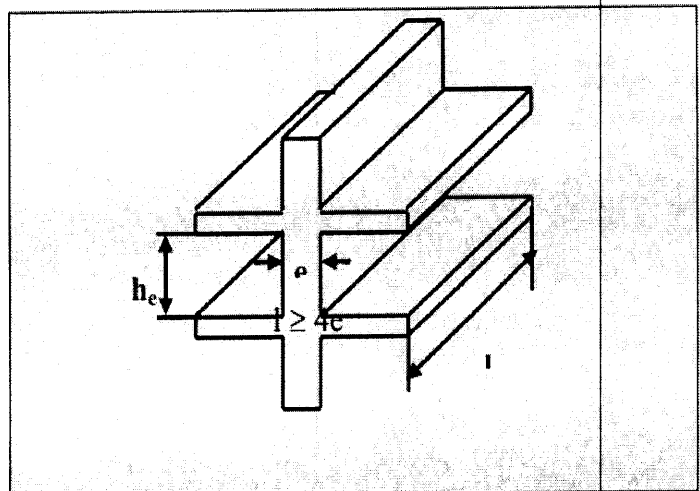


Fig. II.6. Coupe de voile en élévation

II.6 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux qui fonctionnent en compression simple, ils sont pré dimensionnés comme suit :

- ✓ Détermination des charges et surcharges qui reviennent à chaque poteau.
- ✓ Calcul des sections afférentes.
- ✓ Choix du poteau le plus sollicité.

La section du poteau est calculée à l'état limite ultime, vis-à-vis la compression du béton selon les règles BAEL 91, et la vérification vis-à-vis le flambement selon les conditions de RPA 2003.

Suivant la forme de la section nous avons un seul type de poteau : « poteau rectangulaire »

D'après BAEL91, l'effort normal ultime N_u agissant dans un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha B_r \left[\left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s f_e}{\gamma_s B_r} \right) \right]$$

Tel que :

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) \text{ m}^2$.

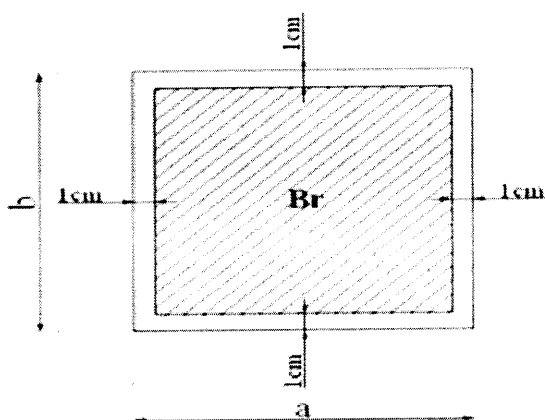


Fig. II.7. Section réduite du poteau

A_s : section d'acier minimale.

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)

f_e : contrainte limite élastique des aciers ($f_e = 400 \text{ MPa}$)

γ_b : 1,5.

γ_s : 1,15.

N_u : Effort normal ultime (compression) = $1,35G + 1,5Q$.

α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

On a le pourcentage d'armature est de 1% $\Rightarrow \frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100}$

Donc
$$N_u \leq \alpha B_r \left[\left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s f_e}{\gamma_s B_r} \right) \right] \dots\dots\dots [\text{BAEL 91}]$$

Et enfin :
$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[\frac{1}{\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_s} + \frac{f_e}{100\gamma_s}} \right]$$

• $\lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0.708 \Rightarrow B_r \geq 0.064 N_u$

• $\lambda = 50 \Rightarrow \alpha = 0.603 \Rightarrow B_r \geq 0.075 N_u$

N_u : est déterminé à partir de la descente des charges.

Pour des raisons de sécurité on adopte $B_r = 0.075 N_u$.

II.7 Evaluation des charges

❖ Introduction :

Pour l'obtention d'une bonne résistance et d'une bonne stabilité de l'ouvrage il est nécessaire d'uniformiser la distribution des charges au niveau de tous les éléments porteurs de charges des planchers.

• Les charges réglementaires :

Les charges réglementaires sont en général :

Les charges permanentes qui présentent le poids mort.

Les charges d'exploitation ou surcharges.

✓ Les charges permanentes :

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés.

✓ Les charges d'exploitation :

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

II.7.1 Les planchers :

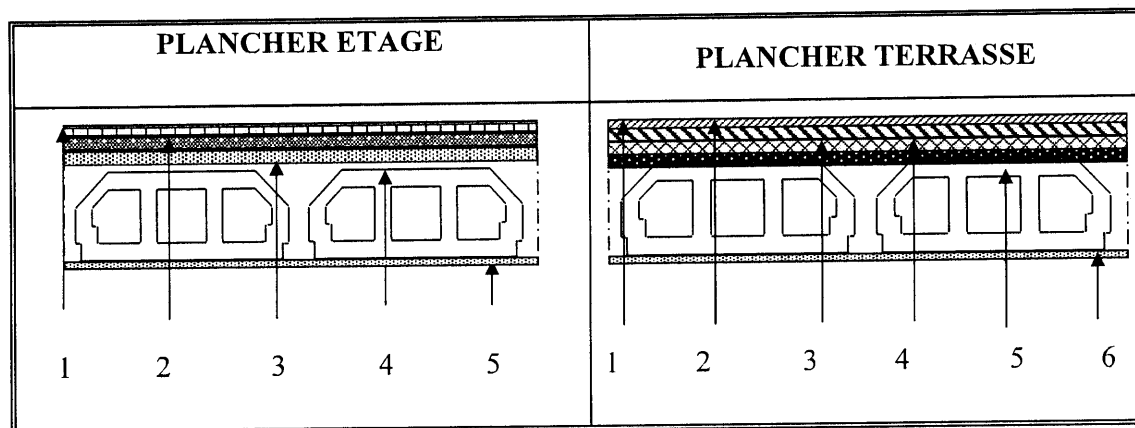


Fig. II.8. plancher terrasse et plancher d'étage.

a- Plancher terrasse (inaccessible) :

- Charges permanentes et charge d'exploitation:

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Gravillon de protection	5	17	0.85
2-Etanchéité multi couche	-	-	0.12
3-Isolation thermique	5	0.3	0.015
4-Forme de pente	10	22	2.2
5-Dalle à corps creux	-	-	2.80
6-Enduit de plâtre	2	10	0.20

G =	6.185	(KN/m ²)
Q =	1	(KN/m ²)

Tab. II.1. charge permanente et d'exploitation du plancher terrasse.

b. Plancher étage courant (corps creux):

- Charges permanentes et charge d'exploitation :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	2	22	0.44
2-Mortier de pose	2	20	0.40

3- Couche de sable	2	18	0.36
4- Dalle à corps creux	20	-	2.80
5- Enduit de plâtre	2	10	0.2
6-Brique creux	-	-	1.2

G =	5.4	(KN/m ²)
Q =	1.5	(KN/m ²)

Tab. II.2. charge permanente et d'exploitation du plancher étage.

c. Plancher dalle pleine (Sous-sol):

- Charges permanentes et charge d'exploitation :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	2	22	0.44
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3- Couche de sable	2	18	0.36
4- Dalle plein	16	25	4
5- Enduit de plâtre	2	10	0.2
6-Brique creux	-	-	1.2

G =	6.6	(KN/m ²)
Q _{sous sol} =	1.5	(KN/m ²)

Tab. II.3. charge permanente et d'exploitation du plancher sous-sol.

II.7.2 les balcons :

- Balcon d'étage courant :
 - ✓ Charges permanentes et charge d'exploitation :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	2	22	0.44
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3-Sable fin	2	18	0.36
5-Dalle pleine en BA	12	25	3

6-Enduit de ciment	2	20	0.4
--------------------	---	----	-----

G =	4.6	(KN/m ²)
Q =	3.5	(KN/m ²)

Tab. II.4. charge permanente et d'exploitation du balcon étage.

II.7.3 les murs :

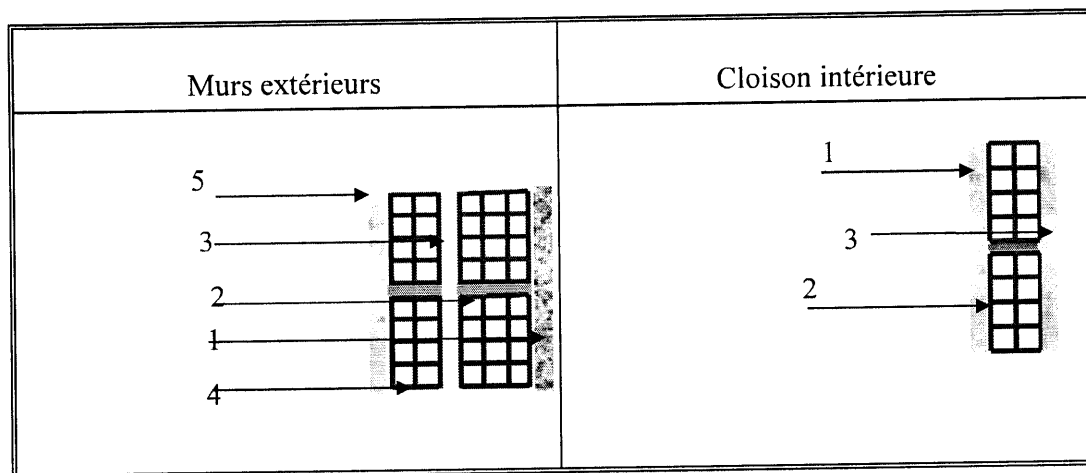


Fig. II.8.murs intérieur et extérieur.

a. Cloison extérieur:

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Enduit de ciment	2	20	0.4
2-Brique creux	15	-	0.9
3-Ame d'air	5	-	-
4-Brique creux	10	-	1.3
5-Enduit de plâtre	1.5	10	0.15

G =	2.75	(KN/m ²)
-----	------	----------------------

Tab. II.5. charge permanente des murs extérieurs.

b. Cloison intérieur de 10cm:

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Enduit de plâtre	1.5	10	0.15
2-Brique creux	10	-	0.90
3-Enduit de plâtre	1.5	10	0.15

G =	1.20	(KN/m²)
------------	-------------	---------------------------

Tab. II.6. charge permanente des cloisons.

c. Cloison intérieure à double paroi :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Enduit de plâtre	1.5	10	0.15
2-Brique creux	10	-	0.9
3-Ame d'air	5	-	-
4-Brique creux	15	-	1.3
5-Enduit de plâtre	1.5	10	0.15

G =	2.50	(KN/m²)
------------	-------------	---------------------------

Tab. II.7. charge permanente des cloisons intérieures à doubles parois.

II.8. Descente de charges :

On appelle descente de charges, l'opération qui consiste à calculer pour tous les éléments porteurs de la construction ; qu'il supportant au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

➤ **Etapas de calcul :**

Les étapes de pré dimensionnement sont :

- Le choix du poteau le plus sollicité.
- Le calcul de la surface reprise par ce poteau.
- La détermination des efforts repris par ce poteau à l'ELU et on fait vérification à l'RPA 2003.

a- poteau d'angle (A-5):

❖ Plancher terrasse :

- Charges permanentes :
- poids du plancher terrasse :
 $1.3 \times 1.55 \times 6.185 = 12.46 \text{ KN}$
- poids du poteau :
 $0.5 \times 0.45 \times 3.1 \times 25 = 17.44 \text{ KN}$
- poids poutre longitudinale :
 $0.3 \times 0.3 \times 1.55 \times 25 = 3.49 \text{ KN}$
- poids poutre transversale :
 $0.3 \times 0.4 \times 1.3 \times 25 = 3.9 \text{ KN}$
- poids de l'acrotère :
 $0.069 \times 25 \times [1.75 + 1.6] = 5.78 \text{ KN}$
- Surcharge d'exploitation :
 $Q = 1.85 \times 1.6 \times 1 = 2.96 \text{ KN}$

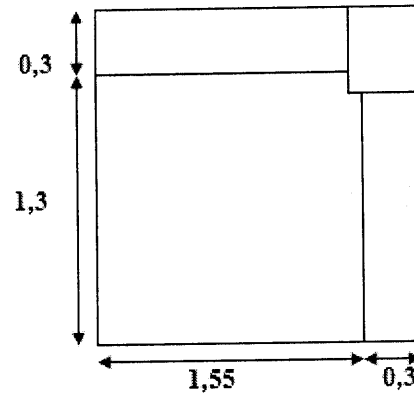


Fig. II.9. dimensions de la section revenant au poteau d'angle.

❖ Plancher étage (RDC,9^{eme} étage) :

- Charge permanente :
- poids du plancher :
 $5.4 \times 1.55 \times 1.3 = 10.88 \text{ KN}$
- Surcharge d'exploitation :
 $Q = 1.55 \times 1.3 \times 1.5 = 3.02 \text{ KN}$

❖ Sous-sol (dalle pleine) :

- Charge permanente :
- poids du plancher :
 $1.3 \times 1.55 \times 6.6 = 13.3 \text{ KN}$
- Surcharge d'exploitation :
 $Q_{\text{sous sol}} = 1.3 \times 1.55 \times 1.5 = 3.02 \text{ KN}$

N° du niveau	Elément	Surcharge avant dégression	Coefficient de dégression	chargement après dégression	
				G(KN)	Q(KN)
N ₀	Plancher terrasse			12.46	
	Poutre longitudinale			3.49	
	Poutre transversale			3.9	
	Acrotère			5.78	
	Charge d'exploitation	2.96	1		2.96
	Total				25.63

Pré dimensionnement et descente des charges | 2015

N ₁	Venant de N ₀			25.63	2.96
	Poids du poteau			17.44	
	Poids murs			21.52	
	Total			64.60	2.96
N ₂	Venant de N ₁			64.60	2.96
	Plancher étage			10.88	
	Poutre longitudinale			3.49	
	Poutre transversale			3.9	
	Charge d'exploitation	3.02	1		3.02
	Total			82.87	5.98
N ₃	Venant de N ₂			82.87	5.98
	Poids poteau			17.44	
	Poids murs			21.52	
	Total			121.83	5.98
N ₄	Venant de N ₃			121.83	5.98
	Plancher étage			10.88	
	Poutre longitudinale			3.49	
	Poutre transversale			3.9	
	Charge d'exploitation	3.02	0.9		2.718
	Total			140.1	8.70
N ₅	Venant de N ₄			140.1	8.70
	Poids poteau			17.44	
	Poids murs			21.52	
	Total			179.06	8.70
N ₆	Venant de N ₅			179.06	8.70
	Plancher étage			10.88	
	Poutre longitudinale			3.49	
	Poutre transversale			3.9	
	Charge d'exploitation	3.02	0.8		2.416
	Total			197.33	11.12
N ₇	Venant de N ₆			197.33	11.12

Pré dimensionnement et descente des charges | 2015

	Poids poteau			17.44	
	Poids murs			21.52	
	Total			236.29	11.12
N ₈	Venant de N ₇			236.29	11.12
	Plancher étage			10.88	
	Poutre longitudinale			3.49	
	Poutre transversale			3.9	
	Charge d'exploitation	3.02	0.7		2.114
	Total			254.56	13.234
N ₉	Venant de N ₈			254.56	13.234
	Poids poteau			17.44	
	Poids murs			21.52	
	Total			293.52	13.234
N ₁₀	Venant de N ₉			293.52	
	Plancher étage			10.88	
	Poutre longitudinale			3.49	
	Poutre transversale			3.9	
	Charge d'exploitation	3.02	0.6		1.812
	Total			311.80	15.046
N ₁₁	Venant de N ₁₀			311.80	15.046
	Poids poteau			17.44	
	Poids murs			21.52	
	Total			350.76	15.046
N ₁₂	Venant de N ₁₁			350.76	15.046
	Plancher étage			10.88	
	Poutre longitudinale			3.49	
	Poutre transversale			3.9	
	Charge d'exploitation	3.02	0.5		1.51
	Total			369.03	16.56
N ₁₃	Venant de N ₁₂			369.03	16.56
	Poids poteau			17.44	

Pré dimensionnement et descente des charges | 2015

	Poids murs			21.52	
	Total			407.99	16.56
N14	Venant de N13			407.99	16.56
	Plancher étage			10.88	
	Poutre longitudinale			3.49	
	Poutre transversale			3.9	
	Charge d'exploitation	3.02	0.5		1.51
	Total			426.26	18.07
N15	Venant de N14			426.26	18.07
	Poids poteau			17.44	
	Poids murs			21.52	
	Total			465.22	18.07
N16	Venant de N15			465.22	18.07
	Plancher étage			10.88	
	Poutre longitudinale			3.49	
	Poutre transversale			3.9	
	Charge d'exploitation	3.02	0.5		1.51
	Total			483.50	19.58
N17	Venant de N16			483.50	19.58
	Poids poteau			17.44	
	Poids murs			21.52	
	Total			522.46	19.58
N18	Venant de N17			522.46	19.58
	Plancher étage			10.88	
	Poutre longitudinale			3.49	
	Poutre transversale			3.9	
	Charge d'exploitation	3.02	0.5		1.51
	Total			540.73	21.09
N19	Venant de N18			540.73	21.09
	Poids poteau			17.44	
	Poids murs			21.52	

	Total			579.70	21.09
N ₂₀	Venant de N ₁₉			579.70	21.09
	Plancher étage (Dalle plein)			13.3	
	Poutre longitudinale			3.49	
	Poutre transversale			3.9	
	Charge d'exploitation	3.02	0.5		1.51
	Total			600.39	22.6
N ₂₁	Venant de N ₂₀			600.39	22.6
	Poids poteau			17.44	
	Poids murs			21.52	
	Total			639.35	22.6
N ₂₂	Venant de N ₂₁			639.35	22.6
	Plancher étage (Dalle plein)			13.3	
	Poutre longitudinale			3.49	
	Poutre transversale			3.9	
	Charge d'exploitation	3.02	0.5		1.51
	Total			660.04	24.11
N ₂₃	Venant de N ₂₂			660.04	24.11
	Poids poteau			17.44	
	Poids murs			21.52	
	Total			700	24.11

Tab. II.8.descente des charges pour le poteau d'angle.

• Dimensionnement de la section du poteau :

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35(700) + 1.5(24.11) = 981.16 \text{KN}$$

$$N_s = G + Q = 700 + 24.11 = 724.11 \text{KN}$$

Ces résultats doivent être majorés de 10% suivant les règles BAEL91 :

$$N_u = 1,1 \times 981.16 = 1079.276 \text{KN}$$

$$N_s = 1,1 \times 724.11 = 796.52 \text{KN}$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[\frac{1}{\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_s} + \frac{f_e}{100\gamma_s}} \right]$$

$$B_r \geq 0.075 N_u \Rightarrow B_r \geq 0.075 \times 1.079 = 0.081 \text{ m}^2$$

On a: $B_r = (h-0.02)(b-0.02)$

Si on fixe $b = 0.45 \text{ m}$

$$B_r = (h-0.02)(0.45-0.02) = 0.43(h-0.02).$$

Donc : $B_r = 0.43(h-0.02) \geq 0.081 \text{ m}^2 \Rightarrow h \geq 0.24 \text{ m}$

On prend $h = 0.45 \text{ m}$

$$B_r = (0.45-0.02)(0.45-0.02) = 0.185 \text{ m}^2 \geq 0.081 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **Vérification vis-à-vis le flambement :**

D'après les règles BAEL91 ; l'élancement géométrique λ est donnée par la relation suivante :

$$\lambda = L_f / i$$

Avec : L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7L_0$ pour un poteau encastré à une extrémité et appuyé sur l'autre côté)

i : rayon de giration.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad , \quad \text{avec : } I : \text{moment d'inertie.}$$

B : section du béton

$$I = \frac{hb^3}{12} \Rightarrow i = \frac{b}{\sqrt{12}} \quad \text{d'où: } \lambda = L_f / i = 0.7 \times L_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0.7 \times 3.10 \times \frac{\sqrt{12}}{0.45} = 16.70.$$

$$\lambda = 16.70 < 35 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

• **Vérification vis-à-vis l'RPA99/ V 2003 :**

$$h > 25 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$b > \frac{h_e}{20} \Rightarrow b = 45 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 15.50 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{45}{45} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc, la section du Poteau est: $(b \times h) = (45 \times 45)$



b- poteau central (E-11):

❖ **Plancher terrasse :**

- Charges permanentes :
- poids du plancher terrasse :
 $(2.19 + 2.19) \times (1.625 + 0.98) \times 6.185 = 70.57 \text{ KN}$
- poids du poteau :
 $0.5 \times 0.45 \times 3.1 \times 25 = 17.44 \text{ KN}$
- poids poutre longitudinale :
 $0.3 \times 0.3 \times (1.625 + 0.98) \times 25 = 5.86 \text{ KN}$
- poids poutre transversale :
- Surcharge d'exploitation :
 $Q = (2.19 + 0.3 + 2.19) \times (1.625 + 0.3 + 0.98 \times 1) = 13.6 \text{ KN}$

❖ **Plancher étage (RDC,9^{eme} étage) :**

- Charge permanente :
- Poids du plancher :
 $(2.19 + 2.19) \times (1.625 + 0.98) \times 5.4 = 61.61 \text{ KN}$
- Surcharge d'exploitation :
 $Q = 4.38 \times 2.61 \times 1.5 = 17.15 \text{ KN}$

❖ **Sous-sol (dalle pleine) :**

- Charge permanente :
- poids du plancher :
 $4.38 \times 2.61 \times 6.6 = 75.45 \text{ KN}$
- Surcharge d'exploitation :
 $Q_{\text{sous sol}} = 4.38 \times 2.61 \times 1.5 = 17.15 \text{ KN.}$

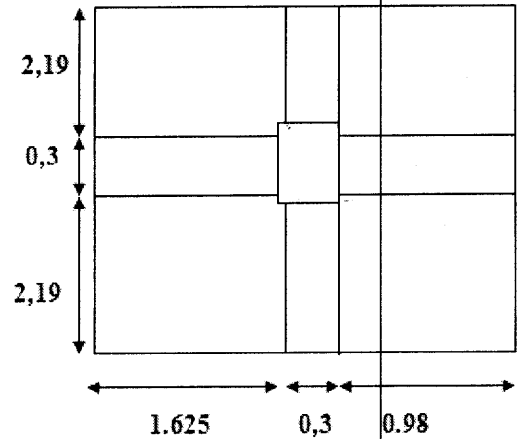


Fig. II.10. dimensions de la section revenant au poteau central.

N ⁰ du niveau	Elément	Surcharge avant dégression	Coefficient de dégression	chargement après dégression	
				G (KN)	Q(KN)
N ₀	Plancher Terrasse			70,57	
	Poutre transversale			13,14	
	Poutre longitudinale			5,86	
	Charge d'exploitation	13,6	1		13,6
Total				89,57	13,6
N ₁	Venant de N ₀			89,57	13,6
	Poids Poteau			17,44	
Total				107,01	13,6
N ₂	Venant de N ₁			107,01	
	Plancher étage			61,61	
	Poutre longitudinale			5,86	
	Poutre transversale			13,14	

Pré dimensionnement et descente des charges | 2015

	Charge d'exploitation	17,15	1		17,15
Total				187,62	30,75
N ₃	Venant de N ₂			187,62	
	Poids Poteau			17,44	
Total				205,06	30,75
N ₄	Venant de N ₃			205,06	
	Plancher étage			61,61	
	Poutre longitudinale			5,86	
	Poutre transversale			13,14	
	Charge d'exploitation	17,15	0,9		15,44
Total				285,67	46,19
N ₅	Venant de N ₄			285,67	46,19
	Poids Poteau			17,44	
Total				303,11	46,19
N ₆	Venant de N ₅			303,11	46,19
	Plancher étage			61,61	
	Poutre longitudinale			5,86	
	Poutre transversale			13,14	
	Charge d'exploitation	17,15	0,8		13,72
Total				383,72	59,91
N ₇	Venant de N ₆			383,72	59,91
	Poids Poteau			17,44	
Total				401,16	59,91
N ₈	Venant de N ₇			401,16	59,91
	Plancher étage			61,61	
	Poutre longitudinale			5,86	
	Poutre transversale			13,14	
	Charge d'exploitation	17,15	0,7		11,96
Total				481,77	71,87
N ₉	Venant de N ₈			481,77	71,87
	Poids Poteau			17,44	
Total				499,21	71,87
N ₁₀	Venant de N ₉			499,21	71,87
	Plancher étage			61,61	
	Poutre longitudinale			5,86	
	Poutre transversale			13,14	
	Charge d'exploitation	17,15	0,6		10,29
Total				579,82	82,16
N ₁₁	Venant de N ₁₀			579,82	82,16
	Poids Poteau			17,44	
Total				597,26	82,16
N ₁₂	Venant de N ₁₁			597,26	82,16

Pré dimensionnement et descente des charges | 2015

	Plancher étage			61,61	
	Poutre longitudinale			5,86	
	Poutre transversale			13,14	
	Charge d'exploitation	17,15	0,5		8,56
Total				677,87	90,72
N ₁₃	Venant de N ₁₂			677,87	90,72
	Poids Poteau			17,44	
Total				695,31	90,72
N ₁₄	Venant de N ₁₃			695,31	90,72
	Plancher étage			61,61	
	Poutre longitudinale			5,86	
	Poutre transversale			13,14	
	Charge d'exploitation	17,15	0,5		8,56
Total				775,92	99,28
N ₁₅	Venant de N ₁₄			775,92	99,28
	Poids Poteau			17,44	
Total				793,36	99,28
N ₁₆	Venant de N ₁₅			793,36	99,28
	Plancher étage			61,61	
	Poutre longitudinale			5,86	
	Poutre transversale			13,14	
	Charge d'exploitation	17,15	0,5		8,56
Total				873,97	107,84
N ₁₇	Venant de N ₁₆			873,97	107,84
	Poids Poteau			17,44	
Total				891,41	107,84
N ₁₈	Venant de N ₁₇			891,41	107,84
	Plancher étage			61,61	
	Poutre longitudinale			5,86	
	Poutre transversale			13,14	
	Charge d'exploitation	17,15	0,5		8,56
Total				972,02	116,4
N ₁₉	Venant de N ₁₈			972,02	116,4
	Poids Poteau			17,44	
Total				989,46	116,4
N ₂₀	Venant de N ₁₉			989,46	116,4
	Plancher étage			75,45	
	Poutre longitudinale			5,86	
	Poutre transversale			13,14	
	Charge d'exploitation	17,15	0,5		8,56
Total				1083,91	124,96
N ₂₁	Venant de N ₂₀			1083,91	124,96

Total				1083,91	124,96
N ₂₁	Venant de N ₂₀			1083,91	124,96
	Poids Poteau			17,44	
Total				1101,35	124,96
N ₂₂	Venant de N ₂₁			1101,35	124,96
	Plancher étage			75,45	
	Poutre longitudinale			5,86	
	Poutre transversale			13,14	
	Charge d'exploitation	17,15	0,5		8,575
Total				1195,8	133,53
N ₂₃	Venant de N ₁₇			1195,8	133,53
	Poids Poteau			17,44	
Total				1213,24	133,53

Tab. II.9. descente des charges pour le poteau central.

• Dimensionnement de la section du poteau :

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35(1213.24) + 1.5(133.53) = 1838,17\text{KN}$$

$$N_s = G + Q = 1213.24 + 133.53 = 1346,77\text{KN}$$

Ces résultats doivent être majorés de 10% suivant les règles BAEL91 :

$$N_u = 1,1 \times 1838,17 = 2021,98 \text{ KN}$$

$$N_s = 1,1 \times 1346,77 = 1481,45\text{KN}$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[\frac{1}{\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_s} + \frac{f_e}{100\gamma_s}} \right]$$

$$B_r \geq 0.075 N_u \Rightarrow B_r \geq 0.075 \times 2.02198 = 0.15 \text{ m}^2$$

On a: $B_r = (h-0.02) (b-0.02)$

Si on fixe $b = 0.45 \text{ m}$

$$B_r = (h-0.02) (0.55-0.02) = 0.43 (h-0.02).$$

$$\text{Donc : } B_r = 0.43 (b-0.02) \geq 0.15 \text{ m}^2 \Rightarrow b \geq 0.37\text{m}$$

On prend $h = 0.55\text{m}$

$$B_r = (0.45-0.02) (0.55-0.02) = 0.228\text{m}^2 \geq 0.15\text{m}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

• Vérification vis-à-vis le flambement :

D'après les règles BAEL91 ; l'élançement géométrique λ est donnée par la relation suivante :

$$\lambda = L_f / i$$

Avec : L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7L_0$ pour un poteau encasté à une extrémité et appuyé sur l'autre côté)

i : rayon de giration.

B : section du béton

$$I = \frac{hb^3}{12} \Rightarrow i = \frac{b}{\sqrt{12}} \text{ d'où: } \lambda = L_f/i = 0.7 \times L_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0.7 \times 3.10 \times \frac{\sqrt{12}}{0.45} = 16.7$$

$$\lambda = 16.7 < 35 \dots \dots \dots \text{CV}$$

• Vérification vis-à-vis l'RPA99/ V 2003 :

$$h > 25 \text{ cm} \Rightarrow h = 55 > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$b > \frac{h_e}{20} \Rightarrow b = 45 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 15.50 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{55}{45} = 0.82 < 4 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc : on adopte la section du Poteau central : (b×h) = (55×50)

c- poteau de rive (E-12) :

❖ Plancher terrasse :

- Charges permanentes :

- poids du plancher terrasse :

$$(2.09 + 2.09) \times 0.975 \times 6.185 = 25.21 \text{ KN}$$

- poids du poteau :

$$0.5 \times 0.45 \times 3.1 \times 25 = 17.44 \text{ KN}$$

- poids poutre longitudinale :

$$0.3 \times 0.3 \times 0.975 \times 25 = 2.2 \text{ KN}$$

- poids poutre transversale :

$$0.3 \times 0.4 \times 4.18 \times 25 = 12.54 \text{ KN}$$

- poids de l'acrotère :

$$0.069 \times 25 \times 4.48 = 7.73 \text{ KN}$$

- Surcharge d'exploitation :

$$Q = (4.48 + 1.275) \times 1 = 5.71 \text{ KN}$$

❖ Plancher étage (RDC,9^{ème} étage) :

- Charge permanente :

- poids du plancher :

$$5.4 \times (2.09 + 2.09) \times 0.975 = 22.01 \text{ KN}$$

- Surcharge d'exploitation :

$$Q = 4.18 \times 0.975 \times 1.5 = 6.11 \text{ KN}$$

❖ Sous-sol (dalle pleine) :

- Charge permanente :

- poids du plancher :

$$4.18 \times 0.975 \times 6.6 = 26.89 \text{ KN}$$

- Surcharge d'exploitation :

$$Q_{\text{sous sol}} = 4.18 \times 0.975 \times 1.5 = 6.11 \text{ KN}$$

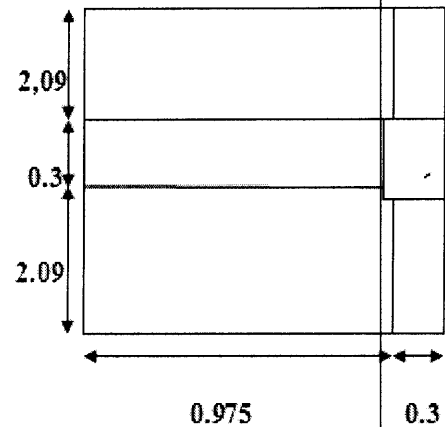


Fig. II.11. Dimension de la section revenant au poteau central.

N° du niveau	Elément	Surcharge avant dégression	Coefficient de dégression	chargement après dégression	
				G (KN)	Q(KN)
N ₀	Plancher Terrasse			25,21	
	Poutre transversale			12,54	
	Poutre longitudinale			2,2	
	Poids de l'acrotère			7,73	
	Charge d'exploitation	5,71	1		5,71
Total				47,68	5,71
N ₁	Venant de N ₀			47,68	
	Poids Poteau			17,44	
Total				65,12	
N ₂	Venant de N ₁			65,12	
	Plancher étage			22,01	
	Poutre longitudinale			2,2	
	Poutre transversale			12,54	
	Charge d'exploitation	6,11	1		6,11
Total				101,87	11,82
N ₃	Venant de N ₂			101,87	
	Poids Poteau			17,44	
Total				119,31	11,82
N ₄	Venant de N ₃			119,31	
	Plancher étage			22,01	
	Poutre longitudinale			2,2	
	Poutre transversale			12,54	
	Charge d'exploitation	6,11	0,9		5,5
Total				156,06	17,32
N ₅	Venant de N ₄			156,06	17,32
	Poids Poteau			17,44	
Total				173,5	17,32
N ₆	Venant de N ₅			173,5	17,32
	Plancher étage			22,01	
	Poutre longitudinale			2,2	
	Poutre transversale			12,54	
	Charge d'exploitation	6,11	0,8		4,9

Pré dimensionnement et descente des charges | 2015

Total				210,25	4,9
N ₇	Venant de N ₆			210,25	22,22
	Poids Poteau			17,44	
Total				227,69	22,22
N ₈	Venant de N ₈			227,69	22,22
	Plancher étage			22,01	
	Poutre longitudinale			2,2	
	Poutre transversale			12,54	
	Charge d'exploitation	6,11	0,7		4,28
Total				264,44	26,5
N ₉	Venant de N ₈			264,44	26,5
	Poids Poteau			17,44	
Total				281,88	26,5
N ₁₀	Venant de N ₉			281,88	26,5
	Plancher étage			22,01	
	Poutre longitudinale			2,2	
	Poutre transversale			12,54	
	Charge d'exploitation	6,11	0,6		3,67
Total				318,63	30,17
N ₁₁	Venant de N ₁₀			318,63	30,17
	Poids Poteau			17,44	
Total				336,07	30,17
N ₁₂	Venant de N ₁₁			336,07	30,17
	Plancher étage			22,01	
	Poutre longitudinale			2,2	
	Poutre transversale			12,54	
	Charge d'exploitation	6,11	0,5		3,02
Total				372,82	33,19
N ₁₃	Venant de N ₁₂			372,82	33,19
	Poids Poteau			17,44	
Total				390,26	33,19
N ₁₄	Venant de N ₁₃			390,26	33,19
	Plancher étage			22,01	
	Poutre longitudinale			2,2	
	Poutre transversale			12,54	
	Charge d'exploitation	6,11	0,5		3,02
Total				427,01	36,21

Pré dimensionnement et descente des charges | 2015

N ₁₅	Venant de N ₁₄			427,01	36,21
	Poids Poteau			17,44	
Total				444,45	36,21
N ₁₆	Venant de N ₁₅			444,45	36,21
	Plancher étage			22,01	
	Poutre longitudinale			2,2	
	Poutre transversale			12,54	
	Charge d'exploitation	6,11	0,5		3,02
Total				481,2	39,23
N ₁₇	Venant de N ₁₆			481,2	39,23
	Poids Poteau			17,44	
Total				498,64	39,23
N ₁₈	Venant de N ₁₇			498,64	39,23
	Plancher étage			22,01	
	Poutre longitudinale			2,2	
	Poutre transversale			12,54	
	Charge d'exploitation	6,11	0,5		3,02
Total				535,39	42,25
N ₁₉	Venant de N ₁₈			535,39	42,25
	Poids Poteau			17,44	
Total				552,83	42,25
N ₂₀	Venant de N ₁₉			552,83	42,25
	Plancher étage			26,89	
	Poutre longitudinale			2,2	
	Poutre transversale			12,54	
	Charge d'exploitation	6,11	0,5		3,02
Total				594,46	45,27
N ₂₁	Venant de N ₂₀			594,46	45,27
	Poids Poteau			17,44	
Total				611,9	45,27
N ₂₂	Venant de N ₂₁			611,9	45,27
	Plancher étage			26,89	
	Poutre longitudinale			2,2	
	Poutre transversale			12,54	
	Charge d'exploitation	6,11	0,5		3,055
Total				653,53	48,325
N ₂₃	Venant de N ₁₇			653,53	48,325

Total			653,53	48,325
N ₂₃	Venant de N ₁₇		653,53	48,325
	Poids Poteau		17,44	
Total			670,97	48,325

Tab. II.10. descente des charges pour le poteau de rive.

• Dimensionnement de la section du poteau :

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35(670,97) + 1.5(48,325) = 978,3 \text{ KN}$$

$$N_s = G + Q = 670,97 + 48,325 = 719,3 \text{ KN}$$

Ces résultats doivent être majorés de 10% suivant les règles BAEL91 :

$$N_u = 1,1 \times 978,3 = 1076,13 \text{ KN}$$

$$N_s = 1,1 \times 719,3 = 791,23 \text{ KN}$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[\frac{1}{\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_s} + \frac{f_e}{100\gamma_s}} \right]$$

$$B_r \geq 0.075 N_u \Rightarrow B_r \geq 0.075 \times 1.07613 = 0.08 \text{ m}^2$$

On a: $B_r = (h-0.02)(b-0.02)$

Si on fixe $b = 0.45 \text{ m}$

$$B_r = (h-0.02)(0.45-0.02) = 0.43(h-0.02).$$

$$\text{Donc } B_r = 0.43(h-0.02) \geq 0.08 \text{ m}^2 \Rightarrow h \geq 0.24 \text{ m}$$

On prend $h = 0.45 \text{ m}$

$$B_r = (0.45-0.02)(0.45-0.02) = 0.185 \text{ m}^2 \geq 0.08 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

• Vérification vis-à-vis le flambement :

D'après les règles BAEL91 ; l'élanement géométrique λ est donnée par la relation suivante :

$$\lambda = L_f / i$$

Avec : L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7L_0$ pour un poteau encasté à une extrémité et appuyé sur l'autre côté)

i : rayon de giration.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad , \quad \text{avec : } I : \text{moment d'inertie.}$$

B : section du béton

$$I = \frac{hb^3}{12} \Rightarrow i = \frac{b}{\sqrt{12}} \text{ d'où: } \lambda = L_f / i = 0.7 \times L_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0.7 \times 3.10 \times \frac{\sqrt{12}}{0.45} = 16.70.$$

$$\lambda = 16.70 < 35 \dots\dots\dots \text{CV}$$

• Vérification vis-à-vis l'RPA99/ V 2003 :

$$h > 25 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{45}{45} = 1 < 4 \dots\dots\dots CV$$

Donc : on adopte la section du Poteau : $(b \times h) = (45 \times 45)$.

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

Le règlement **RPA99 (art 7.4.3.1 page 74)** préconise les vérifications prescrites par le CBA 93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

N_d = effort normal de calcul.

B_c : la section brute de poteau.

❖ **Calcul des sections des poteaux :**

- Pour une section rectangulaire : $B_r = (b-0.02) (a-0.02)$.
- Pour tenir compte de l'effet sismique on prend une majoration dynamique de 1.2.
- Pour tenir compte de la discontinuité des différents éléments de plancher ainsi que celle des travées on doit majorer les charges évaluées en multipliant par un coefficient β .
- On se fixe un élancement mécanique $\lambda=35$ pour diminuer le risque de flambement.

	Nu	$N_U \cdot \beta$	B_r (cm ²)	a (cm)	b (cm)	$a \times 1,2$	$b \times 1,2$	B (cm ²)	B_{adop}	v	$v \leq 0.3$
9	164.86	181.35	0.014	0.30	0.07	0.36	0.08	0.03	40×35	0.05	Vérifiée
8	322.95	355.25	0.027	0.30	0.12	0.36	0.14	0.05	40×35	0.1	Vérifiée
7	478.48	526.33	0.039	0.30	0.14	0.36	0.2	0.072	40×35	0.15	Vérifiée
6	631.43	694.57	0.052	0.35	0.18	0.42	0.22	0.09	45×40	0.15	Vérifiée
5	781.74	859.91	0.064	0.35	0.21	0.42	0.3	0.126	45×40	0.19	Vérifiée
4	929.54	1022.49	0.077	0.35	0.25	0.42	0.3	0.126	45×40	0.23	Vérifiée
3	1074.75	1182.22	0.087	0.40	0.25	0.48	0.3	0.14	50×45	0.21	Vérifiée
2	1219.96	1341.95	0.10	0.40	0.3	0.48	0.36	0.2	50×45	0.24	Vérifiée
1	1335.16	1501.68	0.11	0.40	0.31	0.48	0.4	0.2	50×45	0.26	Vérifiée
RDC	1510.37	1661.41	0.12	0.45	0.3	0.54	0.36	0.2	55×50	0.24	Vérifiée
S/sol2	1655.52	1821.10	0.14	0.45	0.35	0.54	0.42	0.23	55×50	0.26	Vérifiée
S/sol1	1838,17	2021.98	0.15	0.45	0.36	0.54	0.43	0.26	55×50	0.29	Vérifiée

Tab. II.11.la variation de section de poteau.

Le coefficient β égale a 1,1

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

Calcul des éléments secondaires

III .1 Introduction :

Dans toute structure, on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III .2 L'acrotère :

❖ Définition :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il est assimilé à une console encastree au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Il est réalisé en béton armé.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1000 N/ml provoquant un moment de flexion.

La fissuration est préjudiciable puisque ce dernier est exposé aux intempéries donc le calcul se fera a L'ELU et a l'ELS, en flexion composé pour une bande de 1m linéaire.

❖ Dimensionnement et évaluation des charges :

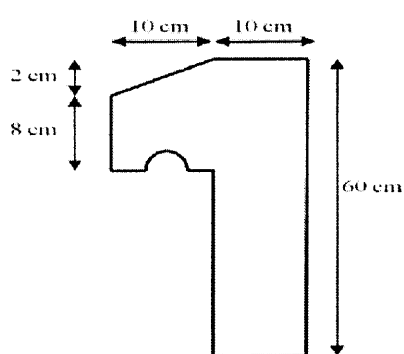


Fig.III.1.coupe transversale de l'acrotère.

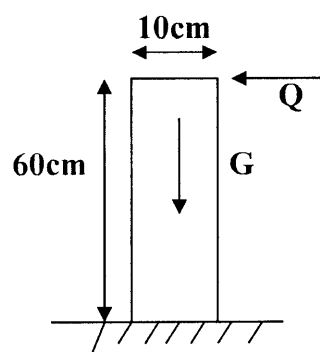


Fig.III.2.schéma statique.

➤ Evaluation des charges :

✓ Charge d'exploitation :

$$Q=1,00\text{kN/ml}$$

✓ Charges permanentes :

Surface de l'acrotère : $S = [(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.08) + (0.1 \times \frac{0.02}{2})] = 0.069 \text{m}^2$.

$G = 0,069 \times 25 = 1,725 \text{ KN/ml}$

➤ Calcul des sollicitations :

a) Sous les charges statiques :

	Effort normal	Moment de flexion	Effort tranchant
ELU	$N_u = 1,35G = 2,33 \text{KN}$	$M_u = 1,5Qh = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{KNml}$	$V_u = 1,5Q = 1,5 \text{KN}$
ELS	$N_s = G = 1,725 \text{KN}$	$M_s = Qh = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{KNml}$	$V_s = Q = 1 \text{KN}$

Tab .III.1. sollicitation statique de l'acrotère.

b) Sous l'action sismique :

Selon le RPA99 (art : 6.2 .3), l'acrotère doit être calculé sous l'action des charges horizontales selon la formule :

$$F_p = 4AC_p w_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés

$[A=0,15]$zone **II a**, groupe d'usage 2.

C_p : Facteur des forces horizontales données par le tableau (6-1) ... $[C_p=0,8]$.

w_p : Poids de l'acrotère = 1,725kN

$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.725 = 0.82228 \text{ N/ml}$

Les résultats obtenus dans les deux cas sont :

G	$N_G = 1.725 \text{KN}$	$M_G = 0 \text{KN}$	$V_G = 0 \text{KN}$
Q	$N_Q = 0 \text{KN}$	$M_Q = 0.6 \text{KN}$	$V_Q = 1 \text{KN}$
F_p	$N_{F_p} = 0 \text{KN}$	$M_{F_p} = 0.6 \times 0.828 \times 0.497 \text{ KNml}$	$V_{F_p} = F_p = 0.828 \text{KN}$

Tab.III.2. sollicitation sismique à l'acrotère.

On a : $F_p \leq Q$

Alors, le ferrailage sera donné par les sollicitations du deuxième cas qui sont :

Poids propre	surcharges	Un moment	Un effort tranchant
$N_G = 1,725 \text{KN}$	$Q = 1 \text{KN/ml}$	$M_Q = 0,6 \text{KN/ml}$	$V_Q = 1 \text{KN /ml}$

Tab.III.3. sollicitation de ferrailage.

❖ Calcul a l'état limite ultime(ELU):

✓ Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,33} = 0,386\text{m} \\ e_1 &= \frac{h_t}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016\text{m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_1 < e_0, \text{ donc la section est partiellement comprimée}$$

✓ L'excentricité additionnelle: e_a [art .A4 ,3.5.BAEL91]

$$e_a = \max (2\text{cm}; h/250) = 2\text{cm}$$

➤ La vérification au flambement :

$$\lambda_{max} \leq \max \left(50, \min \left[\frac{67e_0}{h}, 100 \right] \right)$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec:} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}, \quad B = b \times h$$

l_f : La longueur de flambement :

$$l_f = 2 l_0 = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m (console)}$$

I : moment d'inertie avec $I = \frac{b h^3}{12}$

i : rayon de giration de la section transversal.

$$i = 0,0288 \Rightarrow \lambda = 41,57 \text{ Donc } \lambda \leq \max (50, \min [258,62 ; 100])$$

$$\lambda = 41,57 \leq \max (50 ; 100) = 100 \dots\dots\dots\text{CV}$$

Donc, il n'ya pas de risque de flambement.

➤ sollicitation majorées :

$$N_{uG}^* = \delta_f \times N_u$$

$$M_{uG}^* = N_{uG} (e_0 + e_a)$$

δ_f : le coefficient de majoration.

✓ Calcul du coefficient de majoration : « δ_f » [art. A4, 3.5.BAEL91]

$$\delta_f = \begin{cases} \min \left[1 + 0,15 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \cdot \frac{h}{e_0} ; 1,4 \right] & \text{si } \frac{e_0}{h} > 0,75 \\ 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{si } \frac{e_0}{h} \leq 0,75 \end{cases}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0,386}{0,1} = 3,86 > 0,75$$

Donc : $\delta_f = \min(1.055; 1.4) = 1.055$

$$N_{uG}^* = 2.46 \text{ KN}$$

$$M_{uG}^* = 0.998 \text{ KN.m} \approx 1.0 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul du ferrailage :**

Pour le calcul des armatures, on peut admettre que la section est soumise à une flexion simple, sous l'effet d'un moment fictif (M_{ua}^*) est égal au moment par rapport aux armatures tendues :

✓ **Calcul le moment fictif : (M_{ua}^*)**

$$M_{ua}^* = M_{uG}^* + N_{uG}^* \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1 + 2.46 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 1.074 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul à la Flexion simple:**

$$\sigma_{bu} = f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPA} \approx 14.2 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

✓ **Le moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}^*}{b f_{bu} d^2} = \frac{1.074 \cdot 10^{-3}}{(0.08)^2 \cdot 14.2} = 0.0118$$

$$\mu_u = 0.0118 < A'_s = 0 \text{ m}^2$$

On a $\mu_u < 0.275$

Donc on applique la méthode simplifiée :

$$z_b = d(1 - 0.6\mu_u) = 7.94 \text{ cm}$$

$$A_{ul} = \frac{M_{ua}^*}{z \sigma_s} = 0.39 \text{ cm}^2$$

➤ **calcul à la flexion composée :**

$$A_u = A_{ul} - \left(\frac{N_{uG}^*}{\sigma_s} \right) = 0.32 \text{ cm}^2$$

✓ **calcul à l'état limite service (ELS) :**

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_{ser}^*}{N_{ser}^*} = \frac{0.6}{1.725} = 0.347 \text{ m} \\ e_1 &= \frac{h_t}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016 \text{ m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_1 < e_0, \text{ donc la section est partiellement comprimée.}$$

❖ calcul du ferrailage :

➤ Calcul a la flexion simple :

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

$$\sigma_{st} = \min(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) = 201,63 \text{ MPa} \text{ .la fissuration est préjudiciable avec :}$$

$$\eta = 1,6 \text{ pour les barres HA.}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{\eta \bar{\sigma}_{bc}}{\bar{\sigma}_s + \eta \bar{\sigma}_{bc}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201,63} = 0,527$$

 ✓ Calcul du moment fictif : « M_{sa} »

$$N_{sG}^* = \delta_f \times N_s = 1,82 \text{ KN}$$

$$M_{sG}^* = N_{sG} (e_0 + e_a) = 0,74 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa}^* = N_{sG}^* (d - \frac{h}{2}) + M_{sG}^* = 1,72 (0,08 - \frac{0,1}{2}) + 0,74 = 0,792 \text{ KN.m.}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\alpha} (1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}) b_a d^2 \bar{\sigma}_{bc} = 20,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{sG}^* < M_{rb} \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{M_{sG}^*}{b \times d^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{0,74}{1 \times 201,63 \times 10^{-3} \times 80^2} = 0,000573$$

Donc : les calculs sont faits par la méthode simplifiée.

$$Z_{b1} = \frac{15}{16} d \frac{40\mu + 1}{54\mu + 1} = 7,44 \text{ cm}$$

$$A_{s1} = \frac{M_{sa}^*}{Z_{b1} \bar{\sigma}_s} = \frac{0,792 \times 10}{0,0744 \times 201,63} = 0,528 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s1} - \frac{N_{sG}^*}{\bar{\sigma}_s} = 0,528 - \frac{1,82 \times 10}{201,63} = 0,438 \text{ cm}^2.$$

❖ Vérification:

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

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

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,08 \times 2,1}{400} \times 10^4 = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{Su}, A_{Sser}, A_{Smin})$$

$$A_s = \max(0,32, 0,438, 0,966) = 0,966 \text{ cm}^2$$

On adopte: $4\Phi 6 (A_s = 1,13 \text{ cm}^2)$.

✓ Vérification au cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \tau_{lu} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec

- Tu : l'effort tranchant maximum.
- b : Largeur de la section de la poutre.
- d : Hauteur utile.

$$T_u = 1,5Ql = 1,5KN$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{1000 \times 80} \times 10^3 = 0,019 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \tau_{lu} \dots\dots\dots CV$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Calcul des armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 1,13 / 4 = 0,28 \text{ cm}^2.$$

On adopte: 3Φ6 (AS = 0,85 cm²)

✓ **L'espaceur maximal:**

$$S_t \leq \text{Min} (3h; 33c m) \Rightarrow S_t \leq \text{min}(30; 33c m).$$

Soit: S_t = 25cm

✓ **Dans le sens le moins sollicité:**

$$S_t \leq \text{min} (4h; 45c m) \Rightarrow S_t \leq \text{min}(40; 45c m) = 40 \text{ cm}$$

Soit: S_t = 25cm.

❖ Schéma de ferrailage :

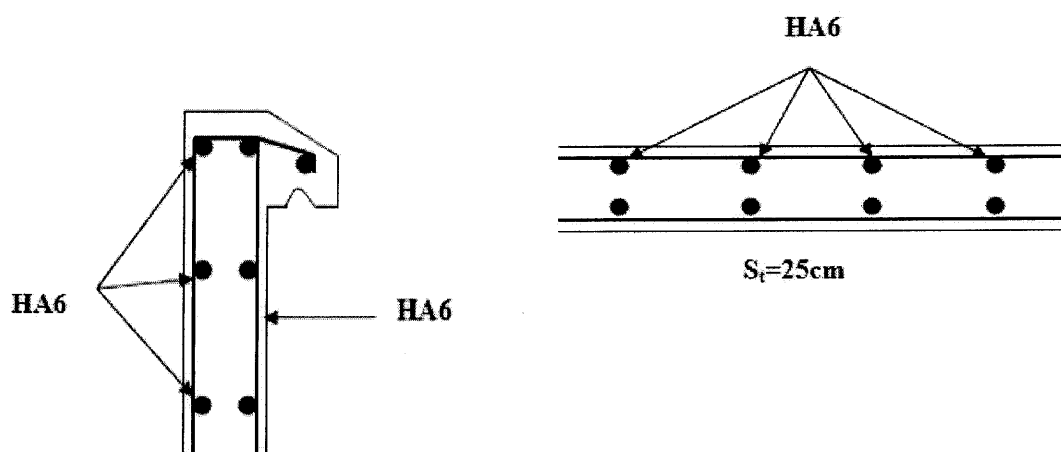


Fig.III.3.ferrailage de l'acrotère.

III.4 Les escaliers :

❖ Pré dimensionnement :

Suivant la formule de Blondel :

$$m = g + 2h \quad ; \quad 22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$$

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

On prend: $\begin{cases} g = 30\text{cm} \\ h = 17\text{cm} \end{cases}$

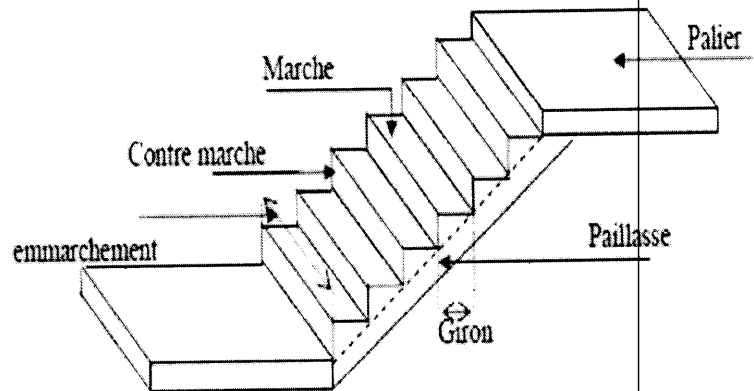


Fig.III.4.schéma d'un escalier.

➤ Vérification de la formule de Blondel :

$$60\text{cm} \leq m \leq 65\text{cm}$$

Ou : $m = 30 + 2 \times 17 = 64 \Rightarrow 60\text{cm} \leq 64 \leq 65\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV}$

• Nombre de contre marche :

$$N_{cm} = \frac{H}{2h} = \frac{310}{34} = 9 \text{ contre marches.}$$

• Nombre des marches :

$$N_m = N_{cm} - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

• La ligne de foulée :

$$L_f = g \times N_m = 0.3 \times 8 = 2.4\text{m.}$$

• L'inclinaison :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_f} = \frac{1.5}{2.5} = 0.645 \Rightarrow \alpha = 32.85^\circ$$

• Longueur de la paillasse :

$$L_p = \sqrt{L_f^2 + H^2} = \sqrt{2.4^2 + 1.55^2} = 2.86.$$

• Epaisseur de la paillasse :

$$\text{De la condition de résistance : } \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{286}{30} \leq e \leq \frac{286}{20}$$

$$9.53\text{cm} \leq e \leq 14.3\text{cm}$$

On adopte : $e = 12\text{cm}$

➤ **Evaluation de charges :**

• **Palier :**

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumiques (KN /m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
Carrelage	0.02	22	0.44
Couche de sable fin	0.02	18	0.36
Poids propre de palier	0.15	25	3.75
Mortier de sable fin <i>de pose</i>	0.02	20	0.40
6-Enduit de ciment	0.02	20	0.4

G	5.35	(KN/m ²)
Q	2.5	(KN/m ²)

Tab.III.4. charge permanente et charge d'exploitation due aux paliers.

• **Paillasse:**

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumiques (KN /m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable fin	0.02	18	0.36
Poids propre de marche	0.085	25	2.12
Poids propre de paillasse	0.12/cos 32.85	25	3.57
Enduit de ciment	0.02	20	0.4

G	7.29	(KN/m ²)
Q	2.5	(KN/m ²)

Tab.III.5. charge permanente et charge d'exploitation due à la paillasse.

❖ Calcul des sollicitations a l'ELU:

- Palier: $G=5.35\text{KN/m}^2$
 $Q=2.5\text{KN/m}^2$
- Paillasse : $G=7.29\text{KN/m}^2$
 $Q=2.5\text{KN/m}^2$

➤ La Charge équivalente:

$$q_e = \frac{q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2 + q_3 \cdot L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

$$= \frac{5.35(1+1.4) + 7.29 \times 2.2}{4.6} = 6.27\text{KN/m.}$$

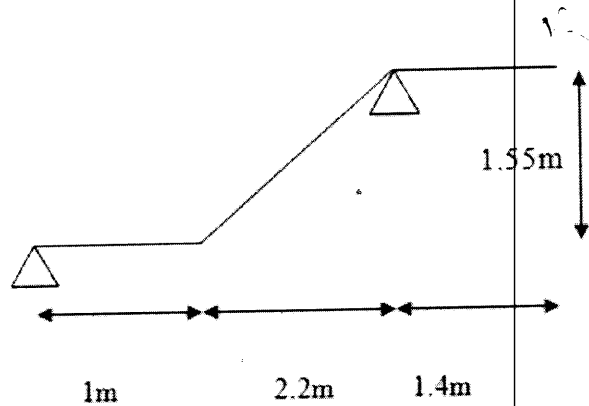


Fig.III.5. Schéma statique

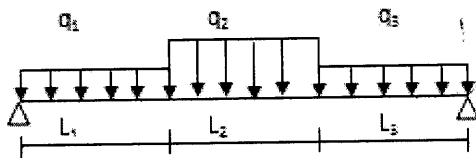


Fig.III.6. la distribution des charges.

➤ Combinaison des charges:

Le calcul se fera pour une bande de 1ml.

- l'ELU:
 $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.27 + 1.5 \times 2.5 = 12.21\text{KN/ml.}$
- l'ELS: $q_s = G + Q = 6.27 + 2.5 = 8.77\text{KN/ml.}$

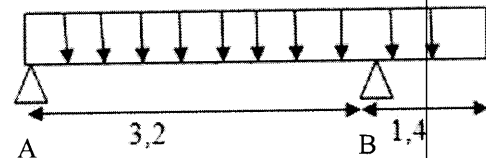


Fig.III.7. Charge équivalente.

➤ Calcul des moments fléchissant:

D'après l'RDM on peut calculer les moments sur appuis et en travées comme suite:

• ELU:

$$\sum F/Y=0 \Rightarrow (3.2+1.4) q_u = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 4.6 \times 12.21 = 56.16\text{KN/m}$$

$$\sum M/Y=0 \Rightarrow R_B \times 3.2 = \frac{4.6^2}{2} q_u$$

$$\Rightarrow R_B = 40.37\text{KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 15.79\text{KN}$$

$$M(x) = R_B(x-1.4) - q_u \frac{x^2}{2} = 40.37(x-1.4) - \frac{12.21}{2} \times x^2$$

on a: $\frac{dM(x)}{dx} = R_B - q_u x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_B}{q_u} = 3.31\text{m}$

$$M_{\max}^t = M(x = 3.3\text{m}) = \frac{12.21 \times 3.31^2}{8} = 16.72\text{KN.m}$$

$$M_B = -12.21 \times \frac{1.4^2}{2} = -12\text{KN.m}$$

$$M_A = 0.5M_t = 8.36\text{KN.m}$$

• **ELS:**

$$\sum F/Y=0 \Rightarrow (3.2+1.4) q_s = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 4.6 \times 8.77 = 40.34\text{KN/ml}$$

$$\sum M/Y=0 \Rightarrow R_B \times 3.2 = \frac{4.6^2}{2} q_s \Rightarrow R_B = 29\text{KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 11.34\text{KN}$$

$$M(x) = R_B(x-1.4) - q_s \frac{x^2}{2} = 29(x-1.4) - \frac{8.77}{2} \times x^2$$

on a: $\frac{dM(x)}{dx} = R_B - q_s x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_B}{q_u} = 3.31\text{m}$

$$M_{\max}^t = M(x = 3.31\text{m}) = \frac{8.77 \times 3.31^2}{8} = 12.01\text{KN.m}$$

$$M_B = -8.77 \times \frac{1.4^2}{2} = -8.59\text{KN.m}$$

$$M_A = 0.5M_t = 6\text{KN.m}$$

	q_e (KN/ml)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
ELU	12.21	16.72	12
ELS	8.77	12.01	8.59

Tab.III.6 sollicitation a l'ELU et a l'ELS.

❖ **Calcul des armatures:**

➤ **Armature longitudinale:**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de 1m, la section du béton est $(b \times h) = (100 \times 12) \text{ cm}^2$.

On a: $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$; $d = 0.9 h$; $\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s}$

$f_{c28}(Mpa)$	θ	$f_{t28}(Mpa)$	γ_b	γ_s	d(m)	$f_{bu}(Mpa)$	$\sigma_s (Mpa)$	$f_e(Mpa)$
25	1	2.1	1.5	1.15	0.13	14.2	348	400

Tab.III.7. données pour le calcul de ferrailage.

- En travée (sur appui) :

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} \Rightarrow \frac{16.72 \times 10^6}{(108)^2 \times 1000 \times 14.2} \Rightarrow \mu = 0.100 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{f_{su} \times \beta_u \times d} ; A_{min} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats sont dans le tableau suivant:

Section	b(cm)	d(cm)	M _u (KN.m)	μ	β_u	Z(cm)	A _{smin}	A _s (cm ²)	A _{adopté}
Travée	100	10.8	16.72	0.10	0.9472	11.96	1.3	4.69	5HA12=5.65
Appui	100	10.8	12	0.072	0.9626	12.65	1.3	3.32	5HA10=3.93

Tab.III.8. résultats de calcul du ferrailage de l'escalier.

- L'espacement maximal :

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 17; 33) \text{ cm} = 33\text{cm}$$

- en travée: $S_t = 20\text{cm} \leq 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$
- sur appui : $S_t = 20\text{cm} \leq 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$

- Armature de répartition :

- En travée : $A_{rep} = A_{ado}/4 = 5.65/4 = 1.41 \text{ cm}^2$; on adopte : 5HA8=2.51 cm².
- Sur appui : $A_{rep} = A_{ado}/4 = 3.93/4 = 0.98 \text{ cm}^2$; on adopte : 4HA8=2.01 cm²

- Vérification au cisaillement: fissuration non préjudiciable

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}.$$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{12.21 \times 3.2}{2} = 19.53 \Rightarrow \tau_u = 1.8\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \dots \dots \dots \text{CV}$$

- Vérification de la flèche :

- ✓ Condition de flèche:

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{12}{320} = 0.0375 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{CNV} \\ \frac{12}{320} = 0.0375 > \frac{16.26}{10 \times 15.62} = 0.106 \dots \dots \text{CV} \\ \frac{5.65}{100 \times 10.8} = 0.005 < \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul de la flèche :**

La flèche Totale est donnée par la formule de BAEL91 comme suite :

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

f_{gv}, f_{gi} : Les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : La flèche due à l'ensemble des charges appliquées au moment de la mise en ouvre des cloisons.

f_{pi} : La flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément.

$$f_i = \frac{Ml^2}{10E_i \times I_{fi}} \quad ; \quad f_v = \frac{Ml^2}{10E_v \times I_{fv}}$$

✓ **Moment d'inertie de la section homogène réduite « I » :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15A_s (d - y)^2 \rightarrow BAEL91$$

Avec: y : la position de l'axe neutre.

$n=15$: coefficient d'équivalence.

✓ **La position de L'axe neutre :**

$$\text{On a: } by^2 + 30(A_s - A_s')y - 30(d A_s - A_s' d_1) = 0$$

Avec: $A_s' = 0 \text{ cm}^2$; $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$.

✓ **Calcul le moment d'inertie de la section homogène « I₀ » :**

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \left[\frac{h}{2} - V \right]^2 + 15A_s (d - V)^2$$

$$V = \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15A_s \cdot d \right] / [b \cdot d + 15A_s]$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad ; \quad \lambda_i = 0.05 \times \frac{f_{t28}}{5\rho} \quad ; \quad \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

Y (cm)	I (cm ⁴)	V (cm)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ_i (MPa)	E _i (MPa)	E _v (MPa)	λ_v (MPa)
3.51	4945.41	6.31	16223.8	0.0052	4.04	32164.19	10819	1.62

Tab.III.9. coefficients relative aux calculs de la flèche.

✓ Calcul de f_{gv}, f_{gi} :

• Flèche instantanée due a G: (f_{gi})

G : charge permanente après la mise en place du revêtement.

La combinaison : 1.35G+1.5Q (pour 1ml).

$$\begin{cases} q_e = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2}{l_1 + l_2} = \frac{7.22 \times 1 + 9.81 \times 2.2}{3.2} = 9.02 \text{ KN/ml} \\ M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \frac{q_e \times l^2}{8} \end{cases}$$

Type	q=1.35G (KN/ml)	q_e (KN/ml)	M_t (KN.m)
Paillasse	1.35×7.29=9.84	9.02	9.81
Palier	1.35×5.35=7.22		

Tab.III.10. sollicitation due au palier et à la paillasse.

$$\sigma_s = \frac{15M_t(d-y)}{I} ; \mu = 1 - \left[\frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \right] ; I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu} ; f_{gi} = \frac{M_s \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fi}}$$

• Flèche différée due a G : (f_{gv})

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} ; f_{gv} = \frac{M_s \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fv}}$$

M_t (KN.m)	σ (MPa)	μ	I_{fi} (cm ²)	I_{fv} (cm ⁴)	f_{gi} (cm)	f_{gv} (cm)
9.81	180.43	0.37	7153.38	11158.1	0.44	0.83

Tab.III.11 flèche respectivement due à l'ensemble de charges permanentes

Après la mise en place du revêtement.

• Calcul de f_{gi} :

✓ Fleche due a G+Q :

Type	q=G (KN/ml)	q_e (KN/ml))	M_t (KN.m)
Paillasse	7.29	6.68	7.26
Palier	5.35		

Tab.III.12. sollicitation après la mise en place du revêtement.

$$\sigma_s = \frac{15M_t(d-y)}{I} ; \mu = 1 - \left[\frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \right] ; I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu} ; f_{pi} = \frac{M_s \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fi}}$$

M_t (KN.m)	σ (MPa)	μ	I_{fp} (cm ²)	f_{pi} (cm)
7.26	133.53	0.25	8878.74	0.26

Tab.III.13. flèche due a G+Q.

• **Flèche instantanée due à J: (f_j)**

j : charge permanent avant la mise en place du revêtement.

Type	$q=1.35G$ (KN/ml)	q_e (KN/ml))	M_t (KN.m)
Paillasse	1.35×5.69	6.86	7.46
Palier	1.35×3.75		

Tab.III.14 sollicitation avant la mise en place du revêtement.

$$\sigma_s = \frac{15M_t(d-y)}{I} ; \mu = 1 - \left[\frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \right] ; I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu} ; f_{ji} = \frac{M_s L^2}{10E_i I_{fi}}$$

M_t (KN.m)	σ (MPa)	μ	I_{fp} (cm ²)	f_{pi} (cm)
7.26	133.53	0.25	8878.74	0.26

Tab.III.15. Flèche instantanée due à J.

Donc : $\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.38\text{cm}$

$\Delta f_t = 0.38\text{cm} < f = \frac{l}{500} = \frac{320}{500} = 0.64 \dots \dots \dots \text{CV}$

❖ **Etude de la poutre palière :**

➤ **Pré dimensionnement :**

Selon le BAEL91 les dimensions de la poutre sont :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 23.33 \leq h \leq 35.$$

Suivant les conditions de l' RPA99/version 2003:

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 \dots \dots \dots \text{CV} \end{cases} \quad \text{Soit : } \begin{cases} b = 30\text{cm} \\ h = 35\text{cm} \end{cases}$$

Donc, nous prenons la section de la poutre palière : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

➤ **Evaluation des charges :**

La réaction des escaliers : $R = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{12.21 \times 3.5}{2} = 21.37\text{KN}$

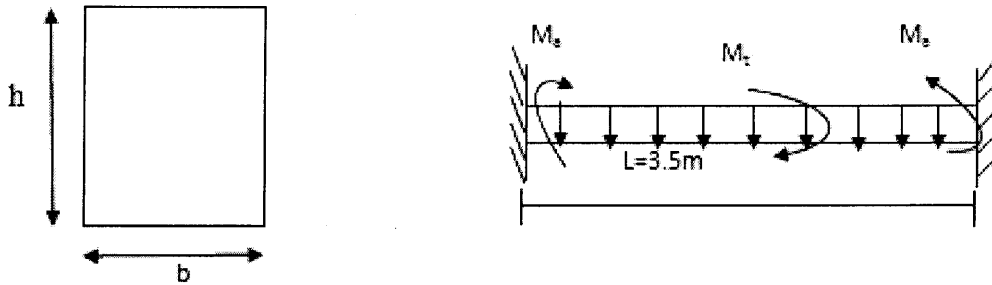


Fig.III.8. Schéma statique de la poutre palière.

- Le poids propre de la poutre :

$$g_{pp} = \rho \times b \times h = 25 \times 30 \times 35 = 2.625 \text{ KN/ml}$$

- l appui dspr opre de mur s :

$$(3.1 - 0.35) \times 2.75 = 7.56 \text{ KN/ml}$$

$$q_e = 1.35 (G_{pp} + G) + R = 1.35 (2.625 + 7.56) + 21.37 = 35.12 \text{ KN.}$$

- ✓ Moment fléchissant:

- Le moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{35.12(3.5)^2}{8} = 53.77 \text{ KN.m}$

- Le moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 45.7 \text{ KN.m}$

- Le moment sur appui : $M_a = 0.5 M_0 = 26.88 \text{ KN.m}$

❖ Ferrailage :

- Calcul des armatures longitudinal (flexion simple) :

$$h = 35 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm} ; d = 0.9h = 32 \text{ cm.}$$

Les résultants de calcul sont résumés dans le tableau suivant:

Section	$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	β_u	α	$A_s \text{ min}$	$A_{st}(\text{cm}^2)$	A adopte
Travée	45.7	0.104	0.9450	0.138	1.16	4.34	3HA14=4.62cm ²
Appuis	26.88	0.061	0.9685	0.0785	1.16	2.49	3HA12=3.39cm ²

Tab.III.16 armatures principale de la poutre palière.

- Vérification a l'ELU :

- ✓ Vérification au cisaillement : fissuration non préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ MPA.}$$

$$\tau_u = \frac{21.37 \times \frac{3.5 \times 10^3}{2}}{30 \times 32} \times 10^3 = 0.038 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.038 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- ✓ Vérification des contraintes a l'ELS dans le béton :

$$q_s = 8.77 + 7.56 + 2.625 = 18.96 \text{ KN/ml.}$$

- Le moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{18.96(3.5)^2}{8} = 29.03 \text{ KN.m}$
- Le moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 24.67 \text{ KN.m}$
- Le moment sur appui : $M_a = 0.5 M_0 = 14.51 \text{ KN.m}$

Comme la fissuration est non préjudiciable on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \quad ; \quad \overline{\sigma}_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Cette vérification est nécessaire si la condition suivante n'est pas vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

- en travée : $\gamma = \frac{45.7}{24.67} = 1.85$; $\alpha = 0.138 \leq 0.675 \dots \dots \dots \text{CV}$
- sur appui : $\gamma = \frac{26.88}{24.67} = 1.08$; $\alpha = 0.0785 \leq 0.29 \dots \dots \dots \text{CV}$

Les deux cas sont vérifiés ; donc il est inutile d'établir une vérification vis-à-vis des contraintes de compression du béton.

- **Vérification de la flèche :**
- ✓ **Condition de flèche:**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{35}{350} = 0.1 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{35}{350} = 0.1 > \frac{45.7}{10 \times 53.77} = 0.08 \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{4.52}{30 \times 32} = 0.004 < \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

- ✓ **Calcul des armatures longitudinales a la torsion:**

- **Calcul des moments dus a la torsion:**

$$M_{tor} = M_a \cdot \frac{L}{2} \quad ; \quad M_a = 0.1 \cdot \frac{L}{2} \cdot V_u = 0.1 \times \frac{3.5}{2} \times \frac{12.21 \times 3.5}{2} = 3.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{tor} = 3.74 \times \frac{4.6}{2} = 8.6 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'aire de la section efficace « Ω » :**

Ω: aire du contour à mi-épaisseur des parois

$$\Omega = (h - b_0) \cdot (b - b_0)$$

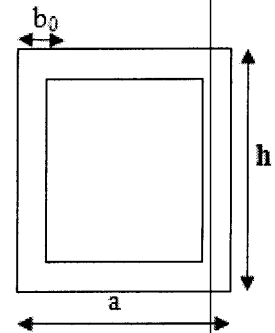


Fig.III.9.section creuse.

Avec: $\begin{cases} a = \min(b, h) = 30 \text{ cm} \\ b_0 = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} \end{cases}$

$\Rightarrow \Omega = (35-5) \cdot (30-5) = 750 \text{ cm}^2$

- **Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion (τ_{tor}) :**

$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2b_0\Omega} = \frac{8.6 \times 10^6}{2 \times 5 \times 750 \times 10^3} = 1.14 \text{ MPa.}$

- **Vérification de la contrainte tangentielle totale :**

On doit vérifier que : $\tau_{tor}^2 + \tau_u^2 \leq \tau^2$

Avec : $\bar{\tau}_u = \min(0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa.}$

$\Rightarrow (1.4)^2 + (0.038)^2 = 1.3 \text{ MPa} < \tau^2 = 11.08 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$

➤ **Calcul des armatures :**

$A_{stor} = \frac{M_{tor} \times U}{2\Omega f_{ad}} \dots \dots \dots [\text{BAEL91}].$

Avec: U: périmètre de la section Ω .

A_{stor} : Armature longitudinale de la torsion.

$U = [(h - b_0) + (b - b_0)] \times 2 = 110 \text{ cm.}$

$A_{stor} = \frac{8.6 \times 10^6 \times 1100}{2 \times 750 \times 10^2 \times 348} = 1.81 \text{ cm}^2.$

✓ **Pourcentage minimal:**

$\frac{A_{stor}}{b_0 \times U} \cdot f_e \geq 0.4 \Rightarrow \frac{A_{stor} = 2.26}{U = 110} = 0.02 \geq 0.4 \times \frac{5}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{CV.}$

✓ **Armature transversale:**

$\frac{A_t \cdot M^{tot}}{S_t \cdot 2\Omega \sigma_s} = \frac{9.92 \times 10^6}{2 \times 1100 \times 348} = 0.13.$

✓ **Espacement maximal:**

$S_t \leq \text{Min}(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(0.9 \times 32; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm.}$

On adopte: $S_t = 25 \text{ cm.}$

$\frac{A_t}{S_t} = 0.13 \Rightarrow A_t = 3.25 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 3T14 = 4.62 \text{ cm}^2.$

✓ schéma de ferrailage :

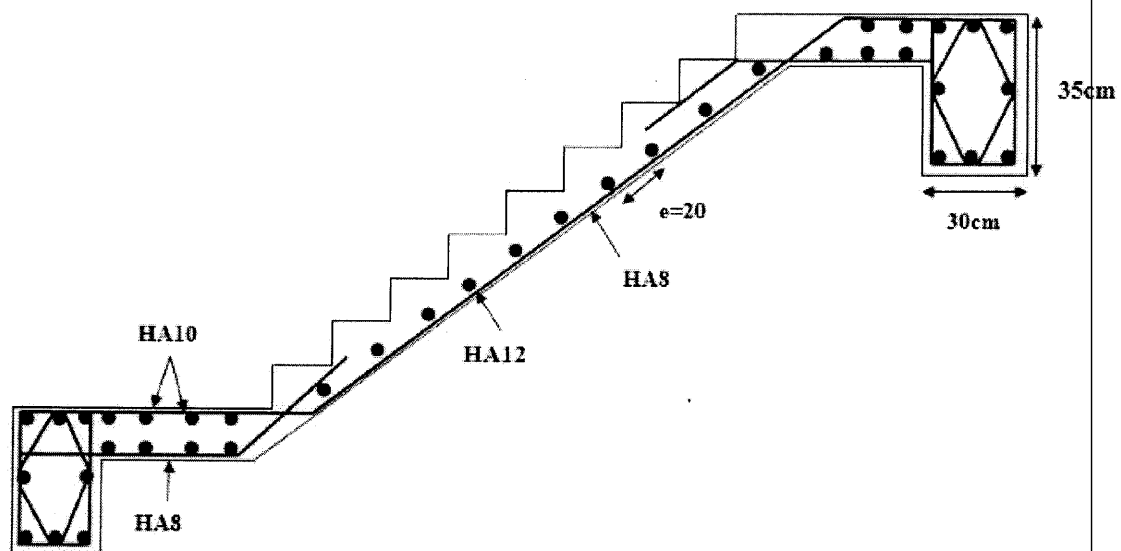


Fig.III.10.ferrailage de l'escalier.

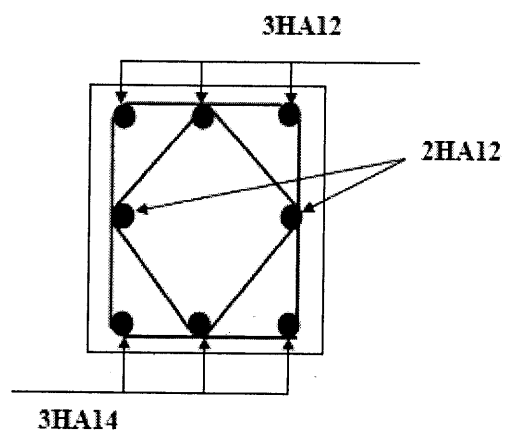


Fig.III.11.Ferrailage de la poutre palière.

III.3 Balcon :

❖ Introduction :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont considérées comme des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux deux autres dimensions et qui est comprise entre 8 et 12 cm. Le balcon repose généralement sur deux ou plusieurs appuis, comme il peut porter dans une ou deux directions.

Dans notre cas les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 15 cm. Selon les dimensions et les surcharges, nos balcons sont considérés partiellement encastres et reposent sur deux cotés (poutres).

❖ Etude des balcons encastres sur deux cotés :

Le balcon est modélisé comme une dalle encastree sur deux cotés, pour l'étude on a fait un calcul automatique à l'aide de programme « SOCOTEC ».

Le calcul des sollicitations est fait pour le balcon le plus sollicité, les autres seront les mêmes que celui-ci.

❖ Evaluation des charges :

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur.

- La charge permanent : $G=5.35 \text{ KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation : $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$.

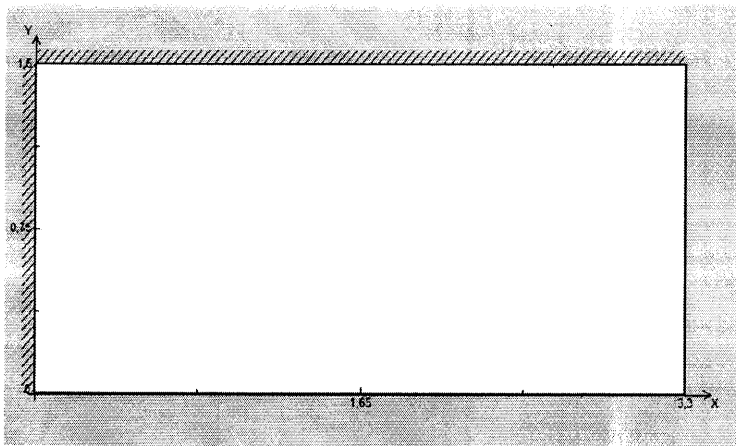


Fig.III.12. Balcon de type encastree de deux cotés.

❖ Sollicitation de calcul :

- l'ELU :

$$q_1 = 1.35G_2 + 1.5Q = 12.47 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_2 = 1.35G_2 = 2.18 \text{ KN/m}^2.$$

Selon le SOCOTEC, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	M _{xx} (KN.m)
min _{surappui}	1.53	1.5	-1.59
max _{surappui}	0	1.5	11.39
	X(m)	Y(m)	M _{yy} (KN.m)
min _{surappui}	0	0	-0.19
max _{surappui}	3.3	0	12.66
	X(m)	Y(m)	T _{zx} (KN.m)
min _{surappui}	1.06	0.32	-5.57
max _{surappui}	0	1.5	39.14
	X(m)	Y(m)	T _{zy} (KN.m)
min _{surappui}	0	1.18	-9.37
max _{surappui}	3.3	0	23.49

Tab .III.17. Les résultats des efforts à l'ELU.

• l'ELS :

$$q_s = G+Q=8.85 \text{ KN/ml.}$$

Selon le SOCOTEC, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	M _{xx} (KN.m)
min _{surappui}	1.77	0	-1.2
max _{surappui}	0	0	8.0
	X(m)	Y(m)	M _{yy} (KN.m)
min _{surappui}	0	1.5	-0.16
max _{surappui}	2.95	1.5	8.94
	X(m)	Y(m)	T _{zx} (KN.m)
min _{surappui}	1.06	1.18	-4.42
max _{surappui}	0	0	26.89
	X(m)	Y(m)	T _{zy} (KN.m)
min _{surappui}	2.95	1.5	-19.01
max _{surappui}	0	0.32	6.71

Tab .III.18. Les résultats des efforts à l'ELS

❖ Ferrailage :

Pour le calcul du ferrailage à la flexion simple on a :

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} ; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; Z = d (1 - 0.4\alpha) ; A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$A_{smin} = \frac{0.23 \cdot d \cdot b \cdot f_{t28}}{f_e} ; d_x = h - c - \frac{\emptyset}{2} = 12.5 \text{ cm} ; d_y = d_x - c - \frac{1}{2} = 11 \text{ cm} ; S_t \leq$$

$$\text{Min} (3e, 33) = 33 \text{ cm.}$$

Section	Sens xx		Sens yy	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (KN.m)	1.59	11.39	0.19	12.66
b (cm)	100	100	100	100
μ	0.0071	0.051	0.001	0.073
α	0.009	0.0655	0.001	0.0945
Z (cm)	12.45	12.17	11.00	10.58
A_s (cm ²)	0.36	2.68	0.05	3.44
A_{smin} (cm ²)	1.51	1.51	1.32	1.32
A_{adopt} (cm ²)	5HA10=3,93	5HA10=3,93	5HA10=3,93	5HA10=3,93
S_t (cm)	15	15	20	20

Tab .III.19. Résultats de calcul du ferrailage balcon.

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

Puisque la fissuration est considéré comme préjudiciable :

$$\bar{\tau} = \min(0.1f_{c28} ; 3MPa) = 2.5MPa.$$

$$V_u = T_{xz} = 39.14KN \dots\dots\dots SOCOTEC.$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{39.14 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.313MPa \leq 2.5 MPa \dots\dots\dots CV.$$

✓ **Vérification a l'ELS :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y$; $\bar{\sigma}_{bc} \leq 0.6f_{c28} = 15MPa.$

Pour le calcul, nous prenons les sollicitations les plus défavorables dans les deux sens.

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

✓ **Calcul de y :**

$$\text{On a: } by^2 + 30(A_s - A_s')y - 30(d A_s - A_s' d_1) = 0$$

$$\text{Avec: } A_s' = 0cm^2 ;$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	8.94	3,93	3.29	7023,66	4,18	Vérifiée
Appui	1.2	3,93	3,29	7023,66	0.56	Vérifiée

Tab .III.20. Résultats pour Vérification de la contrainte du béton.

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

✓ **Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) \dots\dots\dots (BAEL91).$$

($\eta=1.6$ acier HA); $f_{t28}=0.6+0.06f_{c28}=2.1$ MPa.

$\bar{\sigma}_s=\min(266.67;201.63)=202$ MPa.

$\sigma_s=\eta \cdot \frac{M_{max}}{I} (d_x - y)$; $\eta=15$.

$\sigma_s=15 \times \frac{8.94 \times 10^6}{7023,66 \times 10^4} (125-32.9)=175,84$ MPa $\leq \bar{\sigma}_s=202$ MPa.....CV.

➤ **Vérification de la flèche :**

• **Condition de flèche:**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de celle-ci ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{12}{150} = 0.08 > 0.0625 \dots \dots \dots CV. \\ \frac{12}{150} = 0.08 > \frac{10.23}{10 \times 12.04} = 0.062 \dots \dots CV. \\ \frac{3,93}{100 \times 12.5} = 0.0031 < \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots CV. \end{array} \right.$$

➤ Schéma de ferrailage :

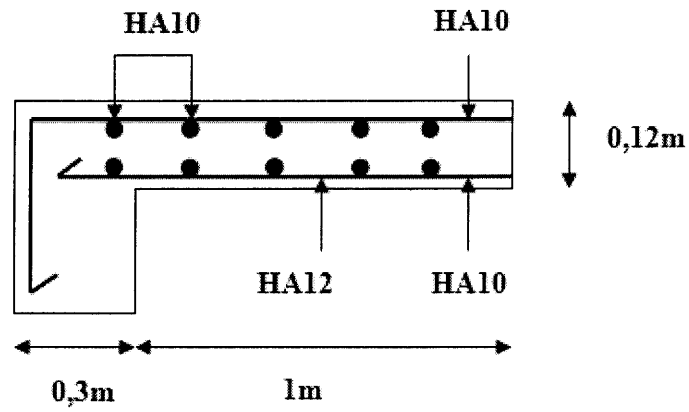


Fig.III.13. Ferrailage du balcon encastré sur deux côtés.

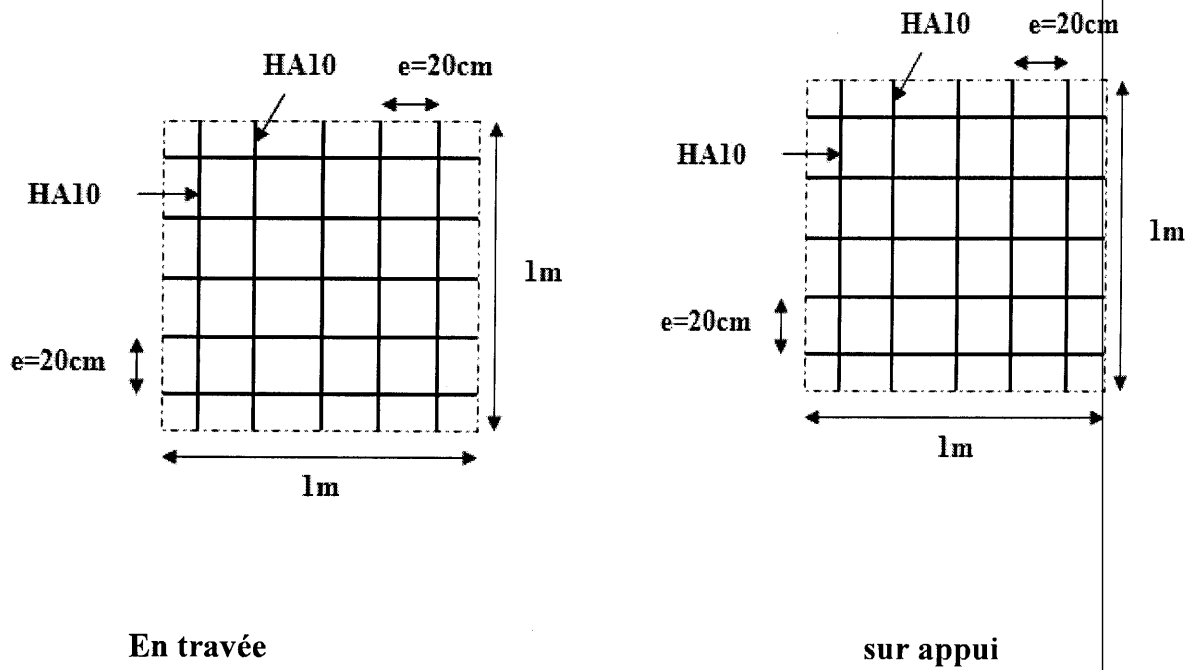


Fig.III.14. Disposition constructive des armatures.

III.4. Les planchers :

III.4.1 Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle de :

- ✓ Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- ✓ Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique

La structure étudiée comporte des planchers à corps creux et à dalle pleine.

III.4.2 Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux), de dimensions $(16 \times 20 \times 55)$ cm³, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

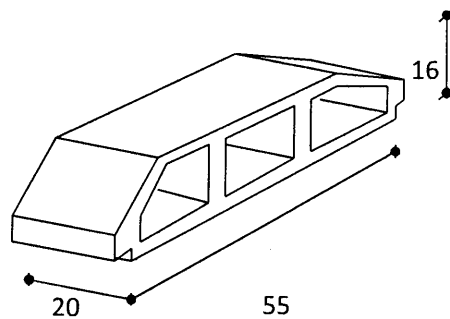


Fig.III.15. Corps creux.

Le calcul sera pour deux éléments :

- ✓ Poutrelle.
- ✓ La table de compression.

❖ Calcul des poutrelles :

Le plancher est constitué de corps creux $(16+4)$ qui repose sur des poutrelles. Ces poutrelles seront coulées sur place en même temps que le plancher, leurs armatures permettent au béton de résister à la flexion, ainsi les sollicitations seront à leur tour transmises aux poutres porteuses.

Le calcul des poutrelles se fera selon le cas de charge en situation finale (après le coulage du plancher), avant et après la prise du béton, pour tenir compte des cas de charges en situations intermédiaires (les poutrelles seront considérées comme des poutres reposant simplement sur leurs appuis).

❖ **Méthode de calcul :**

On applique la méthode forfaitaire si les conditions suivantes sont vérifiées, sinon on fait appel à la méthode de Caquot exposée au BAEL91.

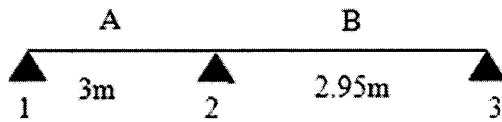
1. Les charges d'exploitations sont modérées, c'est-à-dire ou : $Q \leq \max(2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
2. Les moments d'inerties sont constants sur les différentes travées : $I = \text{constante}$.
3. Les portées vérifient la relation suivante : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$:
4. Les fissurations sont considérées non préjudiciables à la tenue du béton armé ainsi qu'à celle du revêtement.

➤ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

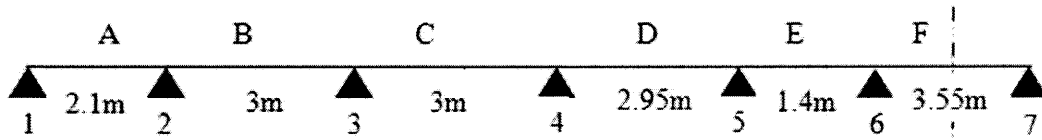
Dans notre projet, nous avons 03 types des poutrelles :

❖ **Plancher d'étage (terrasse + courant) :**

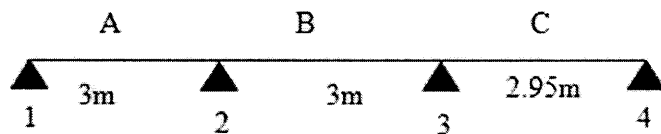
Type1 :



Type2 :



Type3 :



✓ **1^{ère} Condition :** $Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$

• **Plancher terrasse :**

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min(2 \times 6.185 = 12.37; 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

• **Plancher étage courant:**

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(2 \times 5.4 = 10.8 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

✓ **2^{ème} Condition:** $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

Type 1 :

• $0.8 \leq \frac{2.95}{3} = 0.98 \leq 1.25$ CV

Type 2 :

• $0.8 \leq \frac{3}{2.1} = 1.42$; $\frac{3}{3} = 1$; $\frac{2.95}{3} = 0.98$; $\frac{1.4}{2.95} = 0.47$; $\frac{3.55}{1.4} = 2.53 \leq 1.25$ CNV

Type 3 :

• $0.8 \leq \frac{3}{3} = 1$, $\frac{2.95}{3} = 0.98 \leq 1.25$ CV

✓ **3^{ème} Condition :** les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité « I = constante »..... CV

✓ **4^{ème} Condition :** la fissuration est considérée comme non préjudiciable à terme du béton.

Après cette vérification, la méthode forfaitaire est utilisée pour le type 1 et 3, pour le type « 2 » la méthode de Caquot est appliquée.

❖ **Evaluation des charges :**

• **Plancher terrasse :**

-Charge permanente : $G = 6.185 \text{ KN/m}^2$

-Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Pour une bande de 0.65 : $G = 4.02 \text{ KN/ml}$

Pour une bande de 0.65 : $Q = 0.65 \text{ KN/ml}$

• **Plancher étage courant :**

-Charge permanente : $G = 5.4 \text{ KN/m}^2$

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

Pour une bande de 0.65 : $G = 3.51 \text{ KN/ml}$

Pour une bande de 0.65 : $Q = 0.97 \text{ KN/ml}$

❖ **Calcul des sollicitations :**

➤ **Combinaison des charges :**

- ✓ ELU : 1.35G+1.5Q
- ✓ ELS : G+Q

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	P _u	P _{ser}
Plancher terrasse inaccessible	4.02	0.65	6.40	4.67
Plancher étage courant	3.51	0.97	6.20	4.48

Tab .III.21. Charges supportées par les poutrelles.

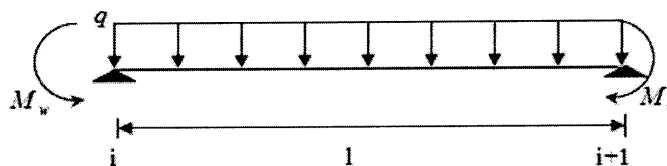
❖ **Application de la méthode forfaitaire :**

Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ (le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes en valeur non pondérée).

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

M_w ; M_e : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée.

M_t : moment maximal dans la travée considérée.



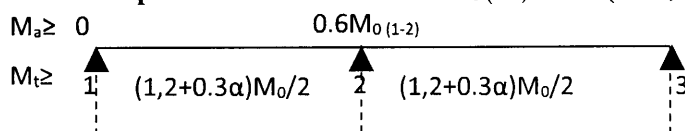
D'après les règles de BAEL91, les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions les suivantes:

1 • $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1+0.3 \alpha) M_0; 1.05 M_0]$

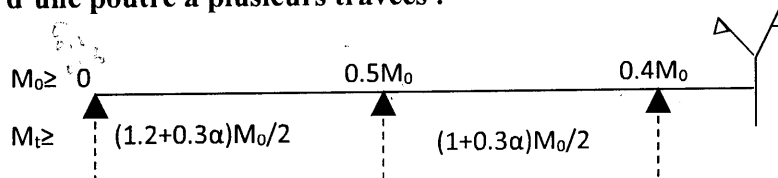
2 •
$$\begin{cases} M_t \geq (1+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} & \dots\dots\dots \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} & \dots\dots\dots \text{dans une travée de rive} \end{cases}$$

➤ **Les valeurs minimales des moments :**

✓ cas d'une poutre à deux travées : $M_{0(1-2)} = \max (M_{01} ; M_{02})$



✓ cas d'une poutre à plusieurs travées :



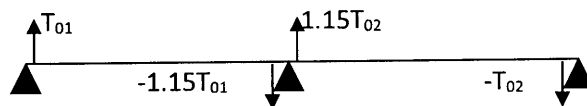
Remarque :

Dans le cas où l'appui de rive est solidaire d'un poteau ou d'une poutre ; il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer un moment au moins égal à :

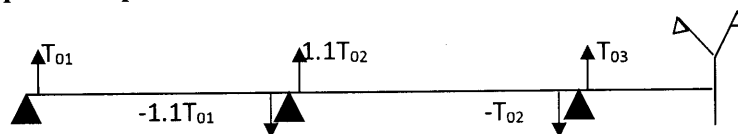
$$M_a = -0.2M_0$$

➤ Les efforts tranchants :

✓ cas d'une poutre à deux travées :



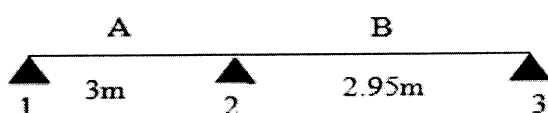
✓ cas d'une poutre à plusieurs travées :



❖ Application numérique :

▪ Plancher terrasse :

Type 1 :



$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.185} = 0.139$$

$$(1+0.3\alpha) = (1+0.3 \times 0.139) = 1.04$$

$$(1+0.3\alpha)/2 = (1+0.3 \times 0.139)/2 = 0.52$$

$$(1.2+0.3\alpha)/2 = (1.2+0.3 \times 0.139)/2 = 0.62$$

Les moments isostatiques : $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

			A	B
ELU	Terrasse	$q_u = 6.4 \text{ KN/ml}$	$M_{0A} = 7.2 \text{ KN.m}$	$M_{0B} = 6.96 \text{ KN.m}$
ELS		$q_{ser} = 4.67 \text{ KN/ml}$	$M_{0A} = 5.25 \text{ KN.m}$	$M_{0B} = 5.08 \text{ KN.m}$

Tab .III.22. Les moments isostatiques type-1-

- **Sur appui :**

Tableau des sollicitations sur appuis:

Appui	E.L.U		E.L.S	
	q_u (KN)	Moments (KN.m)	q_{ser} (KN)	Moments (KN.m)
1	6.4	1.44	4.67	1.05
2	6.4	4.32	4.67	3.15
3	6.4	1.4	4.67	1.02

Tab .III.23. Sollicitation sur appuis.

- **En travée :**

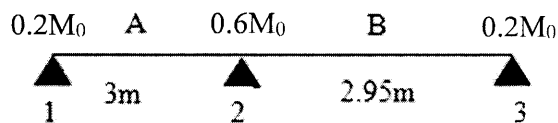
Tableau des sollicitations en travées :

Travée	E.L.U			E.L.S		
	q_u (KN)	Moments (KN.m)		q_{ser} (KN)	Moments (KN.m)	
		M_0	M_t		M_0	M_t
A	6.4	7.2	4.68	4.67	5.25	3.41
B		6.96	4.45		5.08	3.25

Tab .III.24. Sollicitation en travées.

- **Plancher étage courant :**

Type 1 :



$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.4} = 0.22$$

$$(1+0.3 \alpha) = (1+0.3 \times 0.22) = 1.07$$

$$(1+0.3 \alpha)/2 = (1+0.3 \times 0.22)/2 = 0.53$$

$$(1.2+0.3 \alpha)/2 = (1.2+0.3 \times 0.22)/2 = 0.63.$$

- Les moments isostatiques :

	Type	Sollicitation	Travée	
			A	B
ELU	Etage	$q_u = 6.2 \text{ KN/ml}$	$M_{0A} = 6.97 \text{ KN.m}$	$M_{0B} = 6.74 \text{ KN.m}$
ELS	courant	$q_{ser} = 4.48 \text{ KN/ml}$	$M_{0A} = 5.04 \text{ KN.m}$	$M_{0B} = 4.87 \text{ KN.m}$

Tab .III.25. Les moments isostatiques type-1-

- Sur appui :

Tableau des sollicitations sur appuis:

Appui	E.L.U		ELS	
	q_u (KN)	Moments (KN.m)	q_{ser} (KN)	Moments (KN.m)
1	6.2	1.39	4.48	1.01
2		4.18		3.02
3		1.35		0.97

Tab .III.26. Sollicitation sur appuis.

- En travée :

Tableau des sollicitations en travées :

Travée	E.L.U			E.L.S		
	q_u (KN)	Moments (KN.m)		q_{ser} (KN)	Moments (KN.m)	
		M_0	M_t		M_0	M_t
A	6.2	6.97	4.67	4.87	5.04	3.37
B		6.74	4.44		4.87	3.21

Tab .III.27. Sollicitation en travées.

- Les efforts tranchants :

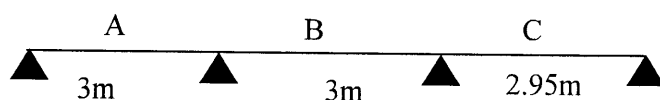
Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appui	Les efforts tranchants(KN)	Terrasse	Courant
1	$T_{w1} = \frac{q_u l_A}{2}$	9.6	9.3
2	$T_{e1} = -1.1 T_{w1}$	-10.56	-10.23
	$T_{w2} = 1.1 \frac{q_u l_B}{2}$	10.38	10.05
3	$T_{e1} = -\frac{q_u l_B}{2}$	-9.44	-9.14

Tab .III.28. Les efforts tranchants.

Type 3 :

- Plancher terrasse :



$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.185} = 0.139$$

$$(1+0.3\alpha) = (1+0.3 \times 0.139) = 1.04$$

$$(1+0.3\alpha)/2 = (1+0.3 \times 0.139)/2 = 0.52$$

$$(1.2+0.3\alpha)/2 = (1.2+0.3 \times 0.139)/2 = 0.62$$

Les moments isostatiques : $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

	Type	Sollicitation KN/ml	Travée		
			A (KN.m)	B (KN.m)	C (KN.m)
ELU	Terrasse	$q_u = 6.4$	$M_{0A} = 7.2$	$M_{0B} = 7.2$	$M_{0C} = 6.96$
ELS		$q_{ser} = 4.67$	$M_{0A} = 5.25$	$M_{0B} = 5.25$	$M_{0C} = 5.08$

Tab .III.29. Les moments isostatiques type-3-

- **Sur appui :**

Tableau des sollicitations sur appuis:

Appui	E.L.U		E.L.S	
	q_u (KN)	Moments (KN.m)	q_{ser} (KN)	Moments (KN.m)
1	6.4	1.44	4.67	1.05
2	6.4	3.6	4.67	2.62
3	6.4	3.6	4.67	2.62
4	6.4	1.39	4.67	1.02

Tab .III.30. Sollicitation sur appuis.

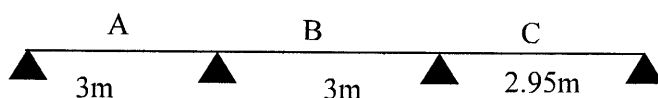
- **En travée :**

Tableau des sollicitations en travées :

Travée	E.L.U			E.L.S		
	q_u (KN)	Moments (KN.m)		q_{ser} (KN)	Moments (KN.m)	
		M_0	M_t		M_0	M_t
A	6.4	7.2	5.4	4.67	5.25	3.68
B		7.2	4.46		5.25	3.25
C		6.96	4.81		5.08	3.51

Tab .III.31. Sollicitation en travées.

- **Plancher étage courant :**



$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.4} = 0.22$$

$$(1+0.3 \alpha) = (1+0.3 \times 0.22) = 1.07$$

$$(1+0.3 \alpha)/2 = (1+0.3 \times 0.22)/2 = 0.53$$

$$(1.2+0.3 \alpha)/2 = (1.2+0.3 \times 0.22)/2 = 0.63.$$

Les moments isostatiques : $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

	Type	Sollicitation KN/ml	Travée		
			A (KN.m)	B (KN.m)	C (KN.m)
ELU	Terrasse	$q_u = 6.2$	$M_{0A} = 6.97$	$M_{0B} = 6.97$	$M_{0C} = 6.74$
ELS		$q_{ser} = 4.48$	$M_{0A} = 5.04$	$M_{0B} = 5.04$	$M_{0C} = 4.87$

Tab .III.32. Les moments isostatiques type-3-

- **Sur appui :**

Tableau des sollicitations sur appuis:

Appui	E.L.U		ELS	
	q_u (KN)	Moments (KN.m)	q_{ser} (KN)	Moments (KN.m)
1	6.2	1.39	4.48	1.01
2		3.48		2.52
3		3.48		2.52
4		1.35		0.97

Tab .III.33. Sollicitation sur appuis.

- **En travée :**

Tableau des sollicitations en travées :

Travée	E.L.U			E.L.S		
	q_u (KN)	Moments (KN.m)		q_{ser} (KN)	Moments (KN.m)	
		M_0	M_t		M_0	M_t
A	6.2	6.97	5.02	4.87	5.04	3.63
B		6.97	4.39		5.04	3.17
C		6.74	4.79		4.87	3.46

Tab .III.34. Sollicitation en travées.

- **Les efforts tranchants :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appui	Les efforts tranchants(KN)	Terrasse	Courant
1	$T_{w1-2} = \frac{q_u l_A}{2}$	9.6	9.3
2	$T_{e1-2} = -1.1 T_{w1}$	-10.56	-10.23

	$T_{w2-3} = 1.1 \frac{q_u l_B}{2}$	10.56	10.23
3	$T_{e2-3} = -1.1 T_{w2}$	-10.56	-10.23
	$T_{w3-4} = 1.1 \frac{q_u l_B}{2}$	10.38	10.06
4	$T_{w3-4} = -\frac{q_u l_B}{2}$	-9.44	-9.14

Tab .III.35. Les efforts tranchants.

❖ **Principe de la méthode de Caquot :**

Cette méthode est basée sur la théorie générale de la continuité, mais des corrections ont été rapportées pour tenir compte de la fissuration du béton due au fluage qui diminue les moments sur appuis et augmente les moments en travée.

Le principe de cette méthode consiste à prendre en considération une portée fictive (I') pour chaque travée.

Caquot a également remplacé le facteur 8 du dénominateur par 8.5 pour tenir compte de la variation de (E, I) le long de la poutre.

• **L'expression des moments sur appui :**

$$M_a = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')} \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire.}$$

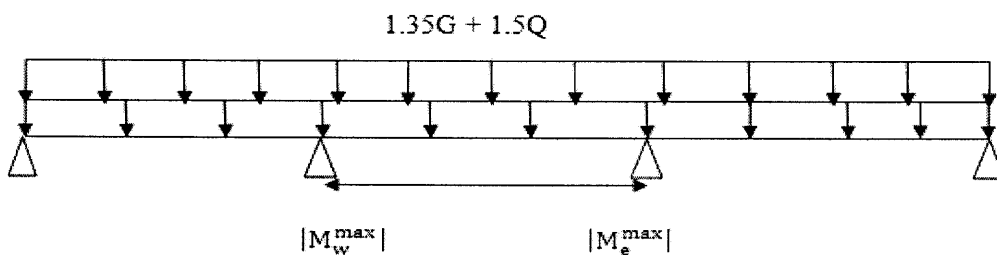
Avec :

$l' = L$ \longrightarrow travée de rive :

$l' = 0.8L$ \longrightarrow travée intermédiaire.

$M_a = 0.3 M_0 \dots\dots\dots$ travée de rive, avec $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

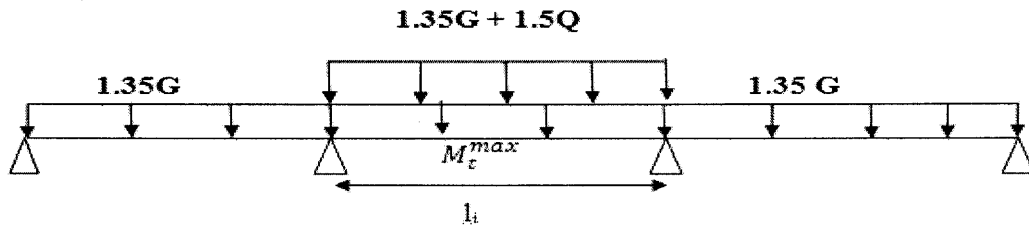
Pour avoir un moment max sur appui, on charge les deux travées voisines de cet appui, donc on aura :



L'expression des moments en travée :

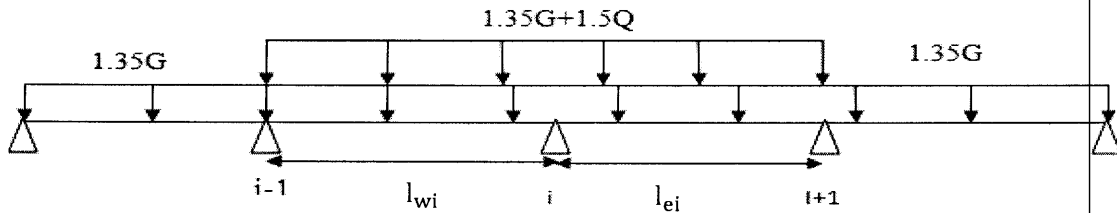
$$M_t \geq 1.25 M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

Pour avoir un moment max sur la travée, il faut chargée celle-ci est déchargée les deux travées adjacente.



• **L'expression des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont calculés en tenant compte des moments sur appuis évalués par la méthode de Caquot :



$$T_{wi} = T_{0w} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_{wi}}$$

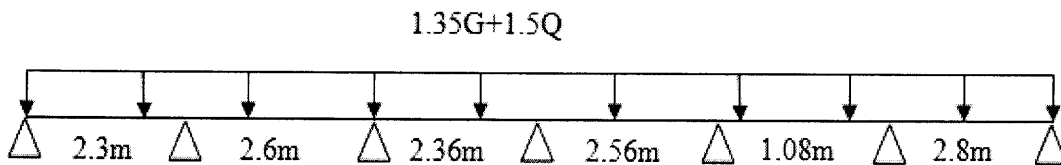
$$T_{ei} = -T_{0e} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{ei}}$$

T_{wi} et T_{ei} : efforts tranchants sur les appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

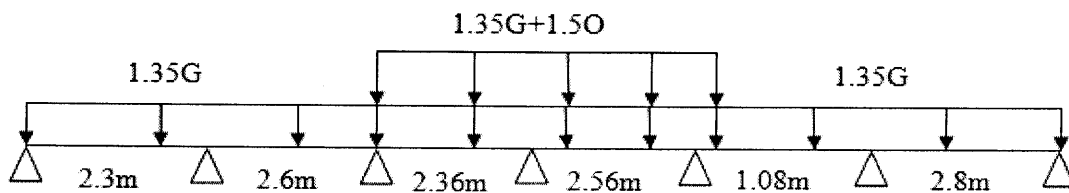
1- Plancher terrasse :

➤ **Type 02 :**

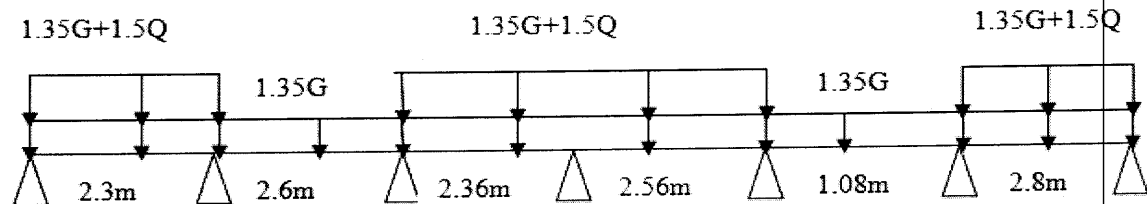
Cas 1 :



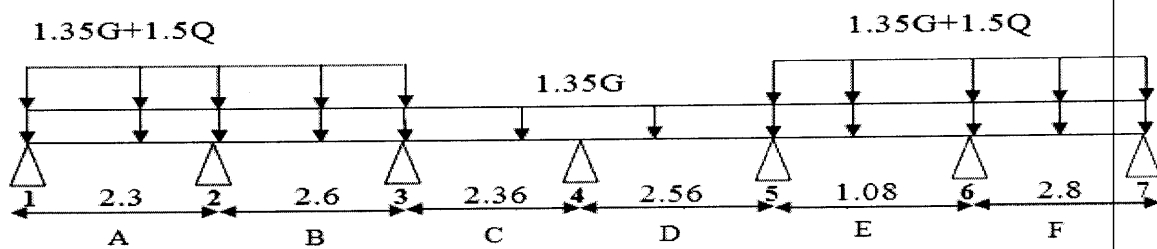
Cas 2 :



Cas 3 :



Cas 4 :



Les résultats sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Cas 1 : ELU

Appui	1	2	3	4	5	6	7
L'_w	0.00	2.1	2.4	2.4	2.36	1.12	2.84
L'_e	2.1	2.4	2.4	2.36	1.12	2.84	0.00
q_w	0.00	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4
q_e	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	0.00
M_i	1.06	3.86	4.33	4.26	3.15	4.62	4.62
Travée	A	B	C	D	E	F	
M_w	1.06	3.86	4.33	4.26	3.15	4.62	
M_e	3.86	4.33	4.26	3.15	4.62	4.62	
M_0	3.53	4.6	4.6	4.45	1	6.45	
T_w	5.38	7.48	6.75	8.02	2.27	9.08	
T_e	-8.05	-7.88	-7.65	-7.08	-4.89	-9.08	
M_t	1.95	1.65	1.45	1.86	-2.63	3.44	

Cas 2 : ELU

Appui	1	2	3	4	5	6	7
L'_w	0.00	2.1	2.4	2.4	2.36	1.12	2.84
L'_e	2.1	2.4	2.4	2.36	1.12	2.84	0.00
q_w	0.00	5.43	5.43	6.4	6.4	5.43	5.43
q_e	5.43	5.43	6.4	6.4	5.43	5.43	0.00
M_i	0.9	3.28	4	4.26	3.1	3.92	3.92

Travée	A	B	C	D	E	F
M_w	0.9	3.28	4	4.26	3.1	3.92
M_e	3.28	4	4.26	3.1	3.92	3.92
M_0	2.99	3.9	4.6	4.45	0.85	3.68
T_w	4.56	6.216	7.57	8.04	2.3	7.71
T_e	-6.83	-6.816	-7.78	-7.06	-3.77	-7.71
M_t	1.64	1.23	1.62	1.88	-2.44	0.68

Cas 3 : ELU

Appui	1	2	3	4	5	6	7
L'_w	0.00	2.1	2.4	2.4	2.36	1.12	2.84
L'_e	2.1	2.4	2.4	2.36	1.12	2.84	0.00
q_w	0.00	6.4	5.43	6.4	6.4	5.43	6.4
q_e	6.4	5.43	6.4	6.4	5.43	6.4	0.00
M_i	1.06	3.51	4	4.26	3.1	4.58	4.58
Travée	A	B	C	D	E	F	
M_w	1.06	3.51	4	4.26	3.1	4.58	
M_e	3.51	4	4.26	3.1	4.58	4.58	
M_0	3.53	3.9	4.6	4.45	0.85	6.45	
T_w	5.55	6.31	7.57	8.04	1.72	9.09	
T_e	-7.88	-6.72	-7.78	-7.06	-4.36	-9.09	
M_t	2.13	1.12	1.62	1.88	-2.77	3.48	

Cas 4 : ELU

Appui	1	2	3	4	5	6	7
L'_w	0.00	2.1	2.4	2.4	2.36	1.12	2.84
L'_e	2.1	2.4	2.4	2.36	1.12	2.84	0.00
q_w	0.00	6.4	6.4	5.43	5.43	6.4	6.4
q_e	6.4	6.4	5.43	5.43	6.4	6.4	0.00
M_i	2.82	3.86	4	3.62	2.71	4.62	4.62
Travée	A	B	C	D	E	F	
M_w	2.82	3.86	4	3.62	2.71	4.62	
M_e	3.86	4	3.62	2.71	4.62	4.62	
M_0	3.53	4.6	3.9	3.78	1	6.45	
T_w	6.22	7.62	6.67	6.79	1.88	9.09	
T_e	-7.21	-7.73	-8.54	-6.02	-5.29	-9.09	
M_t	1.07	1.82	1.06	1.56	-2.41	3.44	

Cas 1 : ELS

Appui	1	2	3	4	5	6	7
L'_w	0.00	2.1	2.4	2.4	2.36	1.12	2.84
L'_e	2.1	2.4	2.4	2.36	1.12	2.84	0.00
q_w	0.00	4.67	4.67	4.67	4.67	4.67	4.67
q_e	4.67	4.67	4.67	4.67	4.67	4.67	0.00
M_i	0.77	2.81	3.16	3.11	2.3	3.37	3.37
Travée	A	B	C	D	E	F	
M_w	0.77	2.81	3.16	3.11	2.3	3.37	
M_e	2.81	3.16	3.11	2.3	3.37	3.37	
M_0	2.57	3.36	3.36	3.25	0.73	4.7	
T_w	3.93	5.46	5.62	5.85	1.65	6.63	
T_e	-5.87	-5.74	-5.58	-5.17	-3.57	-6.63	
M_t	1.42	1.21	1.06	1.36	-1.92	2.5	

Cas 2 : ELS

Appui	1	2	3	4	5	6	7
L'_w	0.00	2.1	2.4	2.4	2.36	1.12	2.84
L'_e	2.1	2.4	2.4	2.36	1.12	2.84	0.00
q_w	0.00	4.02	4.02	4.67	4.67	4.02	4.02
q_e	4.02	4.02	4.67	4.67	4.02	4.02	0.00
M_i	0.66	2.42	2.94	3.11	2.26	2.9	2.9
Travée	A	B	C	D	E	F	
M_w	0.66	2.42	2.94	3.11	2.26	2.9	
M_e	2.42	2.94	3.11	2.26	2.9	2.9	
M_0	2.22	2.89	3.36	3.25	0.63	4.05	
T_w	3.38	4.6	5.53	5.87	1.68	5.7	
T_e	-5.05	-5.04	-5.67	-5.15	-2.82	-5.7	
M_t	1.23	0.93	1.17	1.38	-1.79	2.16	

Cas 3 : ELS

Appui	1	2	3	4	5	6	7
L'_w	0	2,1	2,4	2,4	2,36	1,12	2,84
L'_e	2,1	2,4	2,4	2,36	1,12	2,84	0
q_w	0	4,67	4,02	4,67	4,67	4,02	4,67
q_e	4,67	4,02	4,67	4,67	4,02	4,67	0
M_i	0,77	2,58	2,94	3,11	2,26	3,34	3,34
Travée	A	B	C	D	E	F	
M_w	0,77	2,58	2,94	3,11	2,26	3,34	
M_e	2,58	2,94	3,11	2,26	3,34	3,34	

M_0	2,57	2,89	3,36	3,25	0,63	4,7
T_w	4,04	4,67	5,53	5,87	1,28	6,63
T_e	-5,76	-4,97	-5,67	-5,15	-3,21	-6,63
M_t	1,54	0,86	1,18	1,38	-2,01	2,54

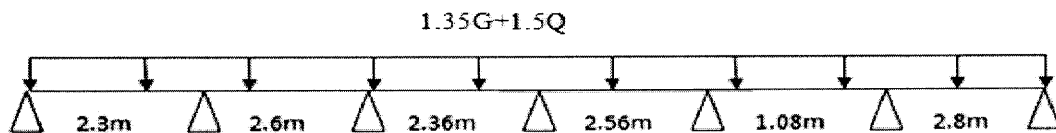
Cas 4 : ELS

Appui	1	2	3	4	5	6	7
L'_w	0	2,1	2,4	2,4	2,36	1,12	2,84
L'_e	2,1	2,4	2,4	2,36	1,12	2,84	0
q_w	0.00	4.67	4.67	4.02	4.02	4.67	4.67
q_e	4.67	4.67	4.02	4.02	4.67	4.67	0.00
M_i	0,77	2,82	2,94	2,68	2,01	3,37	3,37
Travée	A	B	C	D	E	F	
M_w	0,77	2,82	2,94	2,68	2,01	3,37	
M_e	2,82	2,94	2,68	2,01	3,37	3,37	
M_0	2,57	3,36	2,89	2,79	0,73	4,71	
T_w	4,04	5,45	4,75	5,10	1,65	6,63	
T_e	-5,76	-5,75	-4,89	-4,38	-3,58	-6,63	
M_t	1,54	1,44	0,59	0,81	-1,88	2,54	

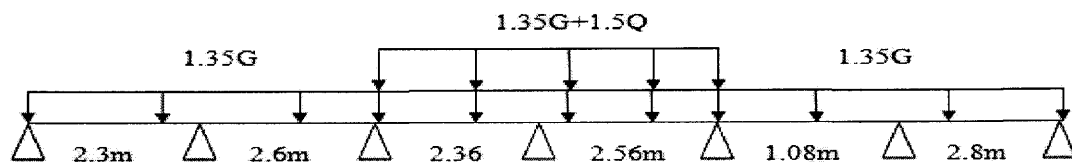
I- Plancher étage :

➤ **Type 02 :**

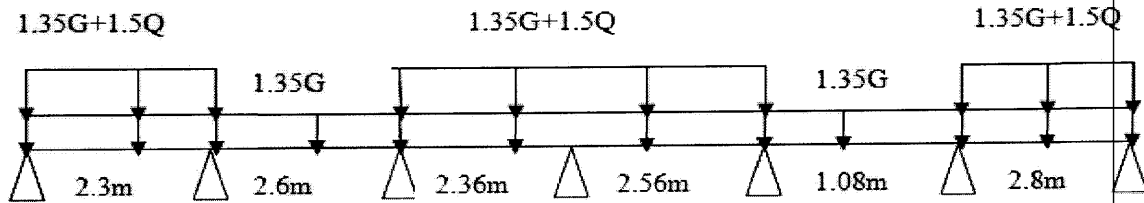
Cas 1 :



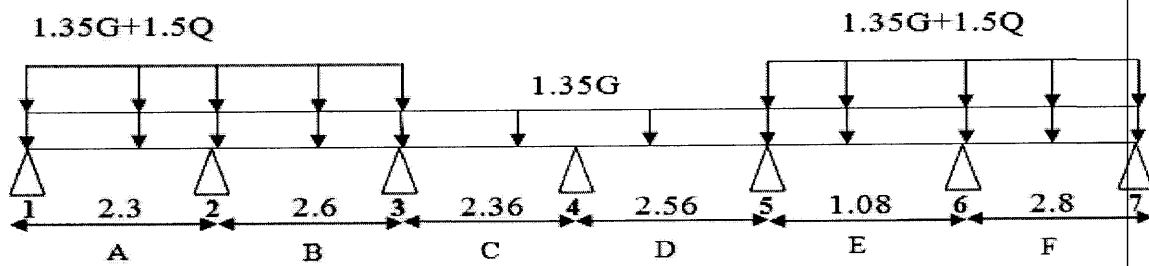
Cas 2 :



Cas 3 :



Cas 4 :



Les résultats sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Cas 1 : ELU

Appui	1	2	3	4	5	6	7
L'_w	0	2,1	2,4	2,4	2,36	1,12	2,84
L'_e	2,1	2,4	2,4	2,36	1,12	2,84	0
q_w	0.00	6.2	6.2	6.2	6.2	6.2	6.2
q_e	6.2	6.2	6.2	6.2	6.2	6.2	0.00
M_i	1,02	3,74	4,20	4,13	3,05	4,48	4,48
Travée	A	B	C	D	E	F	
M_w	1,02	3,74	4,20	4,13	3,05	4,48	
M_e	3,74	4,20	4,13	3,05	4,48	4,48	
M_0	3,42	4,46	4,46	4,32	0,97	6,25	
T_w	5,21	7,24	7,46	7,77	2,19	8,80	
T_e	-7,80	-7,63	-7,41	-6,86	-4,75	-8,80	
M_t	1,89	1,61	1,41	1,80	-2,55	3,33	

Cas 2 : ELU

Appui	1	2	3	4	5	6	7
L'_w	0	2,1	2,4	2,4	2,36	1,12	2,84
L'_e	2,1	2,4	2,4	2,36	1,12	2,84	0
q_w	0.00	4.74	4.74	6.2	6.2	4.74	4.74
q_e	4.74	4.74	6.2	6.2	4.74	4.74	0.00

M_w	0,78	2,86	3,7	4,13	2,98	3,42	
M_e	2,86	3,7	4,13	2,98	3,42	3,42	
M_0	2,61	3,41	4,46	4,31	0,74	4,78	
T_w	3,98	5,33	7,26	7,80	2,26	6,73	
T_e	-5,96	-6,04	-7,62	-6,82	-3,05	-6,73	
M_t	1,44	0,98	1,66	1,84	-2,27	2,55	

Cas 3 : ELU

Appui	1	2	3	4	5	6	7
L'_w	0	2,1	2,4	2,4	2,36	1,12	2,84
L'_e	2,1	2,4	2,4	2,36	1,12	2,84	0
q_w	0.00	6,2	4,74	6,2	6,2	4,74	6,2
q_e	6,2	4,74	6,2	6,2	4,74	6,2	0.00
M_i	1,02	3,21	3,7	4,13	2,98	4,41	4,41
Travée	A	B	C	D	E	F	
M_w	1,02	3,21	3,7	4,13	2,98	4,41	
M_e	3,21	3,7	4,13	2,98	4,41	4,41	
M_0	3,41	3,41	4,46	4,31	0,74	6,25	
T_w	5,46	5,48	7,26	7,80	1,37	8,80	
T_e	-7,55	-5,89	-7,62	-6,83	-3,93	-8,8	
M_t	2,15	0,81	1,66	1,84	-2,76	3,4	

Cas 4 : ELU

Appui	1	2	3	4	5	6	7
L'_w	0	2,1	2,4	2,4	2,36	1,12	2,84
L'_e	2,1	2,4	2,4	2,36	1,12	2,84	0
q_w	0	6.2	6.2	4.74	4.74	6.2	6.2
q_e	6.2	6.2	4.74	4.74	6.2	6.2	0
M_i	1,02	3,74	3,7	3,15	2,4	4,47	4,47
Travée	A	B	C	D	E	F	
M_w	1,02	3,74	3,7	3,15	2,4	4,47	
M_e	3,74	3,7	3,15	2,4	4,47	4,47	
M_0	3,42	4,46	3,41	3,3	0,97	6,25	
T_w	5,21	7,45	5,91	5,91	1,62	8,8	
T_e	-7,8	-7,42	-5,45	-5,27	-5,32	-8,8	
M_t	1,89	1,86	0,84	1,35	-2,22	3,34	

Cas 1 : ELS

Appui	1	2	3	4	5	6	7
L'_w	0	2,1	2,4	2,4	2,36	1,12	2,84
L'_e	2,1	2,4	2,4	2,36	1,12	2,84	0
q_w	0	4.48	4.48	4.48	4.48	4.48	4.48
q_e	4.48	4.48	4.48	4.48	4.48	4.48	0
M_i	0,74	2,7	3,03	2,98	2,2	3,23	3,23
Travée	A	B	C	D	E	F	
M_w	0,74	2,7	3,03	2,98	2,2	3,23	
M_e	2,7	3,03	2,98	2,2	3,23	3,23	
M_0	2,47	3,22	3,22	3,12	0,7	4,51	
T_w	3,77	5,23	5,39	5,61	1,58	6,36	
T_e	-5,63	-5,51	-5,35	-4,95	-3,43	-6,36	
M_t	1,36	1,16	1,02	1,30	-1,83	2,41	

Cas 2 : ELS

Appui	1	2	3	4	5	6	7
L'_w	0	2,1	2,4	2,4	2,36	1,12	2,84
L'_e	2,1	2,4	2,4	2,36	1,12	2,84	0
q_w	0.00	3.51	3.51	4.48	4.48	3.51	3.51
q_e	3.51	3.51	4.48	4.48	3.51	3.51	0.00
M_i	0,58	2,11	2,7	2,98	2,15	2,53	2,53
Travée	A	B	C	D	E	F	
M_w	0,58	2,11	2,7	2,98	2,15	2,53	
M_e	2,11	2,7	2,98	2,15	2,53	2,53	
M_0	1,93	2,53	3,22	3,11	0,55	3,53	
T_w	2,95	3,96	5,25	5,63	1,62	4,98	
T_e	-4,41	-4,45	-5,49	-4,93	-2,30	-4,98	
M_t	1,07	0,75	1,19	1,33	-1,65	1,89	

Cas 3 : ELS

Appui	1	2	3	4	5	6	7
L'_w	0	2,1	2,4	2,4	2,36	1,12	2,84
L'_e	2,1	2,4	2,4	2,36	1,12	2,84	0
q_w	0	4.48	3.51	4.48	4.48	3.51	4.48
q_e	4.48	3.51	4.48	4.48	3.51	4.48	0
M_i	0,74	2,35	2,7	2,98	2,15	3,19	3,19
Travée	A	B	C	D	E	F	
M_w	0,74	2,35	2,7	2,98	2,15	3,19	

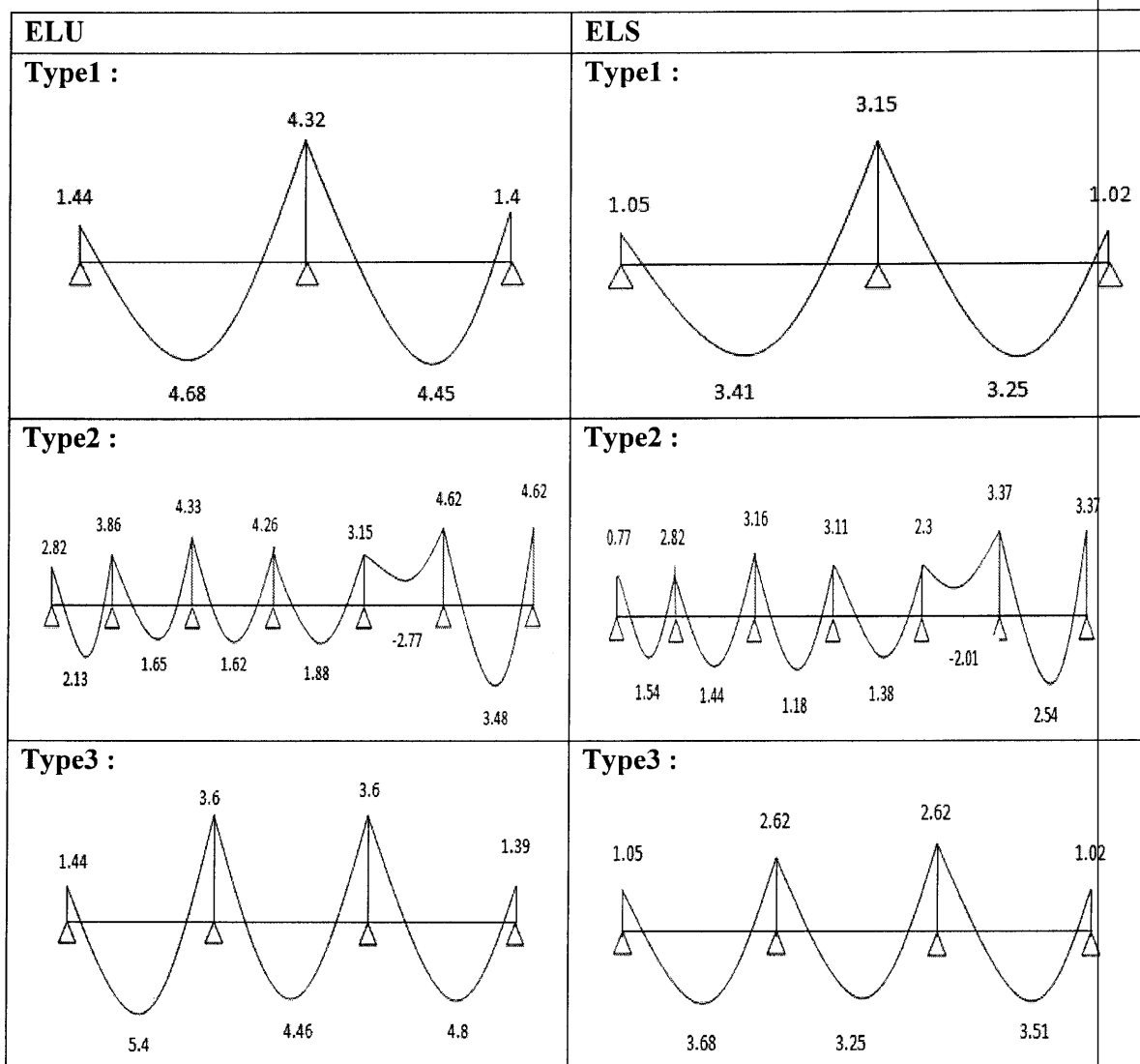
Calcul des éléments secondaire | 2015

M_e	2,35	2,7	2,98	2,15	3,19	3,19	
M_0	2,47	2,53	3,22	3,11	0,55	4,51	
T_w	3,93	4,06	5,26	5,63	1,03	6,36	
T_e	-5,47	-4,35	-5,4	-4,93	-2,89	-6,36	
M_t	1,54	0,63	1,19	1,33	-1,98	2,45	

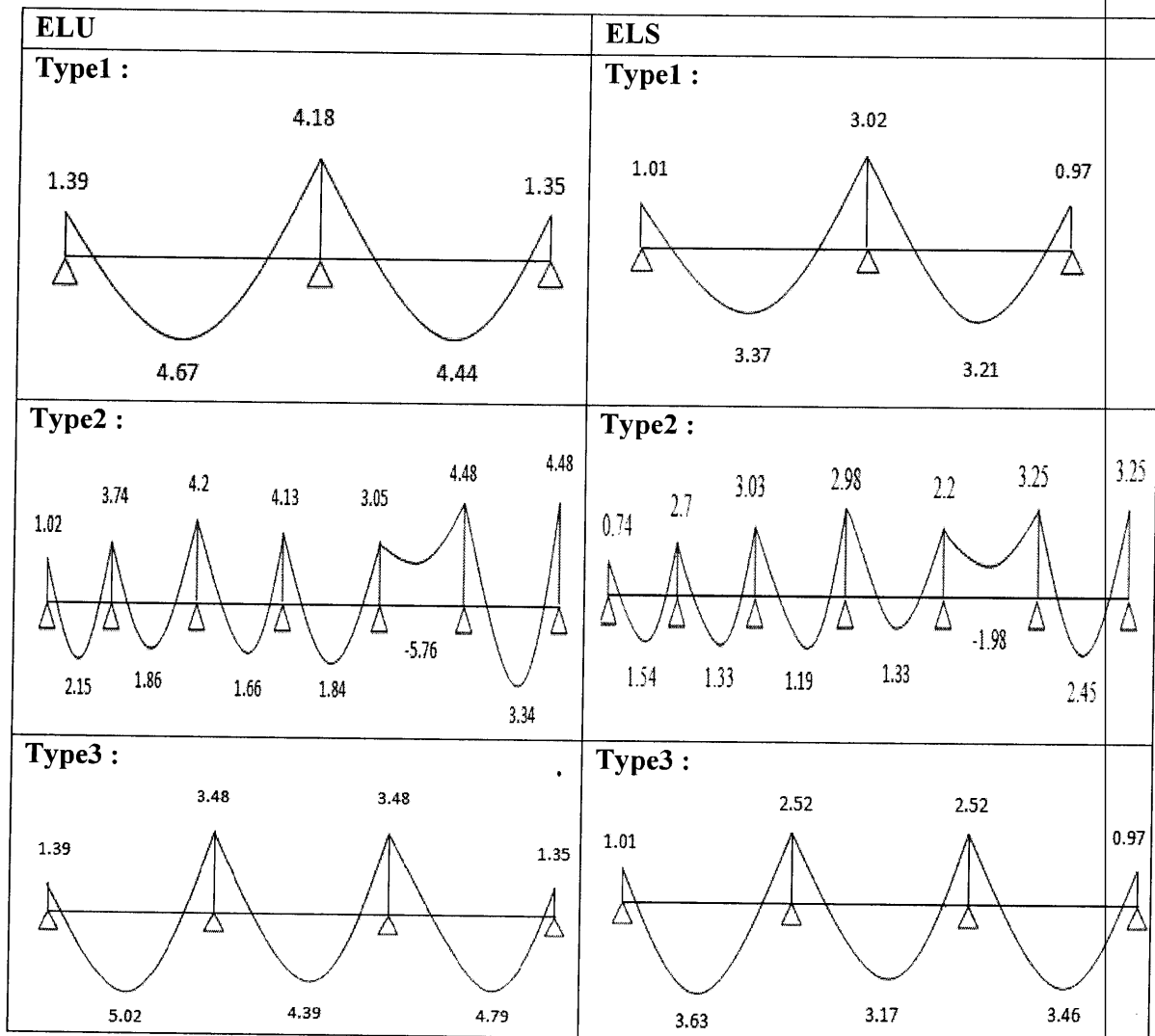
Cas 4 : ELS

Appui	1	2	3	4	5	6	7	
L'_w	0	2,1	2,4	2,4	2,36	1,12	2,84	
L'_e	2,1	2,4	2,4	2,36	1,12	2,84	0	
q_w	0	4.48	4.48	3.51	3.51	4.48	4.48	
q_e	4.48	4.48	3.51	3.51	4.48	4.48	0	
M_i	0,74	2,7	2,7	2,34	1,77	3,23	3,23	
Travée	A	B	C	D	E	F		
M_w	0,74	2,7	2,7	2,34	1,77	3,23		
M_e	2,7	2,7	2,34	1,77	3,23	3,23		
M_0	2,47	3,22	2,52	2,44	0,70	4,51		
T_w	3,77	5,37	4,36	4,38	1,20	6,36		
T_e	-5,63	-5,37	-4,0	-3,9	-3,81	-6,3		
M_t	1,36	1,33	0,64	0,99	-1,62	2,41		

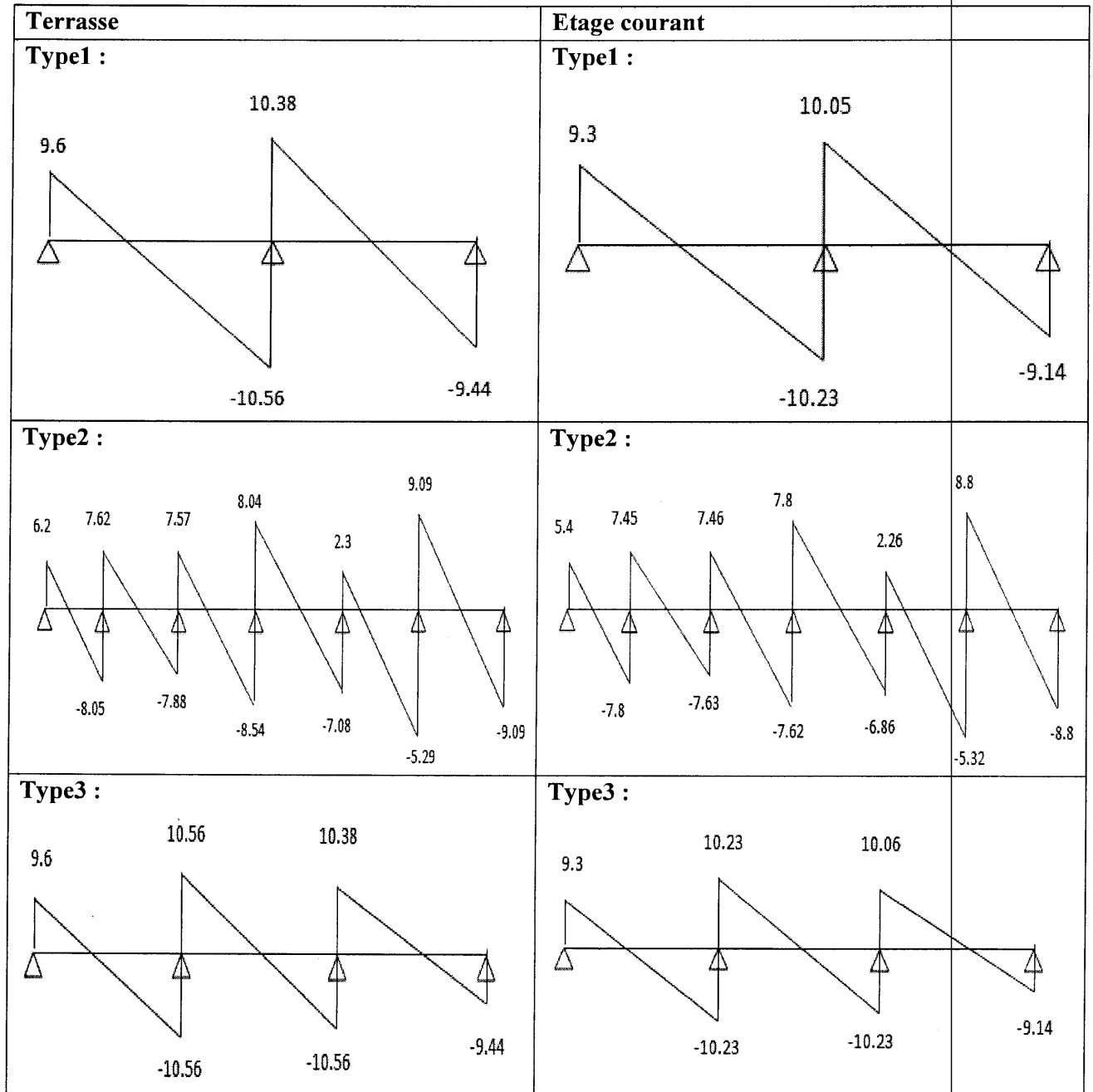
- ✓ Les diagrammes des moments :
- Plancher terrasse :



• Plancher étage courant :



✓ **Diagramme des efforts tranchants :**



❖ **Calcul les armatures à l'ELU :**

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables :

▪ **Plancher terrasse :**

$$M_{\max}(\text{travée}) : M_{\max}^t = 5,4 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max}(\text{appui de rive}) : M_{\text{rive}}^a = 2.82 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max}(\text{appui intermédiaire}) : M_{\text{inter}}^a = 4.62 \text{ KN.m.}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en « T » :

- ✓ Si $M_u < M_{\text{tab}}$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression
- ✓ Si $M_u > M_{\text{tab}}$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

• **Moment de la table de compression :**

$$M_{\text{tab}} = F_{bc} \cdot Z_b = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right).$$

$$M_{\text{tab}} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.072 \text{ KN.m.}$$

✓ **En travée :**

$$M_t = 59.072 \text{ KN.m} > M_u = 5.4 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression et la section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple avec : $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$.

✓ **Sur appui :**

- **Appui de rive :**

$$M_t = 59.072 \text{ KN.m} > M_u = 2.82 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{section rectangulaire } (10 \times 20) \text{ cm}^2.$$

- **Appui intermédiaire:**

$$M_t = 59.072 \text{ KN.m} > M_u = 4.62 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{section rectangulaire } (10 \times 20) \text{ cm}^2.$$

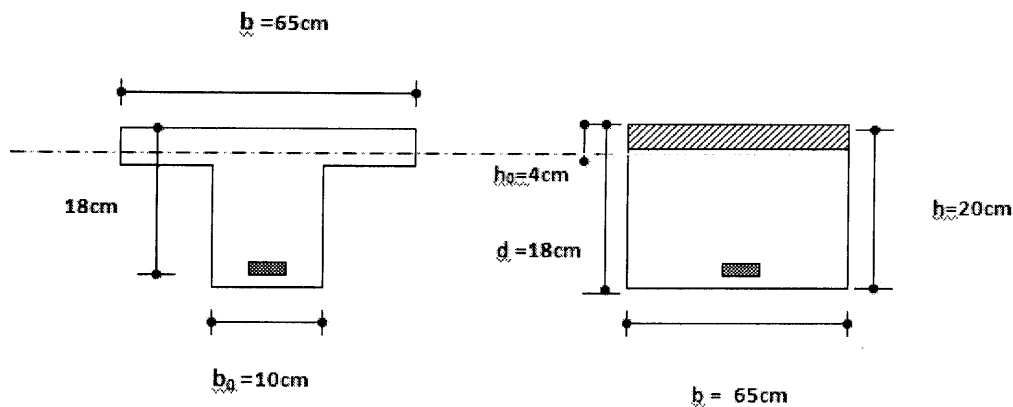


Fig.III.16. Coupe de section rectangulaire et section en T.

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} ; \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) ; A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	b (m)	d (m)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	5.4	0.65	0.18	0.018	0.023	17.87	0.86	2HA10=1.57
Appui de rive	2.82	0.10	0.18	0.061	0.078	17.44	0.46	1HA10=0.79
Appui intermédiaire	4.62	0.10	0.18	0.1	0.132	17.05	0.78	1HA10=0.79

Tab .III.36. Résultats de calcul du ferrailage.

▪ Plancher étage :

$$M_{max} (\text{travée}) : M_{max}^t = 5.02 \text{ KN.m.}$$

$$M_{max} (\text{appui de rive}) : M_{rive}^a = 1.39 \text{ KN.m.}$$

$$M_{max} (\text{appui intermédiaire}) : M_{inter}^a = 4.48 \text{ KN.m.}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en « T » :

- ✓ Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression
- ✓ Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

• le moment de la table de compression :

$$M_{tab} = F_{bc} \cdot Z_b = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tab} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) = 59.072 \text{ KN.m.}$$

✓ **En travée :**

$$M_{tab} = 59.072 \text{ KN.m} > M_u = 5.02 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression et la section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple avec : $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$.

✓ **Sur appui :**

- **Sur appui de rive :**

$$M_{tab} = 59.072 \text{ KN.m} > M_u = 1.39 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{section rectangulaire } (10 \times 20) \text{ cm}^2.$$

- **Sur appui intermédiaire:**

$$M_{tab} = 59.072 \text{ KN.m} > M_u = 4.48 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{section rectangulaire } (10 \times 20) \text{ cm}^2.$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	b (m)	d (m)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	5.02	0.65	0.18	0.016	0.02	17.85	0.8	2HA10=1.57
Appui de rive	1.39	0.10	0.18	0.03	0.004	17.94	0.22	1HA10=0.79
Appui intermédiaire	4.48	0.10	0.18	0.097	0.127	17.08	0.75	1HA10=0.79

Tab.III.37. Résultats de calcul du ferrailage de la table de compression.

❖ **Vérification à L'ELU :**

➤ **Plancher d'étage (terrasse et courant) :**

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

• **En travée :**

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 0.65 \times 0.18 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV. (I)}$$

$$\Rightarrow A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV. (II)}$$

• **Sur appui de rive:**

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 0.10 \times 0.18 = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV. (I)}$$

$$\Rightarrow A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV. (II)}$$

• **Sur appui intermédiaire :**

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 0.10 \times 0.18 = 0.22 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV. (I)}$

$\Rightarrow A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV. (II)}$

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle.**

$T_{u \max} = 10.56 \text{ KN (I)} \quad ; \quad T_{u \max} = 10.23 \text{ KN (II)}$

• Fissuration non préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$

• Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 3 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa.}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{10.56 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.58 \text{ MPa.}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{10.23 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.57 \text{ MPa.}$

$\tau_u = 0.58 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV. (I).}$

$\tau_u = 0.57 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV. (II).}$

➤ **Calcul des armatures transversales et de l'espacement :**

Le diamètre des armatures transversales est de :

$\varphi_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \varphi_l \right) = \min \left(\frac{200}{35} ; \frac{100}{10} ; 10 \right) \text{ mm} = 5.71 \text{ mm}$

On adopte un cadre de $\varphi 6 \Rightarrow$ **1 cadre de T6.**

La section d'armatures transversales est : $A_t = 2 \text{ T } 6 = 0.57 \text{ cm}^2$

L'espacement des armatures transversales est de :

$S_t \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm}) = \min (16.2 ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm.}$

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

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant :**

✓ **Sur appui de rive :**

$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 0.9 d} = \frac{2 \times 9.6 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.9 \times 0.18} = 1.18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(I)}$

$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 0.9 d} = \frac{2 \times 9.14 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.9 \times 0.18} = 1.13 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(II)}$

$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$

$\Rightarrow \sigma_{bc(I)} = 1.18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$

$\Rightarrow \sigma_{bc(II)} = 1.13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$

✓ **Sur appui intermédiaire :**

$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 0.9 d} = \frac{2 \times 10.56 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.9 \times 0.18} = 1.3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(I)}$

$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 0.9 d} = \frac{2 \times 10.23 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.9 \times 0.18} = 1.26 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(II)}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc(I)} = 1.3 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots \text{CV.}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc(II)} = 1.26 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots \text{CV.}$$

➤ **Condition de la flèche :..... (BAEL91 :B.6.8, 424)**

20
u.6

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{330} = 0.06 \geq \frac{1}{22.5} = 0.04 \dots \text{CV}$$

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \Rightarrow \frac{20}{330} = 0.06 \geq \frac{5.4}{15 \times 19.21} = 0.02 \dots \text{CV}$$

$$\bullet \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{1.57}{10 \times 18} = 0.0087 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \text{CV}$$

⇒ Donc le calcul de la flèche est inutile. (I)

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{330} = 0.06 \geq \frac{1}{22.5} = 0.04 \dots \text{CV}$$

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \Rightarrow \frac{20}{330} = 0.06 \geq \frac{5.02}{15 \times 18.6} = 0.017 \dots \text{CV}$$

$$\bullet \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{1.57}{10 \times 18} = 0.0087 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \text{CV}$$

⇒ Donc le calcul de la flèche est inutile. (II)

N.B : (I) plancher terrasse, (II) plancher étage courant.

❖ **Vérification à l'E.L.S :**

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

il faut vérifier que: $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$; $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

Plancher		α	M_{ser}	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{M_{ser}}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{M_{ser}}$
Terrasse	En travée	0.023	3.68	1.47	0.24	CV
	Appui de rive	0.078	1.05	2.68	0.86	CV
	Appui intermédiaire	0.132	3.37	1.37	0.192	CV
Etage courant	En travée	0.02	3.63	1.38	0.196	CV
	Appui de rive	0.004	1.01	1.37	0.21	CV
	Appui intermédiaire	0.127	3.23	1.38	0.197	CV

Tab.III.38. Vérification à l'E.L.S.

Les conditions précédentes sont vérifiées, donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

❖ **Ferraillage de la dalle de compression :**

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

20 cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles si : $50\text{cm} \leq L_1 \leq 80\text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \frac{L_1}{f_e}$.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles si : $L_1 < 50\text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$ $A_2 = \frac{A_1}{4}$

Avec :

L_1 : la distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65\text{ cm}$).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles.

On a:

$$L_1 = 65\text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65\text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte: 5 HA6 = 1.41 cm²/ml.

$$S_t = 100/5 = 20\text{cm}.$$

➤ **Armature de répartition:**

Les armatures de répartition doivent vérifier :

$$A_2 = \frac{A_1}{4} = \frac{1.41}{4} = 0.35\text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte: 5 HA6 = 1.41 cm²/ml.

$$S_t = 100/5 = 20\text{cm}.$$

Pour le ferraillage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

➤ Schéma de ferrailage :

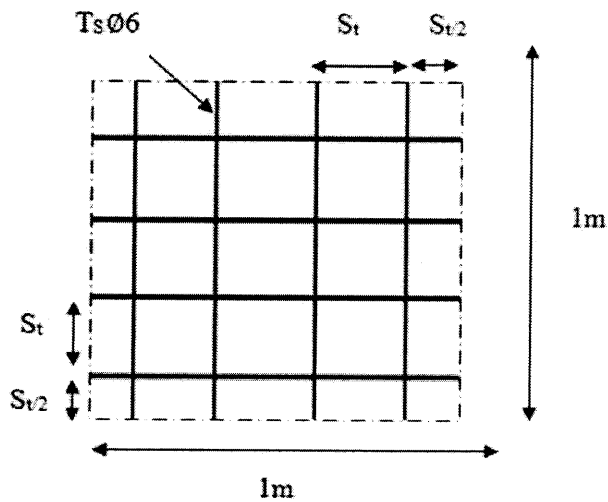


Fig.III.17. disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

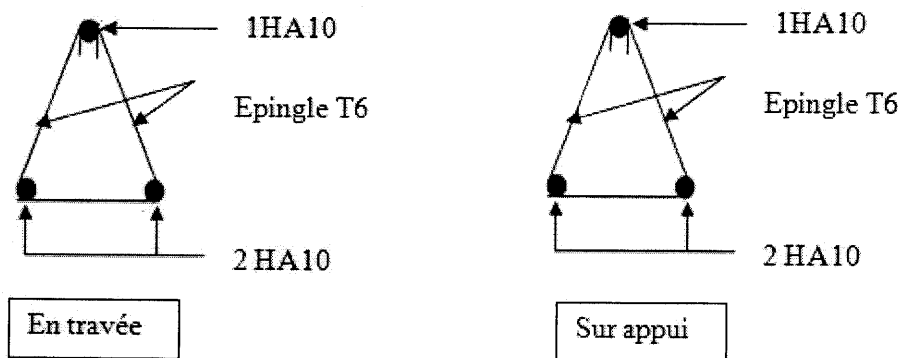


Fig.III.18. Schéma de ferrillages des poutrelles (planchers terrasse+étage courant).

III.5.3 Plancher dalle pleine :

Dans notre bâtiment les dalles pleines sont disposées au niveau de la partie sous-sol pour raison de rigidifier l'infrastructure et d'assurer une bonne isolation thermique.

❖ **Méthode de calcul :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m, les moments seront calculés conformément aux règlements BAEL91 pour la détermination des moments isostatique.

Pour les calculs on prendra la dalle la plus sollicitée qui a pour dimension : $l_x=330\text{cm}$ et $l_y=468\text{cm}$

Cette méthode de calcul est basée sur le rapport de deux dimensions de la dalle

l_x et l_y noté: $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{330}{468} = 0.70.$

Alors : $0.4 \leq 0.7 \leq 1$

Donc la dalle est considérée comme portante dans deux directions perpendiculaires qui issue d'une grande rigidité.

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour valeur :

- ✓ dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$
- ✓ dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

➤ **Sous sol :**

$G = 6.6 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
 $q_{ult} = 1.35 \times 6.6 + 1.5 \times 1.5 = 11,16 \text{ KN/ml.}$
 $q_{ser} = 6.6 + 1.5 = 8,1 \text{ KN/ml.}$
 $\mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\alpha^3)} = 0.068.$
 $\mu_y = \alpha^3(1.9-0.9\alpha) = 0.43.$

➤ **ELU :**

✓ **Moment isostatique :**

$M_{0x} = 0.068 \times 11,16 \times (3,3)^2 = 8,26 \text{ KN.m.}$
 $M_{0y} = 0.43 \times 8,26 = 3,55 \text{ KN.m.}$

✓ **Moment en travée :**

$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 8,26 = 6,2 \text{ KN.m.}$
 $M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 3,55 = 2,66 \text{ KN.m.}$

✓ **Moment sur appui :**

$M_{ax} = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 8,26 = 4,13 \text{ KN.m.}$
 $M_{ay} = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 3,55 = 1,78 \text{ KN.m.}$

Avant le calcul il faut vérifier la condition suivante :

$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25 M_0 \Rightarrow M_t + \frac{2M_a}{2} \geq 1.25 M_0$

✓ **Suivant x-x :**

$M_t + \frac{2M_a}{2} = 6,2 + 4,13 = 10,33 \text{ KN.m} \geq 1.25 M_0 = 1.25 \times 8,26 = 10,32 \text{ KN.m} \dots \dots \text{CV.}$

✓ **Suivant y-y :**

$M_t + \frac{2M_a}{2} = 2,66 + 1,78 = 4,44 \text{ KN.m} \geq 1.25 M_0 = 1.25 \times 3,55 = 4,44 \text{ KN.m} \dots \dots \text{CV}$

➤ **ELS :**

✓ **Moment isostatique :**

$$M_{0x} = 0.068 \times 8,1 \times (3.3)^2 = 6,0 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y} = 0.43 \times 6 = 2.58 \text{ KN.m.}$$

✓ **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 6 = 4,5 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 2.58 = 1.93 \text{ KN.m.}$$

✓ **Moment sur appui :**

$$M_{ax} = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 6 = 3.0 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 2.58 = 1,29 \text{ KN.m.}$$

Avant le calcul il faut vérifier la condition suivante :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25 M_0 \quad \Rightarrow \quad M_t + \frac{2M_a}{2} \geq 1.25 M_0 .$$

✓ **Suivant x-x :**

$$M_t + \frac{2M_a}{2} = 4,5 + 3.0 = 7,5 \text{ KN.m} \geq 1.25 M_0 = 1.25 \times 6 = 7,5 \text{ KN.m} \dots \dots \text{CV.}$$

✓ **Suivant y-y :**

$$M_t + \frac{2M_a}{2} = 1.93 + 1.29 = 3,22 \text{ KN.m} \geq 1.25 M_0 = 1.25 \times 2.58 = 3,22 \text{ KN.m} \dots \dots \text{CV.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Etat	Sens	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	1.25M ₀	M _t + M _a	Vérification
ELU	x-x	8,26	6,2	4,13	10,23	10,33	Ok
	y-y	3,55	2,66	1,8	4,43	4,46	Ok
ELS	x-x	6	4,5	3	7,5	7,5	Ok
	y-y	2.58	1.93	1.29	3.22	3,22	Ok

Tab. III.39.les résultats des efforts a l'ELU et a l'ELS.

❖ **Ferraillage :**

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) ; A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} ; A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} ; d = e - c - \frac{\varphi}{2}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	En travée		Sur appui	
	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
M _u (KN.m)	6,2	2,66	4,13	1,8
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	16	16	16	16
d (cm)	13.5	12	13.5	12
M _u	0.023	0.0130	0.0159	0.0088

α	0.029	0.0165	0.019	0.010
Z (cm)	13.34	11.92	13.39	11.95
A_s (cm ²)	1.33	0,64	0,88	0,43
A_{min} (cm ²)	1.63	1.45	1.63	1.45
$A_{adopté}$ (cm ²)	5T10=3,93	5T10=3,93	5T10=3,93	5T10=3,93
S_t (cm)	20	20	20	20

Tab. III.40.ferrailage de la dalle pleine.

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

$$A_{s \min x} \geq \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min y} \geq \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = 1.45 \text{ cm}^2$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots [\text{BAEL}]$$

$$\Rightarrow \begin{cases} V_{ux} = \frac{p_u.l_x}{2} \cdot \frac{1}{1+\frac{a}{2}} = 13,64 \text{ KN} \\ V_{uy} = \frac{p_u.l_x}{3} = 12,27 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow V_{ux} = 13,64 \text{ KN} > V_{uy} = 12,27 \text{ KN}.$$

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{13,64 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.101 \text{ MPa} \leq 0.07 \cdot \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}.$$

Alors : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier à l'ELS :**

On doit vérifier que :

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

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$ et $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

$$by^2 + 30A_s \cdot y - 30d A_s = 0$$

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

Pour le calcul nous prenons les sollicitations les plus défavorables dans les deux sens.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	4,5	3,14	3,12	6087,14	2.3	Vérifiée
Appui	3.0	3,14	3,12	6087,14	1,54	Vérifiée

Tab.III.41.Résultats pour Vérification de la contrainte du béton.

- $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$.
- ✓ Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) \dots \dots \dots [\text{BAEL91}].$$

$$(\eta = 1.6 \text{ acier HA}); f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(266.67; 201.63) = 202 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = \eta \cdot \frac{M_{max}}{I} (d_x - y); \eta = 15.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{4.5 \times 10^6}{6087.14 \times 10^4} (135 - 31.42) = 115.1 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ Vérification de la flèche :

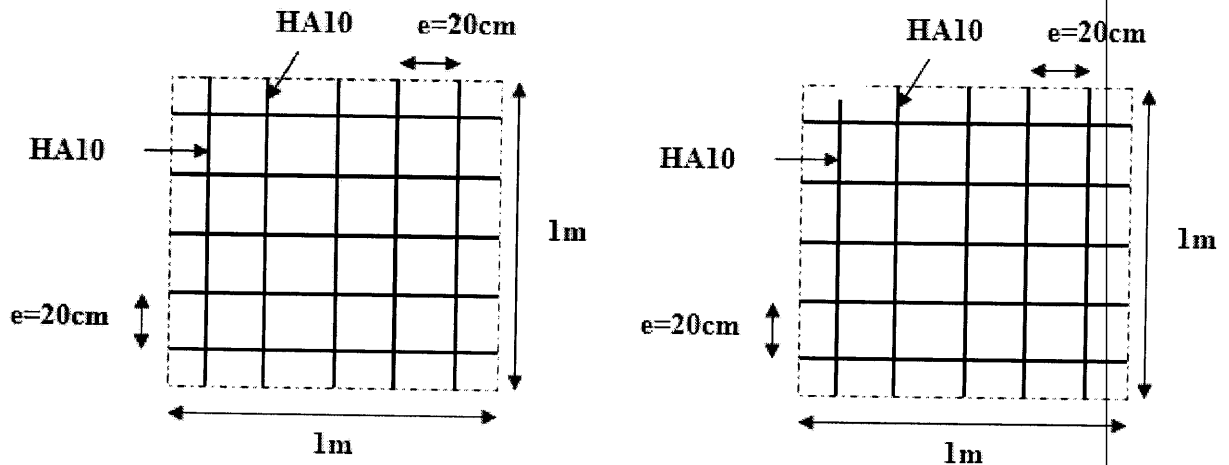
✓ Suivant x-x :

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20.M_x} \\ \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{16}{330} = 0.048 \geq \frac{4.5}{20 \times 6} = 0.037 \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 0.002 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{CV} \end{cases}$$

✓ Suivant y-y :

$$\begin{cases} \frac{h}{l_y} \geq \frac{M_0}{20.M_y} \\ \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{16}{468} = 0.034 \geq \frac{1.93}{20 \times 2.85} = 0.033 \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 0.002 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{CV} \end{cases}$$

L'ensemble des conditions de la flèche sont vérifiées, donc pas de nécessité de calcul de la flèche.



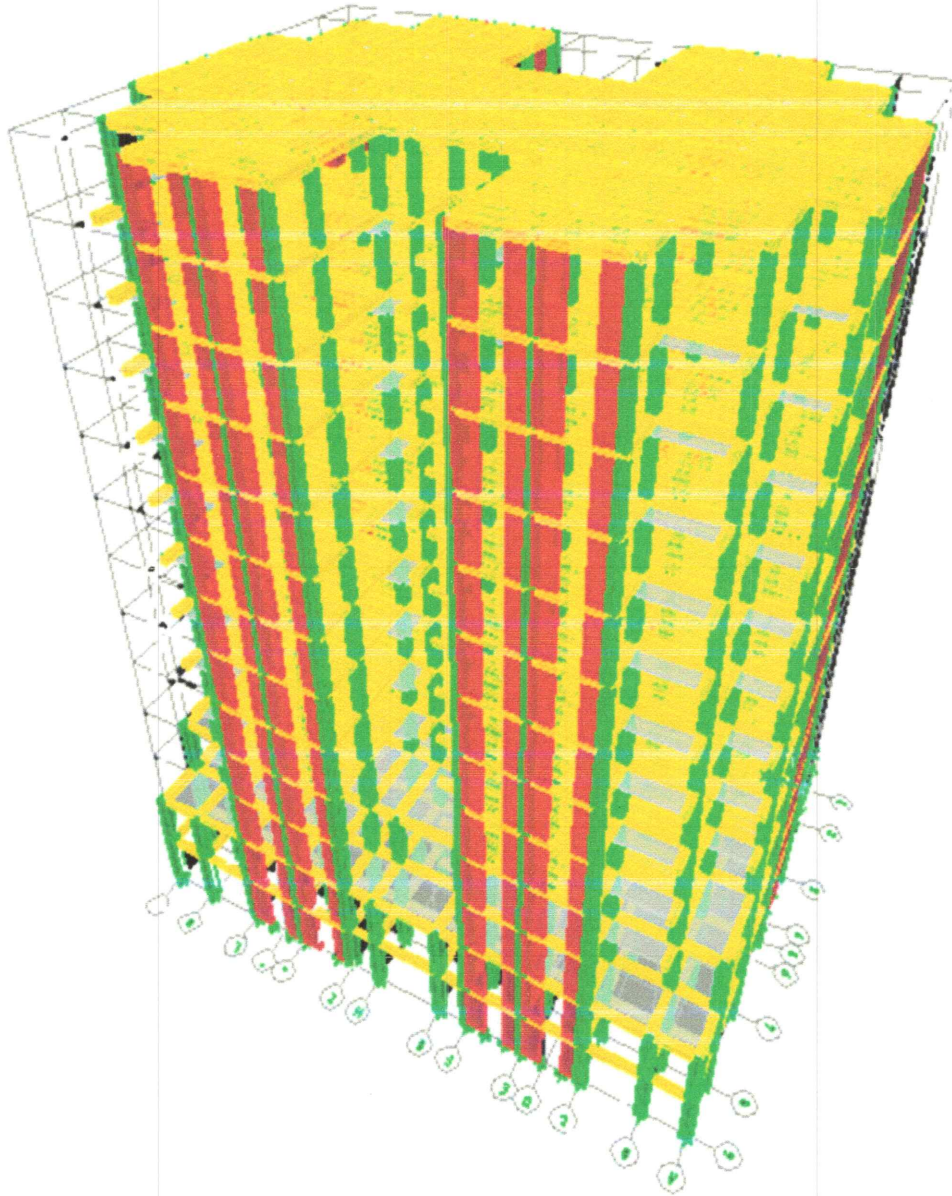
Ferraillage de la nappe supérieur.

Ferraillage de la nappe inférieure.

Fig.III.19.Ferraillage de la dalle pleine.

CHAPITRE IV

Etude sismique



Etude sismique

IV.1. Introduction :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans la zone sismique (zone IIa notre cas), ou éventuellement soumis à des actions accidentelles.

La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS ROBOT..... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel ETABS version 9.7 du fait qu'il soit disponible et présente plus de facilité d'exécution et de vérification.

IV.2. Objectifs de l'étude sismique :

L'objectif initial de l'étude sismique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude sismique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voir impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.3. Modélisation de la structure étudiée :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux... etc.), dans les éléments structuraux, le logiciel de calcul par éléments finis *ETABS* est utilisé.

❖ Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD*, *SAP2000* et *SAFE*).

❖ Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

❖ Modélisation de la masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ (RPA99/version 2003), dans notre cas $\beta = 0,2$, correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

❖ Nombre de mode à considérer :

D'après les RPA99/Version2003 (article 4.3.4-a) pour des structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'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 structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.4. Méthode de calcul :

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

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

❖ Méthode statique équivalente :

Dans notre cas la méthode statique équivalente est applicable (zone II et groupe d'usage 2, la hauteur du bâtiment atteint de 31 m, satisfaction des conditions de régularité en plan et en élévation).

➤ Principe :

Dans cette méthode, les actions sismiques réelles qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Les effets de ces forces sont considérés équivalents à ceux provoqués par mouvement du sol dans une direction quelconque.

Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant Deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

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

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W \dots\dots\dots \text{RPA 99}$$

➤ Coefficient d'accélération de zone [A] :

D'après la classification sismique des wilayas : Jijel → Zone II

Ouvrage courant ou d'importance moyenne : Usage d'habitation Groupe 2

Alors d'après les deux critères précédents, on obtient :

$$A=0.15 \dots\dots\dots \text{(Tableau 4.1 de l' RPA 99).}$$

➤ Coefficient de comportement global de la structure [R] :

Dans notre structure, on a un système de contreventement en portiques et par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement de la structure égal à :

$$R=5 \dots\dots\dots \text{(Tableau 4.3 de l' RPA 99).}$$

➤ Facteur d'amplification dynamique moyen [D] :

Le facteur "D" est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure "T".

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3S \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} \dots \dots T \geq 3S \end{cases}$$

Avec :

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

donnée par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7$ RPA 99.

ξ : pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2 de l'RPA 99).

$\xi = 7\%$ pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense.

D'où $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 > 0.7$ CV

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site données par le tableau 4.7 de l'RPA99. Pour un site meuble S3, les deux valeurs sont ($T_1=0.15$ sec et $T_2=0.50$ sec).

➤ Le facteur de qualité de la structure [Q] :

Il est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments de la construction.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

Sa valeur est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_a$

Donc $Q = 1.25$

➤ Estimation empirique de la période fondamentale :

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 de l'RPA99 ; soit :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}, \frac{0.09 h_N}{\sqrt{d}} \right\}$$

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

C_t : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau [4.6 de l'RPA99].

d : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

	C_T	h_N (m)	d (m)	$C_T \times h_N^{3/4}$	$0.09h_N/\sqrt{d}$	T (sec)
Sens X	0.05	40.3	32.1	0.79	0.64	0.64
Sens Y	0.05	40.3	23.8	0.79	0.74	0.74

Tab IV.1. Période fondamentale de la structure.

• Pour le sens longitudinal :

On a: $T_2=0.5 \text{ sec} \leq T_y=0.64\text{sec} \leq 3\text{s} \Rightarrow D_y = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.5}{0.64}\right)^{2/3} = 1.87$

Donc : $D_x = 1,87$.

• Pour le sens transversal :

On a: $T_2=0.5 \text{ sec} \leq T_y=0.74\text{sec} \leq 3\text{s} \Rightarrow D_y = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.5}{0.74}\right)^{2/3} = 1.69$

Donc : $D_y = 1,69$.

❖ Disposition des voiles :

➤ Analyse de la structure proposée par l'architecte (1^{ère} variante) :

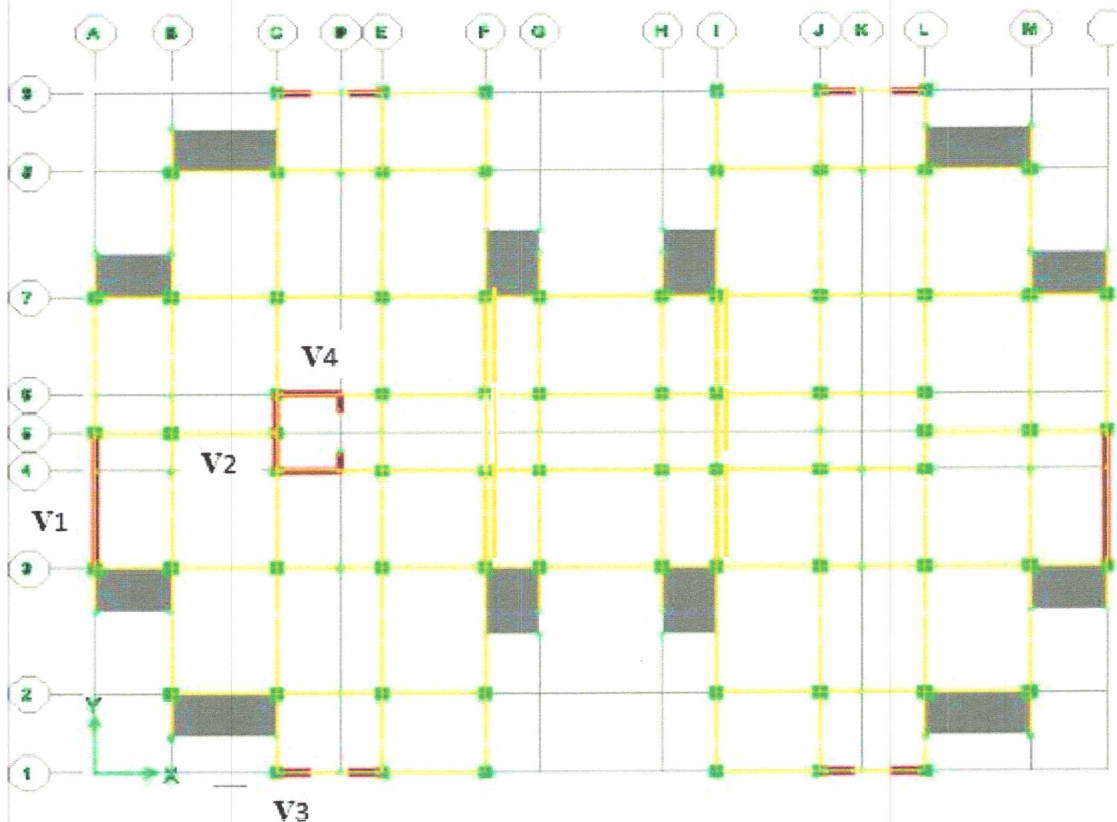


Fig. VI.1. la disposition proposée par l'architecte.

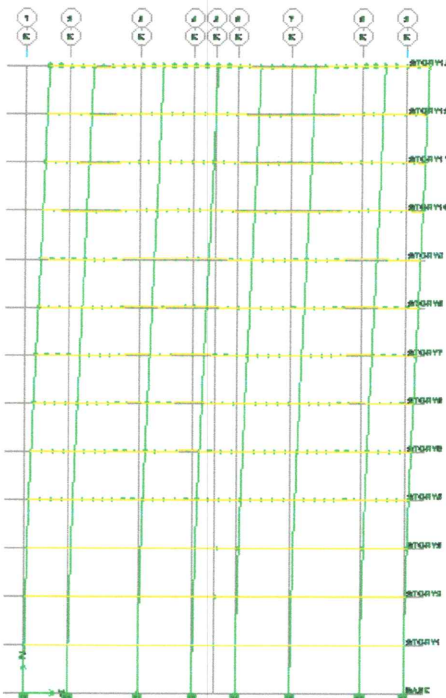
✓ Résultat de l'analyse dynamique par ETABS de la 1^{ère} variante :

• Les modes propres :

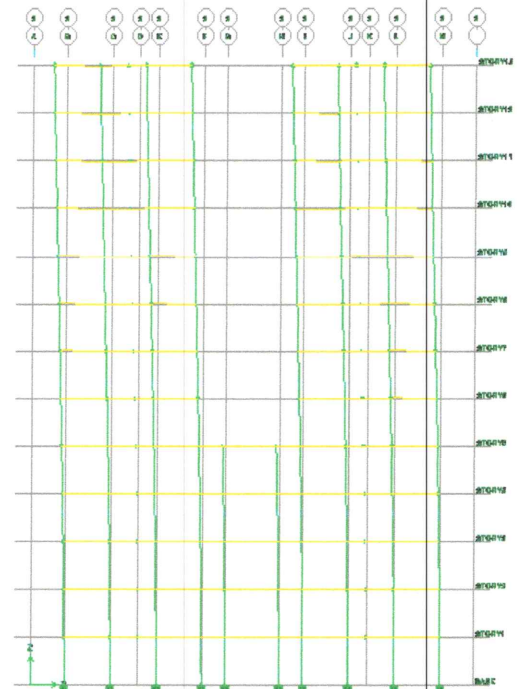
Les différents modes propres de vibration de la structure sont présentés dans le tableau suivant :

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	SumRX	SumRY
1	1,07809	67,3801	0	67,3801	0	0	98,8763
2	0,92889	0	64,6167	67,3801	64,6167	96,0295	98,8764
3	0,77931	0,0005	1,725	67,3806	66,3417	98,66	98,8777
4	0,337792	18,076	0,0003	85,4566	66,342	98,66	99,4761
5	0,268423	0,0007	18,4296	85,4573	84,7716	99,5513	99,4761
6	0,208895	0	0,854	85,4573	85,6257	99,6077	99,4761
7	0,181528	7,9308	0,0003	93,3881	85,626	99,6078	99,9592
8	0,130582	0,0007	7,78	93,3888	93,406	99,9401	99,9592
9	0,113947	2,8405	0,0004	96,2292	93,4064	99,9401	99,9812
10	0,098278	0,0021	0,3948	96,2314	93,8012	99,956	99,9814
11	0,078977	0,0011	2,7804	96,2325	96,5815	99,9828	99,9814
12	0,076636	1,1129	0,0016	97,3454	96,5832	99,9828	99,9929

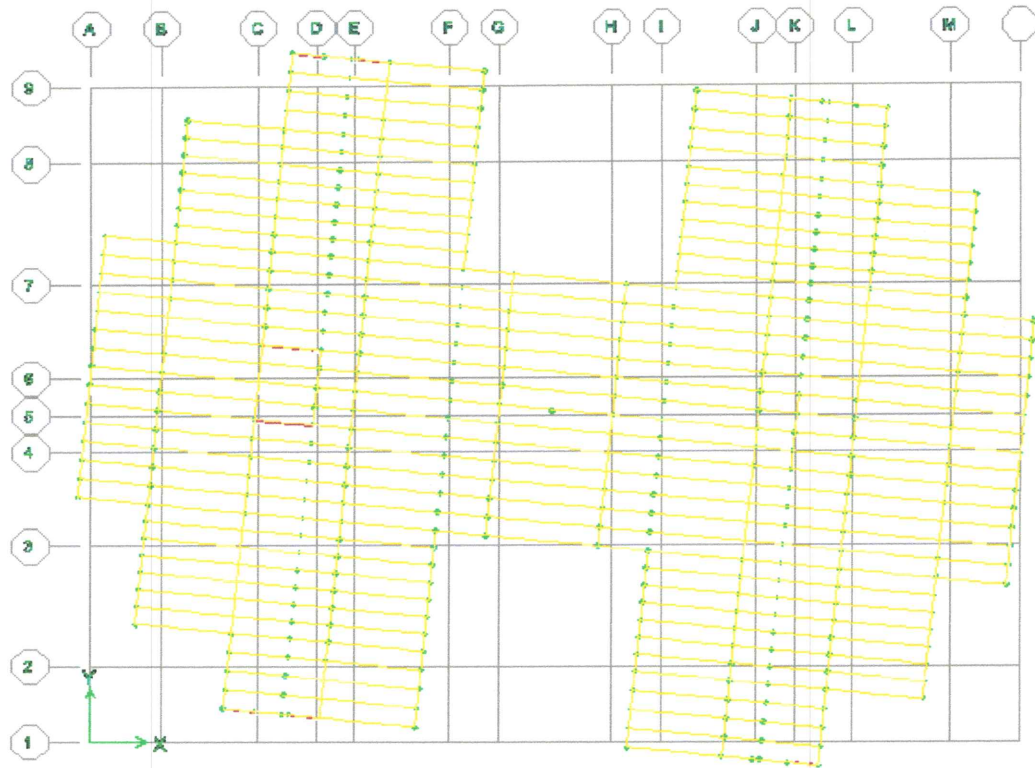
Tab IV.2. Périodes et participation massique.



Mode 1: translation suivant y



Mode2 : translation suivant X.



Mode 3 : rotation suivant Z.

Fig. IV.2. Les modes propres de la variante proposée par l'architecte.

✓ Interprétations des résultats obtenus :

Selon art 4.2.4.4 du RPA la condition ($1.3T_e > T_{dyn}$) est non vérifiée.

$$1.3 \times 0.79 = 1.03 \text{ sec} < T_{x \text{ dyn}} = 1.07 \text{ sec}$$

- * Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe transversal (yy).
- * Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant l'axe transversal (xx).
- * Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.
- * Les facteurs de participation massique ont atteint les **90%** aux modes 8^{ème} et 7^{ème} respectivement pour le sens y et x.

➤ **Analyse de la structure proposée « Variante 02 » :**

Après plusieurs changements de dispositions des voiles on a choisis une variante pour laquelle on obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau de premier mode.

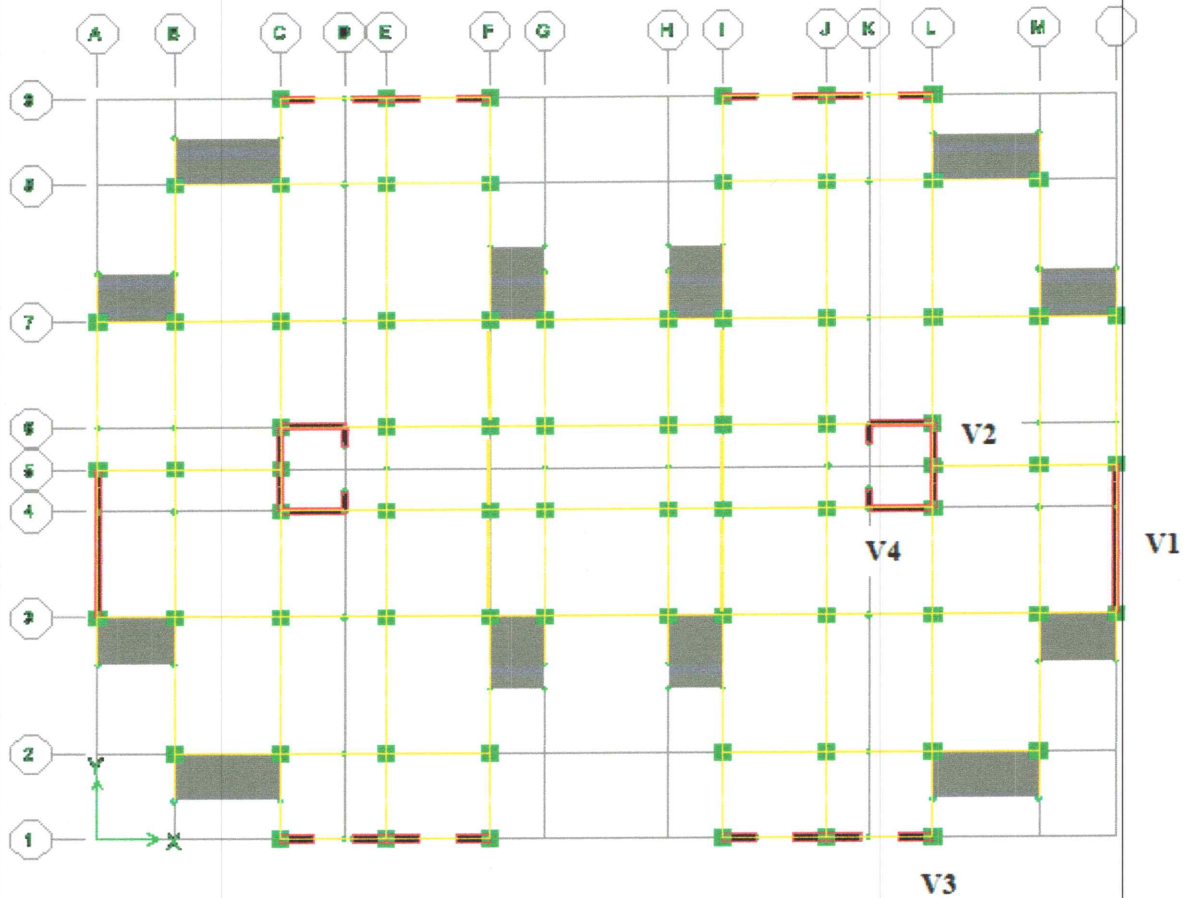


Fig. VI.3.la disposition des voiles proposés.

➤ **Poids total de la structure :**

Le poids de la structure W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.
- W_{Qi} : Poids de la charge d'exploitation.
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par (le tableau 4.5 du RPA99 version 2003).

Dans notre cas, le bâtiment à usage d'habitation et commerciale : $\beta=0.2$

➤ **Poids total de la structure :**

Le poids de la structure W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.
- W_{Qi} : Poids de la charge d'exploitation.
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par (le tableau 4.5 du RPA99 version 2003).

Dans notre cas, le bâtiment à usage d'habitation et commerciale : $\beta=0.2$

Etage	Poids (KN)
9	3833,097
8	4638,086
7	4684,400
6	4779,106
5	4889,338
4	4889,338
3	4997,823
2	5121,834
1	5256,159
RDC	5287,691
Sous sol 2	7407,202
Sous sol 1.b	7856,917
Sous sol 1.a	3519,718

$$\Rightarrow W_T = 67160,709 \text{KN.}$$

Tab IV.3. Poids des étages.

Les paramètres obtenus sont montrés dans le tableau suivant :

Paramètres	Valeur
A	0.15
D_x, D_y	1.87 ; 1.69
Q	1.25
R	5
W	67291,433
T_x, T_y	0.64 ; 0.74

Tab IV.4. Valeurs obtenues de divers paramètres.

❖ **Calcul de la force sismique totale à la base :**

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} W = \frac{0.1 \times 1.8 \times 1.25 \times 67291,433}{5} = 4718, 81 \text{ KN.}$$

$$V_y = \frac{A_y \cdot Q}{R} = \frac{0.1 \times 1.69 \times 1.25 \times 67291,433}{5} = 4264,59 \text{ KN.}$$

❖ **Distribution de la force sismique selon la hauteur:**

D'après l'article 4.2.5 du RPA, la résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée selon la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \text{ d'ou :}$$

$$F_t = 0.07 T.V \quad \text{si } T > 0.7 \text{ sec}$$

$$F_t = 0 \quad \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec}$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times w_i \times h_i}{\sum w_i h_i}$$

F_i : force horizontale au niveau i .

h_i : niveau de plancher.

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

W_i : poids de l'étage

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant pour les deux sens:

- **Suivant l'axe xx' :** $T=0.64 \text{ sec} \Rightarrow F_t=0$

Niveau	H_i (m)	W_i (kn)	$H_i \cdot W_i$	V_x (KN)	F_i (KN)	V_i (KN)
9	40,3	3833,097	154473,809	4718,81	531,35	531,35
8	37,2	4638,086	172536,799	4718,81	593,48	1124,84
7	34,1	4684,4	159738,04	4718,81	549,46	1674,30
6	31	4779,106	148152,286	4718,81	509,61	2183,91
5	27,9	4889,338	136412,53	4718,81	469,22	2653,14
4	24,8	4889,338	121255,582	4718,81	417,09	3070,23
3	21,7	4997,823	108452,759	4718,81	373,05	3443,28
2	18,6	5121,834	95266,1124	4718,81	327,69	3770,98
1	15,5	5256,159	81470,4645	4718,81	280,24	4051,22
RDC	12,4	5287,691	65567,3684	4718,81	225,53	4276,76
Sous-sol 2	9,3	7407,202	68886,9786	4718,81	236,95	4513,71
Sous-sol 1.b	6,2	7856,917	48712,8854	4718,81	167,56	4681,27
Sous-sol 1.a	3,1	3519,718	10911,1258	4718,81	37,53	4718,81
Σ	/	67160,709	1371836,74	/	4718,81	/

Tab IV.5. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X.

- **Suivant l'axe yy' :** $T=0.74 \text{ sec} \Rightarrow F_t=0$

Niveau	Hi (m)	Wi(KN)	Hi*Wi	V(KN)	Fi(KN)	Vi(KN)
9	40,3	3833,097	154473,809	4264,59	480,20	480,20
8	37,2	4638,086	172536,799	4264,59	536,36	1016,56
7	34,1	4684,4	159738,04	4264,59	496,57	1513,14
6	31	4779,106	148152,286	4264,59	460,55	1973,69
5	27,9	4889,338	136412,53	4264,59	424,06	2397,76
4	24,8	4889,338	121255,582	4264,59	376,94	2774,70
3	21,7	4997,823	108452,759	4264,59	337,14	3111,84
2	18,6	5121,834	95266,1124	4264,59	296,15	3407,99
1	15,5	5256,159	81470,4645	4264,59	253,26	3661,26
RDC	12,4	5287,691	65567,3684	4264,59	203,82	3865,09
Sous-sol 2	9,3	7407,202	68886,9786	4264,59	214,14	4079,23
Sous-sol 1.b	6,2	7856,917	48712,8854	4264,59	151,43	4230,67
Sous-sol 1.a	3,1	3519,718	10911,1258	4264,59	33,92	4264,59
Σ	/	67160,709	1371836,74	/	4264,59	/

Tab IV.6. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y.

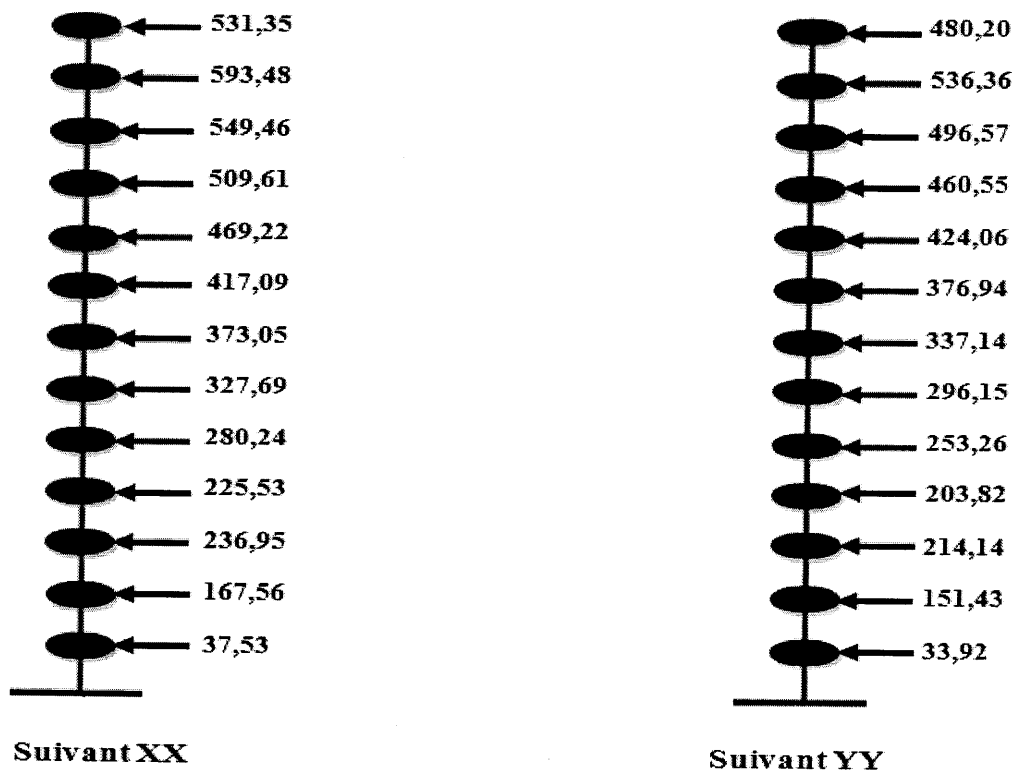


Fig. IV.4. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.

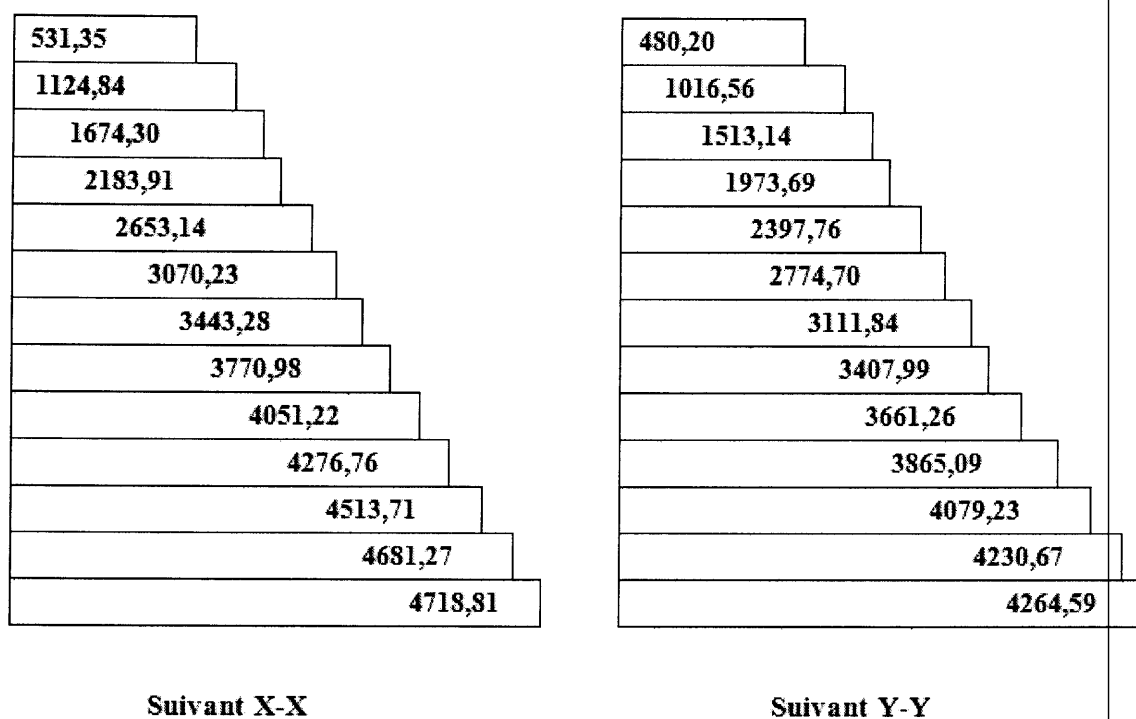


Fig. IV.5. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.

IV.5. Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

➤ le centre de gravité des masses :

Le centre de masse est le point de l'application des résultantes des charges horizontales (vent, séisme)

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i ,

X_i , Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

➤ Centre de rigidité (torsion) :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment, il est caractérisé par les propriétés suivantes :

1. Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation dans la direction parallèle à la force agissante.
2. Un moment dont l'axe vertical passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation dans le même sens que le moment.

Les coordonnées de centre de torsion sont :

$$X_c = \frac{\sum I_{yi} x_i}{\sum I_{yi}} \qquad Y_c = \frac{\sum I_{xi} y_i}{\sum I_{xi}}$$

I_{xi} : inertie propre (réelle ou équivalente) des éléments de contreventement par rapport à l'axe xx' .

I_{yi} : Inertie propre (réelle ou équivalente) des éléments de contreventement par rapport à l'axe yy' .

x_i : Distance algébrique suivant l'axe ox .

y_i : Distance algébrique suivant l'axe oy .

➤ **Calcul de l'excentricité théorique et l'excentricité accidentelle :**

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

- Excentricité théorique.
- Excentricité accidentelle.

✓ **L'excentricité théorique :** c'est celle calculée précédemment.

$$e_{xth} = X_G - X_C .$$

$$e_{yth} = Y_G - Y_C .$$

✓ **L'excentricité accidentelle :**

Fixée par le RPA99/ version 2003 à : $\pm 5\% L$.

Sens X $e_{ax} = 0.05L_x$ avec : $L_x = 32.1 \text{ m} \Rightarrow e_{ax} = 1.605 \text{ m}$.

Sens Y $e_{ay} = 0.05L_y$ avec : $L_y = 23.8 \text{ m} \Rightarrow e_{ay} = 1.19 \text{ m}$.

Etage	Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité théorique	
	XCCM	YCCM	XCR	YCR	$e_x(\text{m})$	$e_y(\text{m})$
9	15,875	12,284	15,862	11,986	0,013	0,298
8	15,875	12,212	15,839	11,911	0,036	0,301
7	15,867	11,61	15,841	11,839	0,026	0,229
6	15,875	11,361	15,846	11,714	0,029	0,353
5	15,875	11,429	15,85	11,614	0,025	0,185
4	15,875	11,673	15,854	11,563	0,021	0,11
3	15,875	11,673	15,857	11,548	0,018	0,125

2	15,875	11,673	15,86	11,547	0,015	0,126
1	15,875	11,673	15,862	11,555	0,013	0,118
RDC	15,875	11,673	15,863	11,566	0,012	0,107
Sous-sol 2	15,875	11,673	15,865	11,578	0,01	0,095
Sous-sol 1.b	15,875	11,626	15,866	11,591	0,009	0,035
Sous-sol 1.a	15,875	11,638	15,867	11,603	0,008	0,035

Tab IV.7. Centre de masse et centre de torsion des étages.

Selon le tableau : $\begin{cases} e_{xth} = 0,036 < e_{ax} = 1.605m. \\ e_{yth} = 0,353 < e_{ay} = 1.19 m. \end{cases}$

Le graphe du spectre :

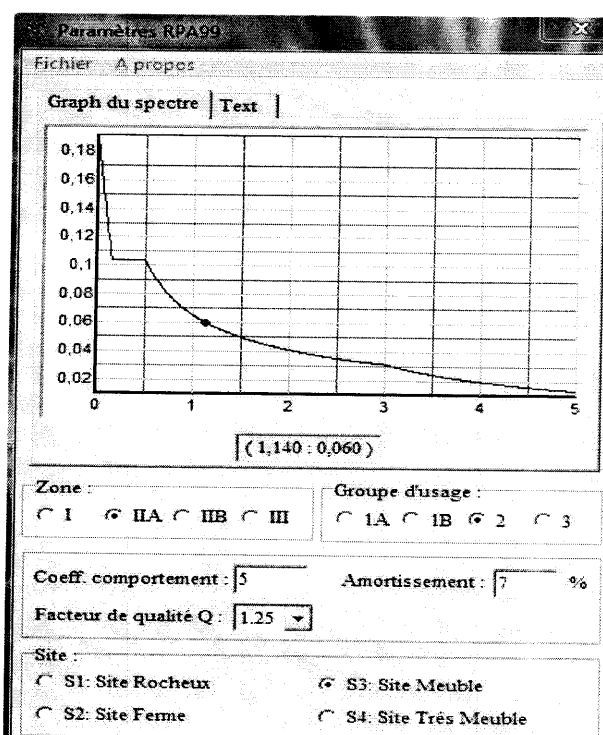


Fig. IV.6. Graphe du spectre de réponse utilisé (spectre RPA).

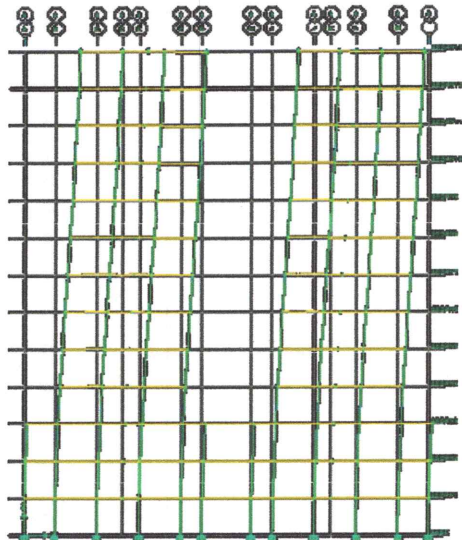
L'analyse du modèle du bâtiment en introduisant le spectre de réponse précédant nous a donné les résultats suivants :

- **Résultat de l'analyse dynamique par ETABS :**
 - **Les modes propres :**

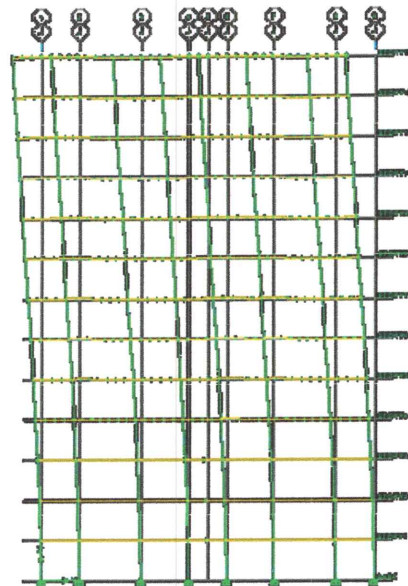
Les différents modes propres de vibration de la structure sont présentés dans le tableau suivant :

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	SumRX	SumRY	Nature de mouv
1	0,897836	67,1591	0,0019	67,1591	0,0019	0,0028	98,8177	Trans suivant y
2	0,884481	0,0019	66,4072	67,1609	66,4091	98,6554	98,8204	Trans suivant x
3	0,699504	0,0093	0,0002	67,1702	66,4093	98,6557	98,8328	rotation
4	0,271537	18,7365	0,0001	85,9067	66,4094	98,6557	99,5562	/
5	0,249985	0,0001	19,2673	85,9068	85,6768	99,6183	99,5562	/
6	0,190447	0,0028	0	85,9096	85,6768	99,6183	99,5563	/
7	0,140978	7,5134	0	93,423	85,6768	99,6183	99,9564	/
8	0,120067	0	8,0508	93,423	93,7276	99,9541	99,9564	/
9	0,090812	0,0326	0	93,4556	93,7276	99,9541	99,957	/
10	0,087076	2,7473	0	96,2029	93,7276	99,9541	99,98	/
11	0,072549	0	2,9251	96,2029	96,6527	99,9835	99,98	/
12	0,058184	1,1469	0	97,3498	96,6527	99,9835	99,9916	/

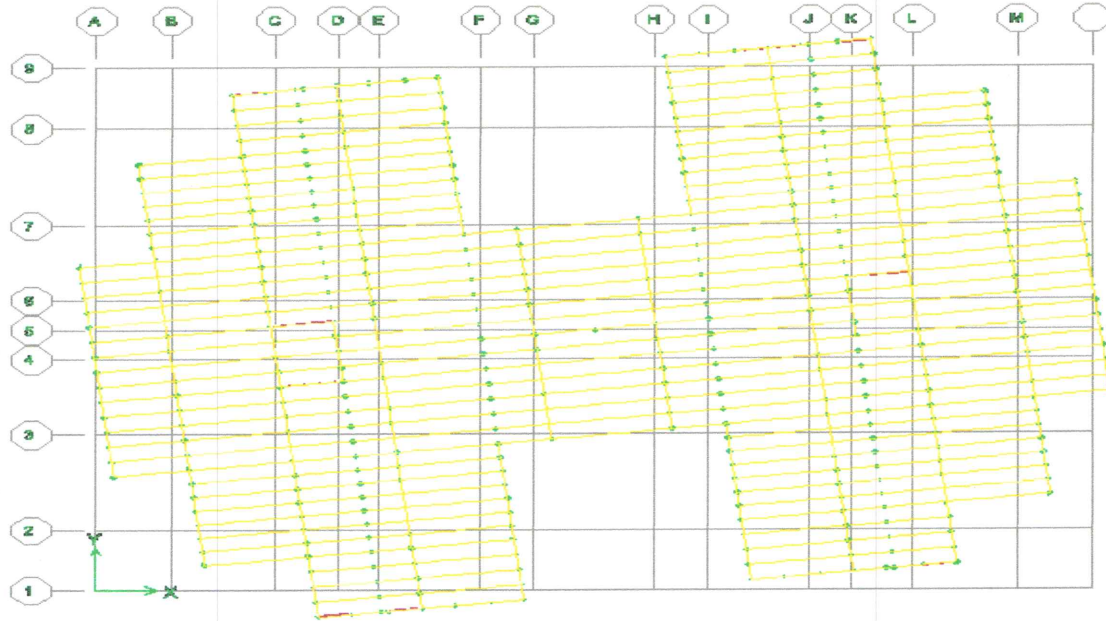
Tab IV.8. Périodes et participation massique.



Mode 1: translation suivant y



Mode2 : translation suivant X.



Mode 3: rotation selon Z.

Fig. IV.7. Les modes propres de variation proposée.

➤ **Interprétations des résultats obtenus :**

- * Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe transversal (yy).
- * Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant l'axe transversal (xx).
- * Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.
- * Les facteurs de participation massique ont atteint les **90%** aux modes 7^{ème} et 8^{ème} respectivement pour le sens **x** et **y**.

● **L'effort sismique à la base :**

D'après le fichier des résultats d'ETABS on a :

$$V_{\text{dyn } x} = 4644.49 \text{ KN}$$

$$V_{\text{dyn } y} = 4695.60 \text{ KN}$$

❖ **Vérifications réglementaires.**

➤ **Période fondamentale théorique RPA Art 4.2.4 :**

les périodes calculés à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30 %.

On a : $1.3 \times C_T \times h_N^{3/4} = 1.3 \times 0.79 = 1.03 \text{ sec} > T_{x \text{ dyn}} = 0,89 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{CV.}$

Donc la condition est vérifiée.

➤ **La résultante des forces sismiques :**

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/version 2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

$$V_{\text{dyn } x} = 4644.49 \text{ KN} > 0.8 V_{\text{stat } x} = 4718.81 \times 0.8 = 3775.05 \text{ KN} \dots\dots \text{CV.}$$

$$V_{\text{dyn } y} = 4695.60 \text{ KN} > 0.8 V_{\text{stat } y} = 4264.59 \times 0.8 = 3411.67 \text{ KN} \dots\dots \text{CV.}$$

➤ **Les déplacements latéraux inter-étage :**

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 horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suite :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (\text{RPA 99 ;4-19})$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égale a :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}.$$

En effet, selon l'article 5-10 du **RPA99**, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}$$

Avec:

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e \quad \text{où}$$

h_e : représente la hauteur de l'étage.

Tableau des résultats :

Niveau	$(\delta_{ek})_x$	$(\delta_{ek})_y$	$(\delta_k)_x$	$(\delta_k)_y$	$(\Delta_k)_x$	$(\Delta_k)_y$	$\bar{\delta}$	Observation
9	0.0353	0.0355	0.18	0.177	0.016	0.014	3.1	Vérifier
8	0.0328	0.0326	0.164	0.163	0.014	0.015	3.1	Vérifier
7	0.0301	0.0296	0.150	0.148	0.014	0.016	3.1	Vérifier
6	0.0272	0.0264	0.136	0.132	0.016	0.016	3.1	Vérifier
5	0.024	0.0232	0.12	0.116	0.017	0.017	3.1	Vérifier
4	0.0207	0.0198	0.103	0.099	0.017	0.017	3.1	Vérifier

3	0.0172	0.0164	0.086	0.082	0.017	0.017	3.1	Vérifier
2	0.0138	0.0131	0.069	0.065	0.017	0.016	3.1	Vérifier
1	0.0104	0.0099	0.052	0.049	0.016	0.014	3.1	Vérifier
RDC	0.0073	0.007	0.036	0.035	0.013	0.013	3.1	Vérifier
Sous-sol 2	0.0047	0.0044	0.023	0.022	0.011	0.011	3.1	Vérifier
Sous-sol 1.b	0.0025	0.0023	0.012	0.011	0.0075	0.007	3.1	Vérifier
Sous-sol 1.a	0.0009	0.0008	0.0045	0.004	/	/	/	/

Tab IV.9. Vérification des déplacements inter étage.

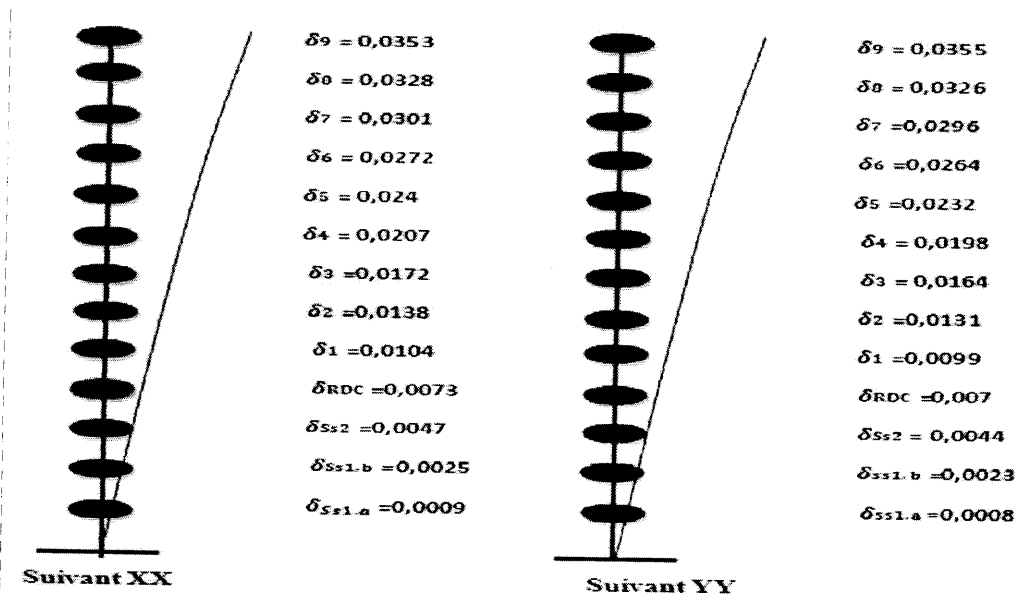


Fig. IV.8. Les déplacements latéraux inter-étage.

➤ Justification de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0.10.$$

Avec :

P_k : poids totale de la structure et des surcharges d'exploitations associés au-dessus du niveau k.

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

h_k : hauteur de l'étage k.

- ✓ Si $0.10 < \theta_k \leq 0.20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $1 / (1 - \theta_k)$.

✓ Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

• **Sens longitudinal :**

Niveau	Poids(KN)	Δ_{KX}	V_K	h_K	θ
9	3833,097	0,016	531,35	3,1	0,0368
8	4638,086	0,014	1124,84	3,1	0,0186
7	4684,400	0,014	1674,30	3,1	0,0126
6	4779,106	0,016	2183,91	3,1	0,0112
5	4889,338	0,017	2653,14	3,1	0,0101
4	4889,338	0,017	3070,23	3,1	0,0087
3	4997,823	0,017	3443,28	3,1	0,0079
2	5121,834	0,017	3770,98	3,1	0,0074
1	5256,159	0,016	4051,22	3,1	0,0066
RDC	5418,415	0,013	4276,76	3,1	0,0051
Sous-sol 2	7407,202	0,011	4513,71	3,1	0,0058
Sous-sol 1	7856,917	0,0075	4681,27	3,1	0,0040

Tab IV.10. Valeurs de θ pour le sens longitudinal.

Alors : $\theta < 0.1$ l'effet P- Δ est négligeable.

• **Sens transversal :**

Niveau	Poids(KN)	$(\Delta_k) y$	V_K	h_K	θ
9	3833,097	0,014	480,20	3,1	0,0360
8	4638,086	0,015	1016,56	3,1	0,0220
7	4684,400	0,016	1513,14	3,1	0,0159
6	4779,106	0,016	1973,69	3,1	0,0124
5	4889,338	0,017	2397,76	3,1	0,0111
4	4889,338	0,017	2774,70	3,1	0,0096
3	4997,823	0,017	3111,84	3,1	0,0088
2	5121,834	0,016	3407,99	3,1	0,0077
1	5256,159	0,014	3661,26	3,1	0,0064
RDC	5418,415	0,013	3865,09	3,1	0,0057
Sous-sol 2	7407,202	0,011	4079,23	3,1	0,0064
Sous-sol 1	7856,917	0,007	4230,67	3,1	0,0041

Tab IV.11. Valeurs de θ pour le sens transversal.

Alors : $\theta < 0.1$ l'effet P- Δ est négligeable.

➤ **Vérification au renversement :**

Elle se traduit par la vérification dans les deux sens « longitudinal et transversal » suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5.$$

M_s : moment stabilisant : $M_s = W \times \frac{L}{2}$.

M_r : moment renversant: $M_r = \sum F_i h_i$.

W : poids du bâtiment.

F_i : force sismique de niveau i.

	L (m)	M_r (KN.m)	M_s (KN.m)	M_s/M_r
Sens X	32.1	126150,98	1077929,379	8.54
Sens Y	23.8	114008,03	799212,437	7.01

Tab IV.12. Vérification au renversement.

Nous pouvons conclure que la stabilité de la structure de renversement est vérifiée dans les deux sens.

➤ **Justification du choix du coefficient de comportement :**

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (système 4.a) ainsi définie par l'RPA99 v2003, Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et ils reprennent conjointement avec les portiques 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 d'étage.

• **Pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris par les portiques :**

✓ **Sens transversal (X-X) :**

-L'effort tranchant total à la base : 4934.32 KN

-L'effort tranchant à la base repris par les portiques : 1381.61 KN

Donc : $1381.61 > 0.25 \times 4934.32 = 1233.58$ KNCV

✓ **sens longitudinal (Y-Y) :**

-L'effort tranchant total à la base : 5769.26 KN

-L'effort tranchant la base repris par les portiques : 1615.39 KN

Donc : $5769.26 > 0.25 \times 1615.39 = 403.84$ KNCV.

- **Pourcentage de l'effort vertical dus aux repris par les portiques :**

-L'effort normal total à la base : 70165.32 KN

-L'effort normal à la base repris par les portiques : 57206.77 KN

Donc les portiques reprennent 81.53 % de la charge verticale

⇒ Alors les voiles reprennent 18.47 % de la charge verticale.

Les conditions d'interaction portiques-voiles sont vérifiées.

CHAPITRE V

Ferrailage des éléments de contreventements

Ferrailage des éléments de contreventement

V.1 Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA93 et le RPA99 version 2003.

V.2 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

On fait le calcul à la flexion simple pour les deux situations suivantes :

- Situation durable et transitoire : $1,35G+1,5Q$
- Situation accidentelle : $G+Q\pm E$

$$0.8G\pm E$$

	γ_b	γ_s	f_{c28}	F_{bu} [MPa]	σ_s
Situation durable	1,5	1,15	25	14.2	348
Situation accidentelle	1,15	1,0	25	18.48	400

Tab .V.1.caractéristiques mécanique des matériaux.

N.B : Les poutres sont calculées en fissuration peu préjudiciable (**Art IV.3.a CBA93**).

❖ **Recommandation du RPA99 version 2003 art 7.5.2.1 :**

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

2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de

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

3- La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone II.

❖ **Combinaisons des charges :**

En fonction de type des sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- **ELU :** le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. la combinaison des états limites ultimes est donnée par :

$$1.35G+1.5Q.$$

- **ELS** : cet état sert à vérifier la durabilité de la structure. il correspond au mode d'exploitation de la structure dans les conditions normales. la combinaison de charges est donnée par la relation : $G+Q$.
- **Etat limite accidentelle** : ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure. Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. la combinaison de charges est donnée par :

$$G+Q\pm E.$$

$$0.8G\pm E.$$

Donc les poutres seront ferrillées suivant les combinaisons :

- ✓ $1.35G+1.5Q$**BAEL91.**
- ✓ $G+Q\pm E$**RPAV2003.**
- ✓ $0.8G\pm E$ **RPAV2003.**

On a :

- La 1^{ère} combinaison nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.
- La 2^{ème} combinaison pour obtenir le moment de la nappe supérieure.
- La 3^{ème} combinaison pour obtenir le moment de la nappe inférieure.

❖ **Ferrailage des poutres longitudinales :**

➤ **Détermination des sollicitations :**

Combinaison		M (KN.m)	T(KN)
En travée	ELU	27,013	41,69
	ELS	19,573	30,32
Sur appuis	$G+Q\pm E$	66,76	122,17
	$0.8G\pm E$	64,79	118,34

Tab .V.2. Les moments et les efforts tranchants maximaux.

➤ **calcul de ferrailage :**

Position	Combinaison	M_{max}	μ	α	Z (m)	A_{smin}	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{adop} (\text{cm}^2)$
Travée	$1.35G+1.5Q$	27,013	0.086	0.113	0.257	1,12	3,02	3HA14=4,62
Appui up	$G+Q\pm E$	66,76	0.165	0.226	0.245	1.0	6,81	2HA12+3HA14=6,88
Appui inf	$0.8G\pm E$	64,79	0.160	0.219	0.246	1.0	6,58	2HA12+3HA14=6,88

Tab .V.3.calcul du ferrailage des poutres longitudinales.

➤ **Vérification du ferrailage des poutres longitudinales :**

- ✓ **Section minimale [RPA] :**

$$A_{min} = 0.5 \%(b \times h) = 4.5 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- ✓ **Section maximal :**

4% $b \times d$: en zone courante ($A_{smax}=32.4cm^2$).....CV.

6% $b \times d$: en zone de recouvrement ($A_{smax}=48.6cm^2$).....CV.

✓ **condition de non fragilité :**

- En travée : $A_{s \min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 300 \cdot 270 \cdot 2,1}{348} = 1.12 \text{ cm}^2 \Rightarrow CV$
- Sur appuis : $A_{s \min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 300 \cdot 270 \cdot 2,1}{400} = 1.00cm^2 \Rightarrow CV$

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

D'après le fichier des résultats du logiciel 'ETABS' $T_{max} = 122,17 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{adm}$$

$$\tau_u = \frac{122,17}{0,30 \cdot 0,27} = 1,508 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{adm} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{fi s sur at ip en préj udi ci a bl e})$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{adm} \dots \dots \dots CV$$

➤ **Les armatures transversales :**

✓ **Choix du diamètre :**

On a: $\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right)$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{300}{35} ; \frac{300}{10} ; 14 \right) \Rightarrow \phi_t = 8mm$$

✓ **Espacement entre les cadres :**

$$S_{tmin}(0.9d ; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm}$$

✓ **Calcul de la section d'armatures transversales :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right) = 0,754 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{0.754 \cdot b \cdot S_t}{f_e} = 1,37cm^2$$

On prend : $A_t = 4HA 8 = 2.01 \text{ cm}^2 > 1,37cm^2$CV.

➤ **L'espacement exigé par RPA99v2003 :**

L'espacement maximum entre les armatures transversales et déterminé comme suit :

- zone nodale : $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi_l)$: On prend $S_t = 10 \text{ cm}$
- zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$: On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Section minimale transversale exigé par RPA99v2003:**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 . S_t . b$

$$A_t = 0,003 . 0,15 . 0,3 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Soit : 1 cadre HA8 + un étrier HA8 = 2.01 cm².

❖ **Vérification a l'ELS :**

➤ **La contrainte de compression de béton :**

✓ Nappe inférieure : $A_t = 2\text{HA}12 + 3\text{HA}14 = 6,88 \text{ cm}^2$.

• **Calcul de σ_b :**

$By^2 + 15A_s . y - 30d . A_s = 0 \Rightarrow$ la résolution de cette équation donne : $y = 12,01 \text{ cm}$.

$$I = \frac{b . y^3}{12} + 15A_s (d - y)^2 = 27519,85 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 19,573 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} . y = \frac{120,1 \times 19,573 \times 10^6}{27519,85 \times 10^4} = 8,54 \leq \bar{\sigma} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

✓ **Calcul de σ_s :**

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser} \times (d - y)}{I} = 159,92 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

On a : $M_0 = (G + Q) l^2 / 8$

$$M_0 = 1,7 M_{ser} \Rightarrow 1,7 M_{ser} = (G + Q) l^2 / 8 \Rightarrow (G + Q) = \frac{8 \times (1,7 M_{ser})}{l^2}$$

$$\Rightarrow (G + Q) = 24,44 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow M_0 = 33,27 \text{ KN.m}$$

✓ **Condition de flèche:**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{30}{330} = 0.0909 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{30}{330} = 0.0909 > \frac{19,573}{10 \times 33,27} = 0.058 \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{4,62}{300 \times 270} = 0.00005 < \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Donc : le calcul de la flèche est inutile.

N.B :

Les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nœud de l'appui est supérieur à :

$L_{max}/5$: si l'appui n'appartient pas a une travée de rive ; Soit : $3.3/5=0.66m$.

$L_{max}/4$: si l'appui appartient a une travée de rive ; Soit : $3.3/4=0.83m$.

❖ **Ferrailage des poutres transversales :**

➤ **Détermination des sollicitations :**

Pour le calcul on va prendre les moments maximums (on travée et sur appui) obtenus par le logiciel **ETABS** :

Combinaison		M (KN.m)	T(KN)
En travée	ELU	31,566	58,65
	ELS	22,981	42,51
Sur appuis	G+Q±E	122,319	94,75
	0.8G±E	109,288	81,02

Tab .V.4. Les moments et les efforts tranchants maximums.

➤ **calcul de ferrailage :**

Position	combinaison	M _{max}	μ	α	Z (m)	A _{smin}	A _s (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Travée	1.35G+1.5Q	31,566	0.057	0.073	0.349	1.49	2,60	3HA14=4,62
Appui sup	G+Q±E	122,319	0.170	0.234	0.326	1.3	9,38	3HA16+3HA14=10,65
Appui inf	0.8G±E	109,288	0.152	0.207	0.330	1.3	8,27	6HA14=9,24

Tab .V.5. Calcul du ferrailage des poutres transversales.

➤ **Vérification de ferrailage des poutres longitudinales :**

• **Section minimale [RPA]:**

$A_{min} = 0.5 \%(b \times h) = 6cm^2 \dots \dots \dots CV.$

• **Section maximal :**

$4\%b \times d$: en zone courante ($A_{smax} = 48cm^2$).....CV.

6%bxd : en zone de recouvrement ($A_{smax}=72cm^2$).....CV.

✓ **condition de non fragilité**

• En travée : $A_s min \geq \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23.300.360.2,1}{348} = 1,49 \text{ cm}^2 \Rightarrow CV$

• Sur appuis : $A_s min \geq \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23.300.360.2,1}{400} = 1,3cm^2 \Rightarrow CV$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

D'après le fichier des résultats du logiciel 'ETABS' $T_{max} = 94,75 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b d} \leq \bar{\tau}_{adm}$$

$$\tau_u = \frac{94,75}{30 \times 36} = 0,87 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{adm} = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{f i s s u r a t i o n p r é j u d i c i a b l e})$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{adm} \dots \dots CV$$

➤ **Les armatures transversales :**

✓ **Choix du diamètre :**

On a : $\phi_t \leq \min(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l)$

$$\phi_t \leq \min(\frac{400}{35} ; \frac{300}{10} ; 14) \Rightarrow \phi_t \leq 11 \text{ mm} ; \text{ On adopte : } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

✓ **Espacement entre les cadres :**

$$S_{tmin}(0.9d ; 40 \text{ cm}) = 36 \text{ cm}$$

✓ **Calcul de la section d'armatures transversales :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa}) = 0.435 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{0.435 \cdot b \cdot S_t}{f_e} = 1.17 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.17 \text{ cm}^2 \dots \dots CV.$

✓ **L'espacement exigé par RPA99v2003 :**

L'espacement maximum entre les armatures transversales et déterminé comme suit :

• zone nodale : $S_t \leq \min(\frac{h}{4} ; 12\phi_l) ; \text{ on prend } S_t = 10 \text{ cm}$

• zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} ; \text{ on prend } S_t = 15 \text{ cm}$

✓ **Section minimale transversale exigée par RPA99v2003:**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$

$$A_t = 0,003 \cdot 0,15 \cdot 0,3 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Soit 1 cadre HA8 + un étrier HA8 = 2.01 cm².

➤ **Vérification a l'ELS :**

✓ **La contrainte de compression de béton :**

Nappe inférieure : $A_t = 3HA16 + 3HA14 = 10,65 \text{ cm}^2$.

• **Calcul de σ_b :**

$By^2 + 15A_s \cdot y - 30d \cdot A_s = 0 \Rightarrow$ la résolution de cette équation donne : $y = 17,09 \text{ cm}$.

$$I = \frac{b \cdot y^3}{12} + 15A_s (d - y)^2 = 69571,39 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 22,981 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{170,9 \times 22,981 \times 10^6}{69571,39 \times 10^4} = 5,64 \leq \bar{\sigma} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

• **Calcul de σ_s :**

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser} \times (d - y)}{I} = 93,69 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

✓ **Condition de flèche:**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{40}{468} = 0,085 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{40}{468} = 0,085 > \frac{22,981}{10 \times 39,06} = 0,058 \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{4,62}{30 \times 36} = 0,0042 < \frac{4,2}{400} = 0,01 \dots \dots \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Donc : le calcul de la flèche est inutile.

N.B :

Les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nœud de l'appui est supérieur a :

$L_{max}/5$: si l'appui n'appartient pas a une travée de rive ; Soit : $4,68/5 = 0,94 \text{ m}$.

$L_{max}/4$: si l'appui appartient a une travée de rive ; Soit : $4,68/4 = 1,17 \text{ m}$.

- Schéma de ferrailage :
- ✓ Poutres longitudinales (30×30) :

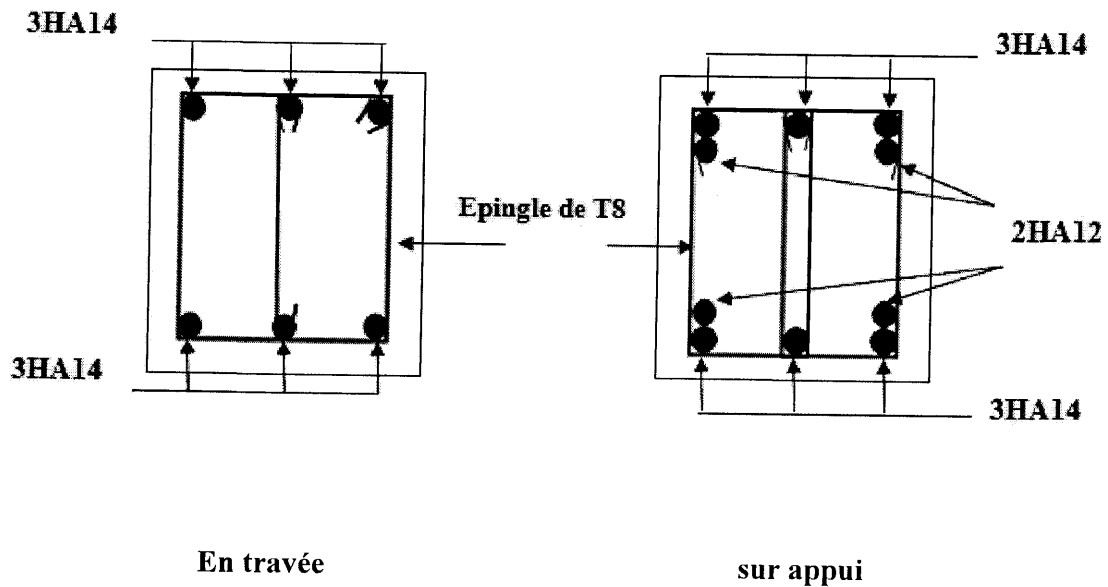


Fig. V.1. Ferrailage des poutres longitudinales.

- ✓ Poutres transversales (30×40) :

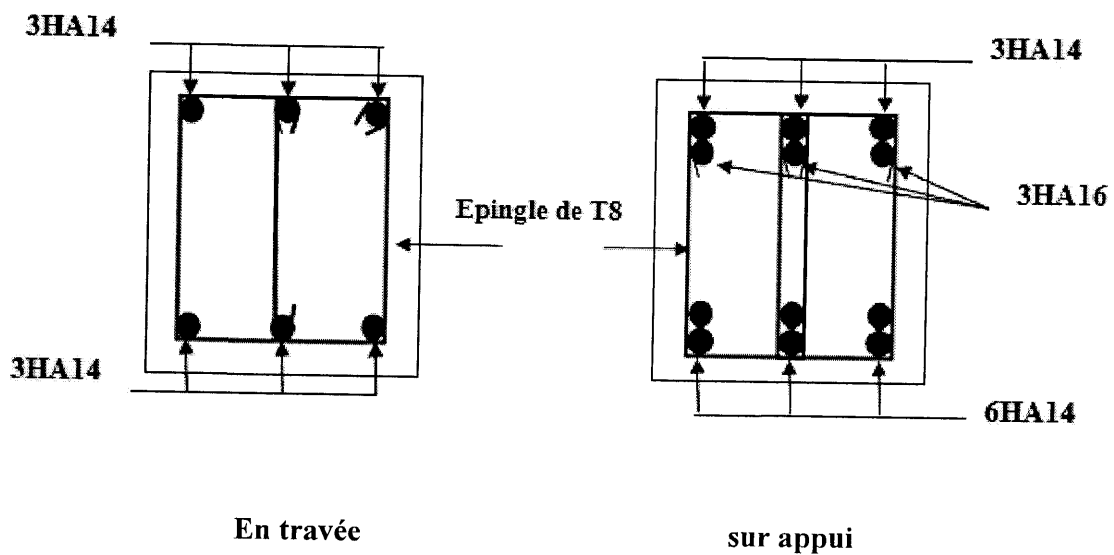


Fig. V.2. Ferrailage des poutres transversales.

V.3. Ferrailage des poteaux :

Introduction :

Les poteaux sont éléments verticaux qui transmettent les charges directement aux organes de l'infrastructure, ils sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort (N) et à deux moments fléchissant (M_{x-x} et M_{y-y}).

Les armatures sont obtenues sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

	γ_b	γ_s	F_{bu} [MPa]	f_{c28} [MPa]	σ_s [MPa]
Situation durable	1.5	1.15	14.2	25	348
Situation accidentelle	1.15	1.00	18.48	25	400

Tab .V.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux.

❖ Combinaisons des charges:

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Situation durable et transitoire : $1,35G+1,5Q$
- Situation accidentelle : $G+Q\pm E$

$$0.8G\pm E$$

La sélection des efforts internes maximums pour le calcul de la section d'acier se fait suivant les combinaisons à savoir :

- 1) N_{max} . M_{corr} ;
- 2) M_{max} . N_{corr} ;
- 3) N_{min} . M_{corr} .

Chacune de ces trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

D'après le **RPA99v2003 (art 7.4.2 page 48)**. Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- leur pourcentage **minimal** sera de : $A_{min} = A_s \geq 0.8 \% b . h$
- leur pourcentage **maximal** sera de : $A_{max} = \frac{A_s}{bh} < 4\%$ en zone courante.
 $A_{max} = \frac{A_s}{bh} < 6\%$ en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 25cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

❖ **Calcul de ferrailage :**

- Le ferrailage des poteaux se fait à l'aide du logiciel « SOCOTEC », en prenant les poteaux les plus sollicités.
- Les sollicitations internes pour chaque éléments sont données par le logiciel « ETABS »

Section du poteau	N_u (KN)	M_u (KN)	NS	A_{st} (cm ²)	A_{sc} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
40×35	54,17	44,303	P.C	2,78	0	11.2	8HA14=12.32
45×40	66,32	59,362	P.C	3,24	0	14.4	10HA14=15.39
50×45	80,36	78,149	P.C	3,77	0	18	4HA16+8HA14=20.36
55×50	39,65	118,506	P.C	6,21	0	22	12HA16=24.13

Tab. V.7. calcul du ferrailage des poteaux.

❖ **Vérification de ferrailage :**

➤ **Les armatures longitudinales :**

• **Suivant le RPA :**

✓ **La section minimale :**

La section minimale est de 0.8% de la section totale.

✓ **La section maximale :**

La section maximale est de 4% en zone courante, et de 6% en zone de recouvrement.

• **Suivant les règles BAEL91 :**

✓ **La section minimale :**

$$A_{smin} = 0.2\% bh.$$

✓ **La section maximale :**

$$A_{smax} = 5\% bh.$$

Section	RPA : A_{smin}	A_{max} 4%bh	A_{max} 6%bh	BAEL91 : A_{smin}	A_{smax}	$A_{sadopté}$	$A_s < A_{max}$ $A_s \geq A_{min}$
40×35	11.2	56	84	2.8	70	12.32	CV
45×40	14.4	72	108	3.6	90	15.39	CV
50×45	18	90	135	4.5	112.5	18.48	CV
55×50	22	110	165	5.5	137.5	24.13	CV

Tab. V.8. vérification de ferrailage des poteaux.

- ❖ Vérification à l'état limite ultime
 - Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :
 - Vérification selon le RPA :

$$\tau_u \leq \tau_{u\lim} = \rho_d \times f_{c28} .$$

ρ_d : Coefficient correcteur pris égal à 0.075 si $\lambda_g \geq 5$ et à 0.04 dans le cas contraire.

Avec :

$$\lambda_g = \min\left(\frac{l_f}{a}; \frac{l_f}{b}\right).$$

$$L_f = 0.70 \times l_0 = 0.7 \times 3.1 = 2.17 \text{ m.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

b×h	L _f	$\lambda_g = L_f/b$	ρ_d
40×35	2.17	5.42	0.075
45×40	2.17	4.82	0.04
50×45	2.17	4.34	0.04
55×50	2.17	3.94	0.04

Tab. V.9. vérification selon RPA.

$$\tau_{u\lim} = \rho_d \times f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.749 \text{ MPa} \leq \tau_{u\lim} = 1.875 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- Vérification selon les règles de BAEL91 :

Fissuration non préjudiciable :

$$\tau_{u\lim} = 3.33 \text{ MPa avec : } \tau = \frac{T_{\max}}{b.d}$$

b×h	T _{max}	τ_u	$\tau_u \leq \tau_{u\lim}$
40×35	31,84	0.294	CV
45×40	38,21	0.353	CV
50×45	42,13	0.390	CV
55×50	80,97	0.749	CV

Tab. V.10. vérification selon BAEL.

- ❖ Calcul des armatures transversales :
 - Choix de diamètre :

$$\text{On a : } \phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l .$$

$$\text{Donc : } \frac{1}{3} \times 16 = 5.33 \text{ mm.}$$

On adopte des cadres : T8.

$$S_t \leq \min (15\phi_l, 40 \text{ cm}, a+10\text{cm})$$

Soit: $S_t=15 \text{ cm}$.

➤ **Espacement des cadres d'après le RPA:**

- **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10\phi_l, 15 \text{ cm}).$$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$S_t \leq \min (10 \times 1.4, 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm. Donc: } S_t \leq 14 \text{ cm; donc } S_t = 10 \text{ cm.}$$

- **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq 15\phi_l ; \text{ en zone IIa.}$$

$$S_t \leq 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm; donc: } S_t = 15 \text{ cm.}$$

➤ **Calcul de la section d'armatures transversale:**

Selon le RPA99v2003 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la

formule suivante : $\frac{A_t}{s_t} = \frac{\rho_d V_u}{h f_{et}}$

A_t : section des armatures transversales

S_t : Espacement des armatures transversales

V_u : Effort tranchant

h : Hauteur de la section du béton

f_e : Résistance caractéristique des armatures transversales

ρ_d : Coefficient correcteur il est pris égale à 2.5 si $\lambda_g \geq 5$ et à 3.75 dans le cas contraire

$b \times h$	T_{\max}	h (m)	ρ_a	$A_t(\text{cm}^2)$	λ_g	Le choix
40×35	31,84	0.40	3.75	1.51	5.42	2T10
45×40	38,2	0.45	2.5	0.54	4.82	2T8
50×45	42,13	0.5	2.5	0.57	4.34	2T8
55×50	80,97	0.55	2.5	0.3	3.94	2T8

Tab. V.11. les armatures transversales des poteaux.

➤ **Calcul de la zone de recouvrement :**

- ✓ **La longueur de recouvrement :**

Soit le tableau suivant :

\varnothing (mm)	14	16
40 \varnothing (m)	0,56	0,64

Tab. V.12. longueur de recouvrement.

❖ Vérification à l'état limite de service :

b×h	N _{ser}	M _{ser}	A _s	σ_{bc}	$\sigma_{bc} < 15$	σ_{st}	$\sigma_{st} < 201.63$
40×35	79.1	17.39	12.32	2,14	OK	45,53	OK
45×40	269.71	10.123	15.39	1,25	OK	27,2	OK
50×45	142.28	7.092	18.48	0,44	OK	9,85	OK
55×50	428.23	5.436	24.13	0,25	OK	5,28	OK

Tab. V.13.vérification de ferrailage à l'ELS.

➤ Schéma de ferrailage des poteaux des différents niveaux :

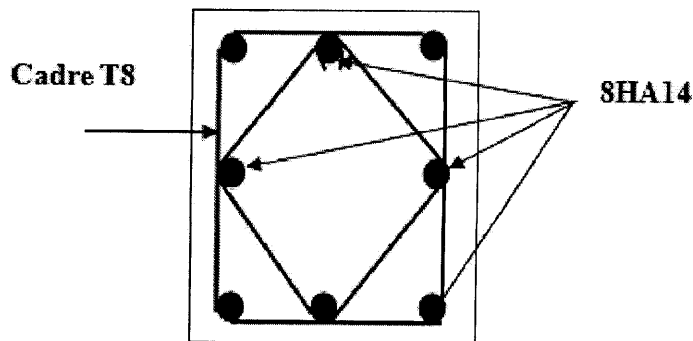


Fig. V.3.schéma de ferrailage des poteaux 40×35.

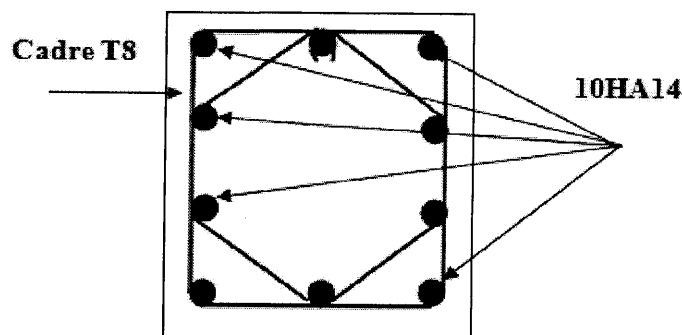


Fig. V.4.schéma de ferrailage des poteaux 45×40.

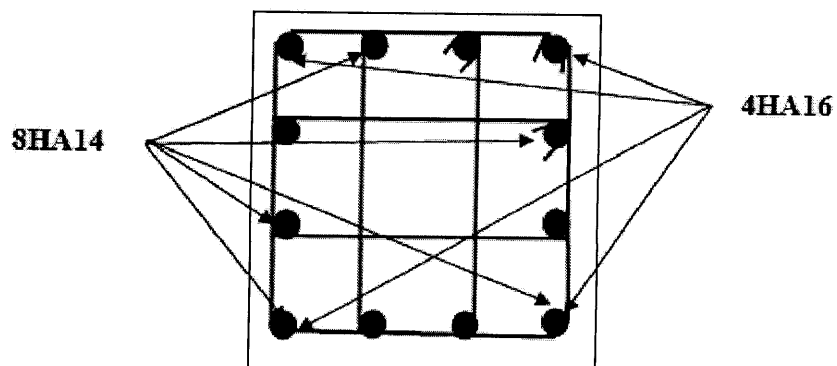


Fig. V.5. schéma de ferrailage des poteaux 50x45.

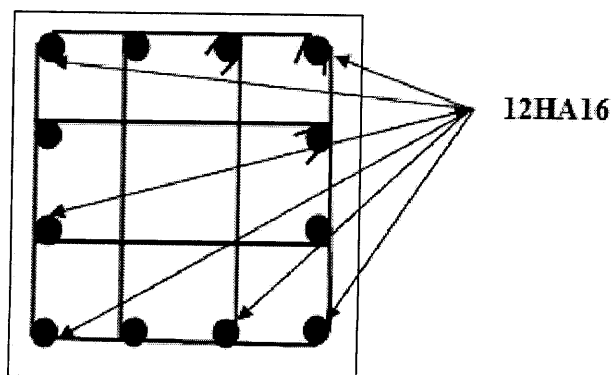


Fig. V.6. schéma de ferrailage des poteaux 55x50.

V.4.Ferrailage des voiles :

❖ Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables.
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et des portiques, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

❖ Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- de reprendre les charges permanentes et d'exploitations apportées par les planchers.
- d'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, et une protection d'incendie (coupe-feu).
- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

❖ Ferrailage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons Comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

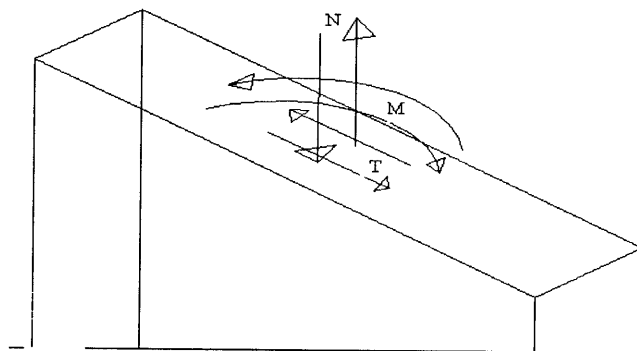


Fig. V.7. Voile soumise à la flexion composée

❖ combinaisons :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivantes :

- ELU : $1.35G+1.5Q$
- $0.8G\pm E$: pour le ferrailage à la flexion.
- $G+Q\pm E$: pour la vérification de la résistance du béton à la compression.

❖ Prescriptions imposées par RPA99 :

➤ Aciers verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA et décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($s \leq 15\text{cm}$).
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

➤ Aciers horizontaux :

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions de l'RPA :

- Les barres horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\varnothing$.

➤ Règles communes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 $S \leq 1.5 e \quad \Rightarrow \quad \text{Article 7.7.4.3 RPA.}$
 $S < 30 \text{ cm}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Le diamètre Φ_t des épingles est :
 - ✓ $\Phi_t = 6 \text{ mm}$ lorsque $\Phi_v \leq 20 \text{ mm}$.
 - ✓ $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ lorsque $\Phi_v > 20 \text{ mm}$.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{l}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - ✓ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
 - ✓ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

❖ **Ferrailage vertical :**

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possible :

- section entièrement comprimée « SEC ».
- section entièrement tendue « SET ».
- section partiellement comprimée « SPC ».

➤ **Etude de la section soumise à la flexion composée :**

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI :

$$\sigma_{a,b} = N / S \pm M \times Y / I$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refend considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refend considéré.

I : moment d'inertie du refend considéré.

Y : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

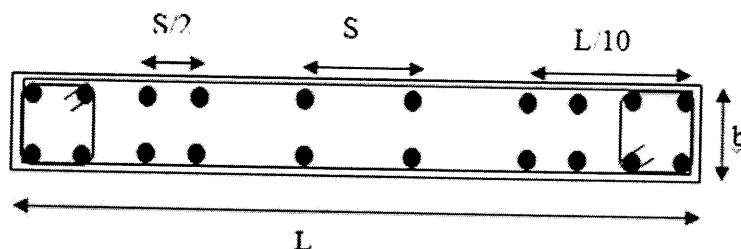


Fig. V.8. coupe transversal d'un voile.

Remarque :

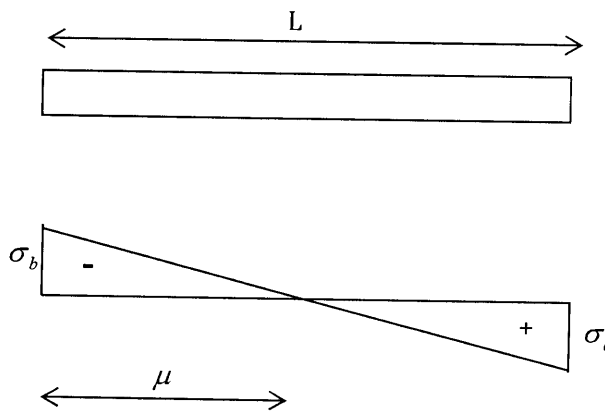
Si : σ_a et σ_b sont des signes négatif on aura une section entièrement tendue t « SET ».

Si : σ_a et σ_b sont des signes positif on aura une section entièrement comprimée « SEC ».

Si : σ_a et σ_b sont des signes contraire on aura une section partiellement comprimée « SPC ».

➤ **Section partiellement comprimée (tendue) :**

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue : $[\mu]$ en utilisant les triangles semblables



$$\text{Tang} \alpha = \frac{\sigma_a}{L - \mu} = \frac{\sigma_b}{\mu} \Rightarrow \mu = \frac{L}{\left[\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_b} \right) + 1 \right]}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

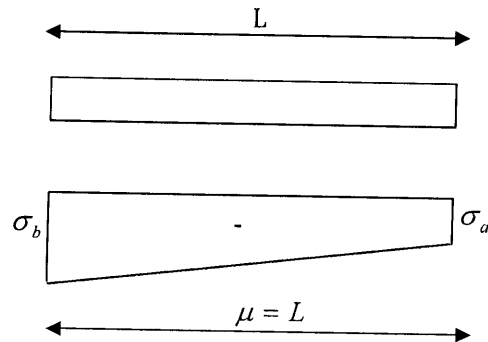
$$T = (\sigma_b \times \mu \times b) / 2$$

La section d'acier nécessaire est donnée par : $A_s = \frac{T}{\left[\frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$

➤ **Section entièrement tendue :**

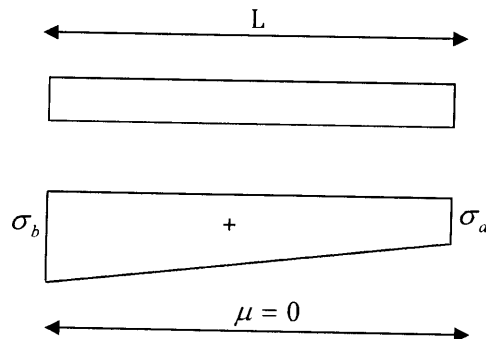
Dans le cas on a deux contraintes de traction longueur tendue $[\mu]$ est égale à (L) l'effort de traction est égale à : $T = 0.5 \times (\sigma_b \times \sigma_a) \times \mu \times b$

La section d'armature est : $A_s = T / \left[\left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) \right]$



➤ **Section entièrement comprimée :**

Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferraillage minimum).



❖ **Calcul du ferraillage :**

➤ **Calcul du ferraillage vertical :**

Le calcul se fera en deux zones (courante et d'about) pour toute la longueur du voile :

✓ **Vérification vis à vis RPA99v2003**

$A_{min} = 0.15\% b.h$ Globalement dans la section du voile.

$A_{min} = 0.10\% b.h$ Dans la zone courante.

Exemple de calcul :

• **Voile V1 :**

$L = 4.68\text{m}; e = 0.2\text{m} ; I = 0.2 \times (4.68)^3 / 12 = 1.7\text{m}^4.$

$M = 4533, 678\text{KN.m}; N = 1394, 75\text{KN}; T = 881, 56\text{KN}.$

$$\sigma_a = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} \times \frac{L}{2}$$

$$\sigma_a = \frac{1394,75}{0,2 \times 4,68} - \frac{4533,678}{1,7} \times 2,34 = 7699,95 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{1908,47}{0,2 \times 4,68} + \frac{5342,165}{1,7} \times 2,34 = -4719,719 \text{ MPa.}$$

Donc : $\sigma_b < 0$ et $\sigma_a > 0 \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

$$L_t = \frac{L \times \sigma_a}{(\sigma_b + \sigma_a)} = \frac{4,68 \times 7699,95}{(7699,95 + 4719,719)} = 1,778 \text{ m.}$$

$$T = 0,5 \times \sigma_a \times L_t \times b = 0,5 \times 7699,95 \times 1,778 \times 0,2 = 839,39$$

La quantité d'acier nécessaire dans la zone tendue est égale à la plus grand de deux valeurs :

$$A_{cal} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e} = 51,65 \text{ cm}^2. \quad \gamma_s = 1; \text{ cas accidentel.}$$

$$A_{RPA} = 0,002 \times e \times L_t = 0,002 \times 20 \times 2,123 = 8,49 \text{ cm}^2.$$

$$A_v = \max(A_{cal}; A_{RPA}) = \max(51,65; 8,49) = 51,65 \text{ cm}^2.$$

Parce que l'action sismique peut agir dans les deux sens, on aura le même ferrailage sur les deux cotes du voile dans une longueur de L_t . la partie de voile intermédiaire doit comporter une quantité d'acier au moins égale a 0.1% de son aire.

✓ **Espacement :**

- En zone courante : $S_t \leq \min(1,5e, 30) = 30 \text{ cm}$. Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.
- En zone d'about : $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

voile	Voiles longitudinales		Voiles verticales	
	V ₁	V ₂	V ₃	V ₄
L(m)	4.68	1.33	1.05	2
b(m)	0.2	0.2	0.2	0.2
I (m ⁴)	1.7083	0.0392	0.0192	0.13
S (m ²)	0.936	0.266	0.21	0.4
Y (m)	2.34	0.665	0.525	1
N(KN)	1394,75	1193,99	728,8	1258,96
M (KN.m)	4533,678	685,605	328,322	1260,886
σ_b (MPa)	-4719,719	-7138,965	-5463,455	-6309,245
σ_a (MPa)	7699,95	16116,334	12404,408	12604,045
L_t	1,778	0,408	0,321	0,667
T	839,39	291,474	175,408	420,937
A _{scal}	20,984	7,286	4,385	10,523
A _{sRPA}	7,11	1,633	1,284	2,668
A _{min}	14,04	3,99	3,15	6
A _v (cm ²)	55,22	23,73	14,34	30,10
Choix des barres en zone	20HA10=15,7	8HA12=9,05	8HA12=9,05	8HA14=12,32

d'about (cm ²)				
Choix des barres en zone courantes (cm ²)	38HA12=42,96	14HA12=15,83	10HA10=7,85	16HA12=18,10
A _{vtof} (cm ²)	58,68	24,88	16,9	30,42

Tab .V.14.résultats de ferrailage vertical des voiles dans le sens X-X et Y-Y.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement a la base des voiles :**

La vérification de cisaillement se fait comme suite :

$$\tau = \frac{1.4 \times V}{b \times d} \leq \bar{\tau}$$

Avec : $\bar{\tau} = \min (0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa) = 3,33 MPa$

b : épaisseur du voile.

d: hauteur utile = 0.9*h*

h : la hauteur totale de la section brute.

V : effort tranchant à la basse du refond

Les résultats des vérifications sont donnés par le tableau suivant :

voiles	V(KN)	b(cm)	L(m)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
V ₁	881,56	0,2	4,68	1,46	3,33	CV
V ₂	366,64	0,2	1,33	2,14	3,33	CV
V ₃	154,20	0,2	1,05	1,14	3,33	CV
V ₄	475,16	0,2	2	1,84	3,33	CV

Tab. V.15.Vérification de la contrainte de cisaillement.

❖ **Calcul des armatures horizontales**

D'après le BAEL 91 les armatures horizontales et calculé a l'aide de la formule suivent :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{(\tau_u - \tau_0)}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)} \times b$$

$$\tau_0 = 0.3 \times f_{tj}^* \times K \quad f_{tj}^* = \min(f_{tj}; 3.3 MPa)$$

K=0 (cas de reprise de bétonnage) $\tau_0 = 0$

Avec $\alpha=90^\circ$: $S_t \leq (1.5e ; 30cm) = 30cm$

On adopte : $S_t = 20cm$.

D'après le RPA99, le pourcentage minimal exigé pour la partie courante de voir être armés d'un carrelage d'armature en double nappe est :

- pour $\tau \leq 0.025 \times f_{c28} = 0.625MPa \Rightarrow A_t = 0.15\% b \times h$
- pour $\tau > 0.025 \times f_{c28} = 0.625MPa \Rightarrow A_t = 0.25\% b \times h$

➤ **Exemple d'application :**

- **Voile V1 :**

$\tau_u = 1,46MPa$.

D'après le BAEL : $A_t (BAEL) = \frac{(\tau_u \times S_t) \times b}{0.9(F_e/\gamma_s)} \Rightarrow A_t \geq 2,5cm^2$.

➤ **Ferrailage minimal de l'RPA :**

$\tau_u = 1,46 MPa > 0.025 \times f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A_{RPA} = 0,25\% \times b \times S_t$

$A_{RPA} = 0.0025 \times 20 \times 20 = 1 cm^2$.

$A_t = \max (A_{RPA} ; A_{BAEL}) = (1 cm^2 ; 2,5cm^2) = 2,5 cm^2$.

Soit : $A_{adopté} = 5HA8 = 2,51cm^2$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Voiles	τ (MPa)	S_t (m)	b (m)	A_{RPA} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	$A_{adopté}$
V ₁	4,68	0,2	0,2	1	1,62	5HA8=2,51
V ₂	1,33	0,2	0,2	1	2,38	5HA8=2,51
V ₃	1,05	0,2	0,2	1	1,26	5HA8=2,51
V ₄	2	0,2	0,2	1	2,05	5HA8=2,51

Tab. V.16. Résultats de ferrailage horizontal.

❖ Schéma de ferrailage des voiles :

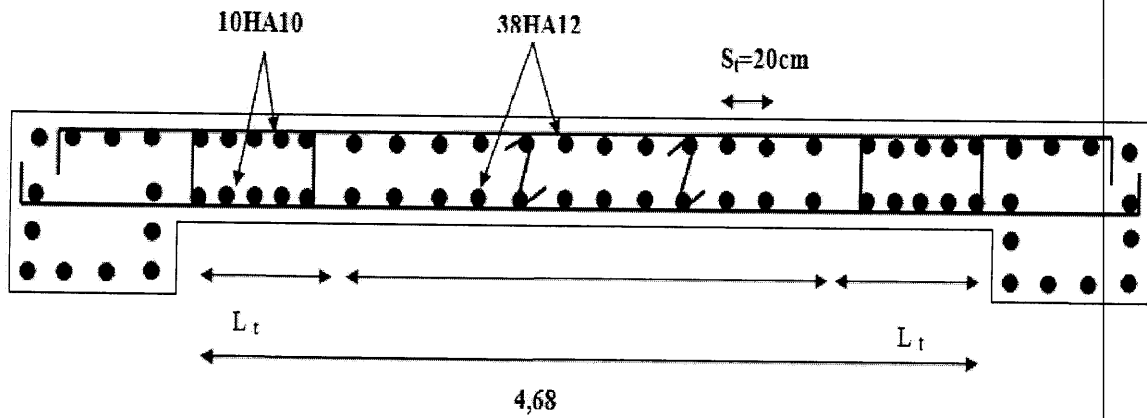


Fig. V.9. schéma de ferrailage de voile longitudinale V1.

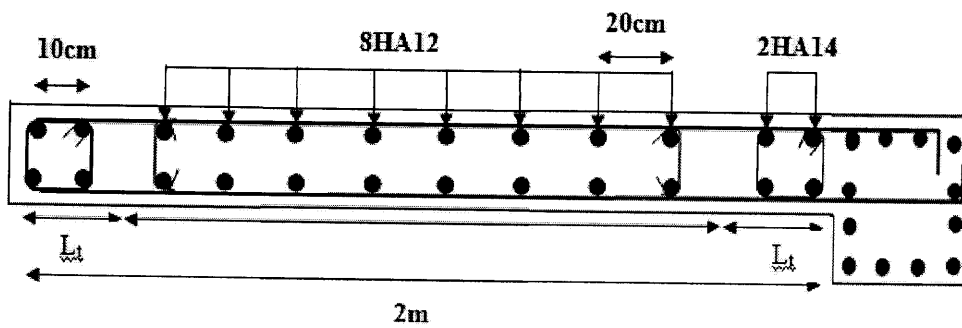


Fig. V.10. Schéma de ferrailage de voile longitudinal V4.

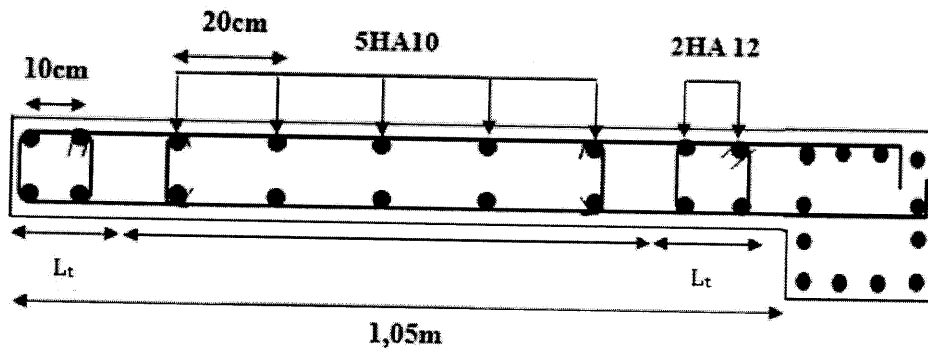


Fig. V. 11. Schéma de ferrailage de voile longitudinale V3.

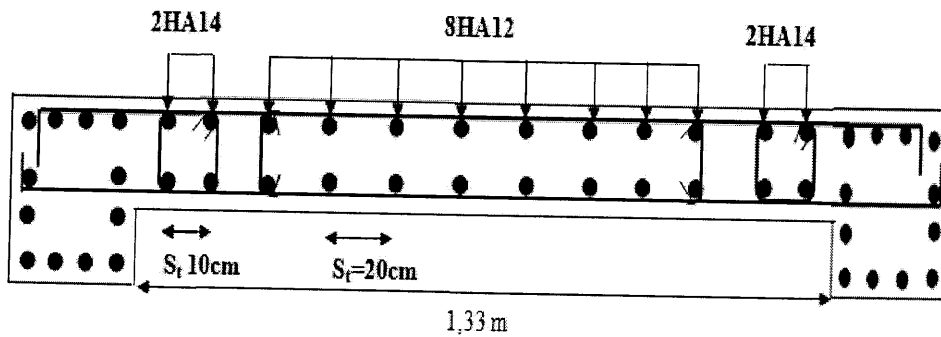


Fig. V. 12. Schéma de ferrailage de voile longitudinale V2.

CHAPITRE VI

Etude de l'infrastructure

Etude de l'infrastructure

❖ Généralité :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...).

Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

❖ Choix du type de fondation:

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Nous proposons en premier cas des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une vérification telle que :

➤ calculs des surfaces nécessaires pour les semelles :

- la surface totale du bâtiment égale à $763,98\text{m}^2$.
- Les surfaces des semelles :

semelles	N(KN)	$S=N/\overline{\sigma}_{sol}(\text{m}^2)$	semelles	N(KN)	$S=N/\overline{\sigma}_{sol}(\text{m}^2)$
1	583,22	2,9161	46	850,84	4,2542
2	577,61	2,88805	47	800,67	4,00335
3	554,48	2,7724	48	990,86	4,9543
4	363,7	1,8185	49	990,78	4,9539
5	363,83	1,81915	50	800,78	4,0039
6	555,24	2,7762	51	851,06	4,2553
7	578,87	2,89435	52	688,45	3,44225
8	595,8	2,979	53	1108,82	5,5441
9	1097,64	5,4882	54	1459,22	7,2961
10	1175	5,875	55	1355,03	6,77515
11	1129,32	5,6466	56	1311,29	6,55645
12	931,26	4,6563	57	1243,16	6,2158
13	608,78	3,0439	58	1502,81	7,51405
14	608,81	3,04405	59	1502,72	7,5136
15	931,37	4,65685	60	1243,31	6,21655
16	1129,52	5,6476	61	1311,36	6,5568
17	1175,61	5,87805	62	1355,39	6,77695
18	1097,95	5,48975	63	1459,49	7,29745
19	765,32	3,8266	64	1102,97	5,51485
20	1314,33	6,57165	65	268,61	1,34305

21	1333,84	6,6692	66	1172,5	5,8625
22	1293,79	6,46895	67	1210,36	6,0518
23	1108,86	5,5443	68	1210,36	6,0518
24	1141,06	5,7053	69	937,8	4,689
25	1141,04	5,7052	70	410,19	2,05095
26	1108,92	5,5446	71	410,05	2,05025
27	1294,18	6,4709	72	937,67	4,68835
28	1334,75	6,67375	73	1131,14	5,6557
29	1315,58	6,5779	74	1210,59	6,05295
30	780,41	3,90205	75	1172,4	5,862
31	665,41	3,32705	76	268,75	1,34375
32	839,67	4,19835	77	93,72	0,4686
33	808,06	4,0403	78	156,43	0,78215
34	1021,1	5,1055	79	609,11	3,04555
35	1021,07	5,10535	80	589,42	2,9471
36	808,2	4,041	81	565,27	2,82635
37	843,17	4,21585	82	155,76	0,7788
38	677,63	3,38815	83	155,63	0,77815
39	1342,02	6,7101	84	564,25	2,82125
40	1342,02	6,7101	85	589,32	2,9466
41	671,75	3,35875	86	610,08	3,0504
42	675,86	3,3793	87	156,36	0,7818
43	1343,24	6,7162	88	93,69	0,46845
44	817,05	4,08525	Σ	78157,22	390,7861
45	682,41	3,41205			

Tab. VI.1.les surfaces des semelles isolés revenant a chaque poteau.

Les surfaces des semelles revenant à chaque voile sont données par le tableau suivant :

semelles	N(KN)	$S=N/\overline{\sigma_{sol}}(m^2)$	semelles	N(KN)	$S=N/\overline{\sigma_{sol}}(m^2)$
V1	487,84	2,4392	V14	500,63	2,50315
V2	483,51	2,41755	V15	493,5	2,4675
V3	483,74	2,4187	V16	473,1	2,3655
V4	465,06	2,3253	V17	473,47	2,36735
V5	465,23	2,32615	V18	494,04	2,4702
V6	485,15	2,42575	V19	493,06	2,4653
V7	484,31	2,42155	V20	509,94	2,5497
V8	472,41	2,36205	V21	1888,39	9,44195
V9	1063,49	5,31745	V22	92,29	0,46145
V10	983,82	4,9191	V23	685,25	3,42625
V11	1110,61	5,55305	V24	731,92	3,6596
V12	1092,57	5,46285	V25	709,36	3,5468

V13	510,26	2,5513	V26	718,4	3,592
Σ	16851,35	84,25675			

Tab. VI.2.les surfaces des semelles isolés revenant a chaque voile.

✓ **Commentaire:**

On a: $S_{\text{tot}}=475,042\text{m}^2$.

$S_{\text{tot}}/S_{\text{bat}} = 475,042/763,98 = 0,62$ c'est à dire $62\% > 50\%$.

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci nous amène à opter pour un radier général comme fondation.

Ce type de fondation presente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte Pression apportée par la structure.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La facilité de l'exécution.

❖ **Etude du radier générale :**

➤ **Introduction**

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

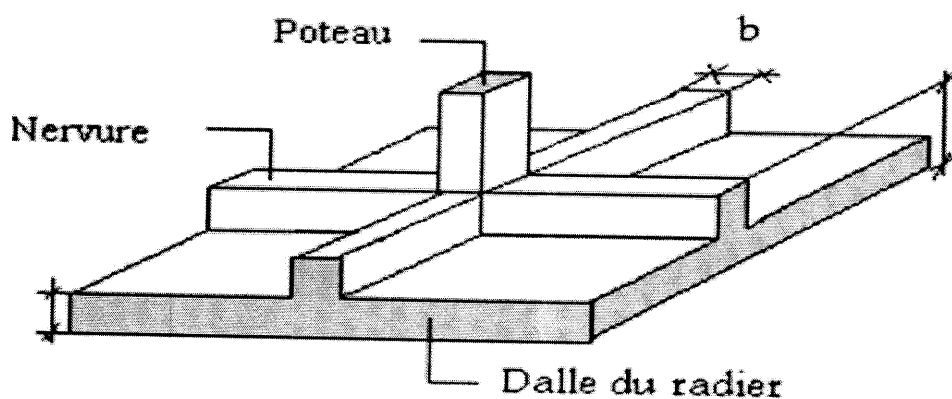


Fig. VI.1. Schéma d'un radier

➤ **Pré dimensionnement du radier :**

• **Nervure :**

✓ **Condition forfaitaire :** $h_r \geq \frac{L_{\max}}{10}$

$L_{\max} = 4,68 \text{ m} \Rightarrow$ la plus grande distance entre deux poteaux .
 h_r : épaisseur du radier.

D'où : $h_r \geq 468/10 = 46,8 \text{ cm}$ on prend : $h_r = 50 \text{ cm}$.

✓ **Condition de la longueur élastique :**

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux portique parallèles .

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier.

K : coefficient de raideur du sol.

b : largeur du radier (bande de 1m) .

$$L_e^4 = \frac{4EI}{Kb} \quad , \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

$L_{\max} = 4,68 \text{ m}$, $E = 32164 \text{ MPa}$, $K = 40000 \text{ KN/m}^3$ (sol moyen)

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^2}} = 0,665 \text{ m.}$$

On adopte : $h = 100 \text{ cm}$.

$b = 50 \text{ cm}$.

• **Epaisseur de la dalle:**

✓ **Condition forfaitaire :**

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = 0,23 \text{ on prend : } h_r = 60 \text{ cm.}$$

✓ **Condition de résistance au cisaillement :**

D'après le règlement A5.2.1. de CBA93, la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier la condition:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = 0,15 f_{cj} / \gamma_b$$

Ou : V_u est la valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis l'ELU.

$$\text{Avec : } V_u = q \frac{l_{\max}}{2}$$

$$\text{Avec : } q = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{rad}} = \frac{95008,57}{763,98} \Rightarrow q = 124,36 \text{ KN / ml}$$

$V_u=291 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{291}{1 \times 0,9 \times 0,6 \times 10^3} = 0,53 \leq \bar{\tau} = \frac{0,15}{1,5} \times 25 = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\text{CV.}$$

• **Calcul de débordement (D) :**

$D \geq \text{Max} (h_r / 2, 30\text{cm}) = 50\text{cm} ; \text{ Soit } D=50 \text{ cm}$

D'ou : $S_r = S + D \times 2 \times (X+Y) = 819,88 \text{ m}^2$

S_r : Surface du radier.

S : Surface totale du bâtiment.

X : Longueur du bâtiment.

Y : Largeur du bâtiment.

Alors : la surface du radier est $S_r= 819,88\text{m}^2$.

• **Le choix final :**

Nous avons opté pour un radier nervuré d'une épaisseur de 60cm, avec des nervures d'une hauteur : $h=100 \text{ cm}$.

Les nervures seront disposées dans les deux sens afin de donner une rigidité uniforme au radier.

• **Vérification au poinçonnement :**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°. La vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

Cette vérification se fait comme suite :

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots\text{BAEL.}$$

N_u : la charge de calcul du poteau le plus sollicité.

μ_c : Périmètre du contour cisailé.

$\mu_c = 2(a+b+2h) = 2(55+50+2 \times 100) = 610\text{cm.}$

$N_u = 1502,81\text{KN} \leq 45750\text{KN} \dots\dots\dots\text{CV.}$

La condition étant vérifiée, donc il n'y a pas de risque de poinçonnement du radier.

➤ **Calcul de la surface du radier :**

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$N_{ser} / S \geq \sigma_{adm} \quad \Rightarrow \quad S \geq N_{ser} / \sigma_{adm}$$

$N = (N_{radier} + N_{bâtiment}) / S = (G_{radier} + G_{voile\ périphérique} + Q + G_{bâtiment}) / S = 82776,06\text{KN.}$

$\bar{\sigma}_{adm} = 200\text{KN/m}^2 \quad \text{Donc : } S_{min} = 413,88 \text{ m}^2.$

L'emprise totale du bâtiment est de : 819,88 m2

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

❖ Caractéristiques géométriques du radier:

Les inerties du radier sont calculées par le logiciel : SOCOTEC et on obtient de la figure ci après :

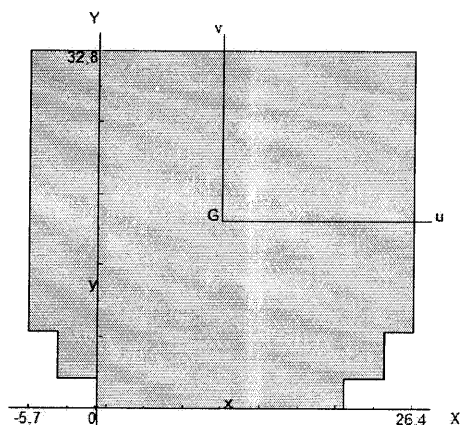


Fig. VI.2. Schéma du radier.

✓ Les inerties suivant X : $84127m^4$.

✓ Les inerties suivant Y : $80400m^4$.

➤ Calcul de l'excentricité :

✓ Centre de gravité du radier (superstructure) : $\begin{cases} X_G = 15,875m \\ Y_G = 12,291m \end{cases}$

✓ Centre de gravité du radier (infrastructure) : $\begin{cases} X_G = 16,05m \\ Y_G = 11,4m \end{cases}$

✓ Détermination de l'excentricité :

$e_x = 0,175$ m et $e_y = 0,89$ m.

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celles relatives au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

❖ Vérification de la stabilité de radier :

➤ Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible

Il faut vérifier : $\sigma = N_T / S_{rad} \leq \sigma_{adm}$

$N_T = N_{bat} + N_{rad} = 113678,26KN$.

$$N_{bat} = N_{voil} + N_{pot} = 95008,57 \text{KN.}$$

$$N_{rad} = N_{ner} + N_{dall} = 18678,26 \text{KN.}$$

$$\sigma = 138,65 \text{KN/m}^2 \leq \sigma_{adm} = 200 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ **Vérification de la stabilité du radier :**

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement. Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

D'après l'RPA99/Version2003 (art 10..5) le radier reste stable si : $e = M/N \leq L/4$.

Nous présentant dans le tableau suivant les résultats pour la combinaison 0,8G±E

	N(KN)	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)	E _x (m)	E _y (m)	L _x /4	L _y /4	OBS
0,8G±E	51420,44	323343,85	180154,32	6,28	3,5	8,02	5,95	CV

Tab. VI.3.stabilité de radier.

Alors : la stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

➤ **Diagramme trapézoïdal des contraintes :**

$$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4}, \text{ avec } \sigma_1 = \frac{N}{S} + \left(\frac{M_y}{I_y}\right).V, \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \left(\frac{M_y}{I_y}\right).V, \quad I_x = 84127 \text{ m}^4, \quad I_y = 80400 \text{ m}^4$$

	Sens X	Sens-Y
M (KN.m)	323343,85	180154,325
N (KN)	51420,44	51420,44
σ_1 (KN/m ²)	93,561	75,489
σ_2 (KN/m ²)	31,87	49,94
σ_m (KN/m ²)	78,14	69,09

Tab. VI.4.calcul des contraintes.

$$\sigma_m < \sigma_{adm} = 200 \text{ KN/m}^2, \text{ donc le non renversement est vérifié dans les deux sens.}$$

➤ **Vérification de la stabilité sous G+Q+E :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} y \leq 1,5 \overline{\sigma_s}$$

Les contraintes sous le Radier sont données par

	N KN)	M _X	M _Y	σ ₁	σ ₂	σ _m	obser
G+Q+E _X	76199,34	513655,17	/	134,62	36,62	110,12	CV
G+Q+E _Y	70199,34	/	212226,83	100,67	70,57	93,14	CV

Tab. VI.5.vérification sous G+Q+E.

Donc, la stabilité de la structure est assurée dans les deux sens.

❖ **Ferraillage du radier :**

➤ **Dalle du radier :**

• **Les combinaisons des charges :**

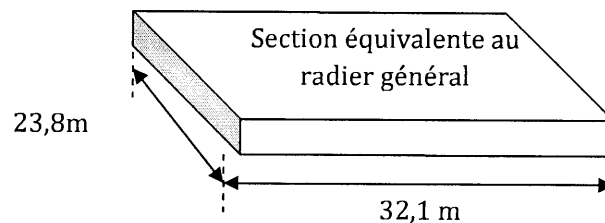
✓ ELU: $q_u = 1,35(G_{rad} - \sigma_s) = 251,13 \text{KN/m}^2$.

✓ ELS: $q_{ser} = (G_{rad} - \sigma_s) = 186,02 \text{KN/m}^2$.

➤ **Ferraillage du panneau le plus sollicité:**

On a pour le panneau le plus sollicité : $L_x = 3,3\text{m}$, $L_y = 4,68\text{m}$, $\alpha = L_x / L_y = 0,7$

(La dalle porte dans les deux sens).



✓ **ELU :**

panneau	L _x (m)	L _y (m)	α	μ _x	μ _y	M _{0x}	M _{0y}
4,68×3,3	3,3	4,68	0,7	0,0684	0,4320	178,061	80,810

Tab. VI.6. moment à l'ELU.

✓ **ELS :**

panneau	L _x (m)	L _y (m)	α	μ _x	μ _y	M _{0x}	M _{0y}
4,68×3,3	3,3	4,68	0,7	0,0684	0,4320	138,562	59,859

Tab. VI.7. moment à l'ELS.

➤ **Calcul des sections d'armatures :**

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

μ_x; μ_y : sont des coefficients fonction de $\alpha = l_x / l_y$ et ν (prend une valeur de 0 à l'ELS et 0,2 à

L'ELU).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Moment en travée : $(M_{tx}=0.75.M_x; M_{ty}=0.75.M_y)$
- Moment sur appuis : $(M_{ax}=0.5.M_x; M_{ay}=0.5.M_y)$

✓ ELU :

ELU	sens (x-x)		sens (y-y)	
	appuis	travée	appuis	Travée
M_0 (KN.m)	187,0607		80,810	
M_u (KN.m)	93,530	140,296	40,405	60,608
b (cm)	100,000	100,000	100,000	100,000
h (cm)	60,000	60,000	60,000	60,000
d (cm)	54,000	54,000	54,000	54,000
f_{bu} (MPa)	14,200	14,200	14,200	14,200
F_{su} (MPa)	348	348	348	348
μ	0,023	0,034	0,010	0,015
α	0,029	0,043	0,012	0,018
Z (m)	53,383	53,069	53,735	53,602
As (cm ²)	5,035	7,597	2,161	3,249
As min (cm ²)	6,521	6,521	6,521	6,521
Chois des barres	5HA14	5HA14	5HA14	5HA14
As adopté (cm ²)	7,700	7,700	7,700	7,700

Tab. VI.8. Ferrailage a l'ELU.

✓ ELS :

ELS	sens (x-x)		sens (y-y)	
	appuis	travée	appuis	Travée
M_0 (KN.m)	138,5618		59,8587	
Mser (KN.m)	69,2809	103,9214	29,9294	44,8940
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	60	60	60	60
d (cm)	54	54	54	54
$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	164,9720	164,9720	164,9720	164,9720
μ_s	0,0014	0,0022	0,0006	0,0009
β	0,9365	0,9220	0,9573	0,9484
As (cm ²)	8,3043	12,6325	3,5095	5,3137
As min (cm ²)	6,5205	6,5205	6,5205	6,5205
Chois des barres	5HA16	5HA20	5HA14	5HA14
As adopté (cm ²)	10,05	15,71	7,7	7,7

K	63,72	49,07	102,14	82,135
σ_{bc} (MPa)	1,8100	2,7100	0,7800	1,1700
$\sigma_{bc} < 15\text{MPa}$	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier
σ_{st} (MPa)	107,2010	160,8000	46,2900	69,4600
$\sigma_{st} < 201\text{mpa}$	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier

Tab.VI.9. Ferrailage a l'ELS.

➤ **Etude de débord de radier :**

Le débord de radier est assimilé a une console de longueur $L=50\text{cm}$, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1mètre avec :

$H=0,6\text{m}$; $d=0,9h=0,54\text{m}$

La fissuration est très préjudiciables : $M_{\max}=ql^2/2$

Donc on ferraille à l'ELS.

✓ **ELS :**

$Q_{\text{ser}}=168,02\text{KN/m}^2$

$M_{\max}= 23,25\text{KN.m}$

$\sigma_{\text{slim}}= 165\text{MPa} \Rightarrow A_{\text{st}}=\frac{M_s}{Z.\sigma_s}=\frac{23,25 \times 10^6}{430 \times 165}=3,27\text{cm}^2.$

➤ **Condition de non fragilité:**

$A_{s \text{ min}}= 0.23bd f_{t28}/f_c$

$A_{s \text{ min}}=6, 52 \text{ cm}^2$

$A_s = \max (A_{\text{ser}} ; A_{\text{min}}) \Rightarrow A_s = 6,52 \text{ cm}^2.$

➤ **Conclusion :**

Pour l'exécution du ferrailage de débord on gardera les mêmes aciers des appuis de rive.

❖ **Ferrailage de la nervure :**

➤ **Ferrailage longitudinal :**

Pour le calcul on prend : $L_x=3,3\text{m}$; $L_y=4,68\text{m}$ et $(b \times h)=(50 \times 100) \text{ m}^2.$

Les résultats de ferrailage sont représentés dans le tableau suivant :

ELS	sens (x-x)		sens (y-y)	
	appuis	travée	appuis	Travée
M_{ser} (KN.m)	224,2700	163,2700	307,2400	239,8600
b (cm)	50	50	50	50
h (cm)	100	100	100	100
d (cm)	90	90	90	90
$\bar{\sigma}_{\text{st}}$ (MPa)	164,9720	164,9720	164,9720	164,9720
μ_s	0,0034	0,0024	0,0046	0,0036
β	0,9053	0,9188	0,8922	0,9647
A_s (cm ²)	16,6850	12,6325	23,1933	16,7461
A_{smin} (cm ²)	5,4338	5,4338	5,4338	5,4338

Chois des barres	6HA20	4HA20	8HA20	6HA20
As adopté (cm ²)	18,85	12,57	25,13	18,85
K	63,72	49,07	102,14	82,135
σ_{bc} (MPa)	3,161	2,6900	3,8800	3,3800
$\sigma_{bc} < 15\text{mpa}$	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier
σ_{st} (MPa)	131,8100	141,6900	137,1300	140,9600
$\sigma_{st} < 201\text{mpa}$	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier

Tab. VI.10.Ferrailage des nervures a l'ELS.

➤ **Espacement :**

D'après L'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

$$S_t [\min (h/4, 12\phi) = \min (25; 24) = 24 \text{ cm.}$$

D'après le C.B.A, l'espacement des armatures transversales ne doit pas dépasser les valeurs :

$$S_t \leq \min \{ 15\Phi_L; 40\text{cm}, a + 10\text{cm} \}$$

$$S_t = 24\text{cm.}$$

Φ_L : Le plus petit diamètre d'armature longitudinale

a : le plus petit coté des dimensions.

Donc on choisit :

- ✓ Dans les zones courantes : $S_t = 15\text{cm}$
- ✓ Dans les zones nodales : $S_t = 10\text{cm}$

➤ **Les armatures transversales :**

$$\checkmark \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \dots\dots\dots [\text{CBA}].$$

$$A_t = 0,4 \times 0,50 \times 0,15 / 400 = 0,8\text{cm}^2$$

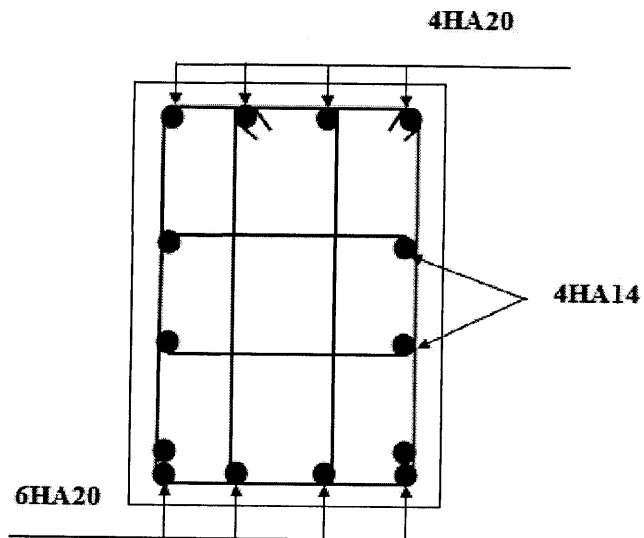
✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003.S_t.b \dots\dots\dots [\text{RPA}]$$

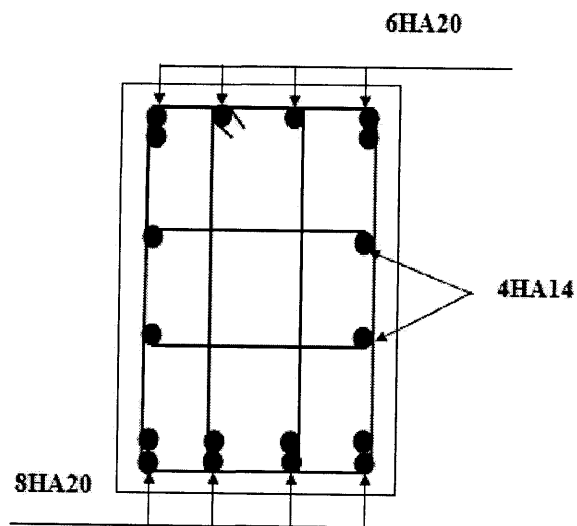
On adopte un cadre et un étrier de HA10

$$4\text{HA}8 \Rightarrow A_t = 2,01\text{cm}^2.$$

➤ Schéma de ferrailage :

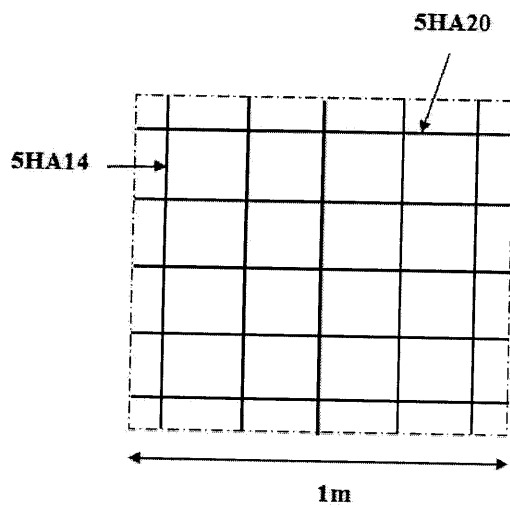
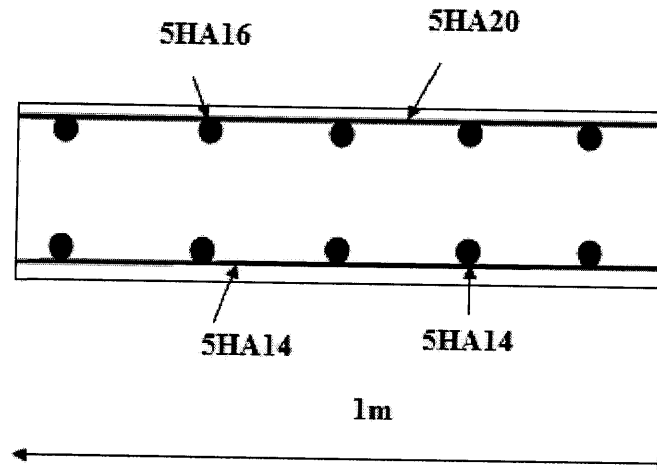


Ferrailage en travée et sur appui suivant XX de la nervure.

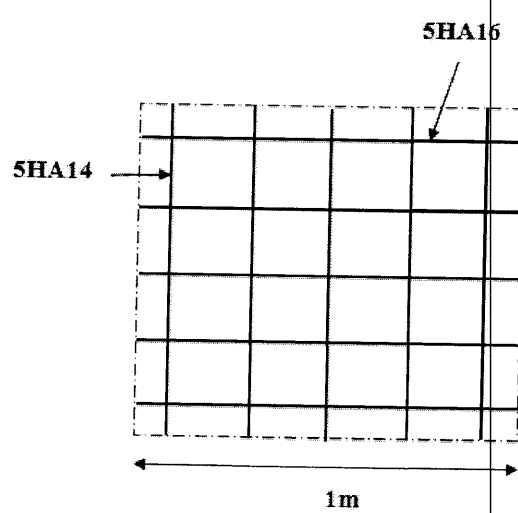


Ferrailage en travée et sur appui suivant YY de la nervure.

Fig. VI.3. schéma de ferrailage de nervure.



La nappe inférieure



la nappe supérieure.

Fig. VI.4.Schéma de ferrailage de radier.

❖ **Etude des longrines :**

➤ **Introduction :**

Selon RPA99 version 2003-Art10-1-1 :

Les points d'appui dans le même bloc doivent être solidarités par un réseau bidimensionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- $(25 \times 30) \text{ cm}^2$: site de catégorie S_2 et S_3 .
- $(30 \times 30) \text{ cm}^2$: site de catégorie S_4 .

Notre bâtiment est implanté sur un site meuble (S_3), situé en zone sismique IIa :

- Sens transversal : on adopte des longrines de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.
- Sens longitudinal : on adopte des longrines de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

Les longrines sont soumises à la traction simple sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} > 20 \text{ KN.}$$

- N : la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarités (sous la combinaison $1,35G+1,5G$) égale à 1502,81 KN.
- α : coefficient en fonction de la zone sismique et la catégorie du site pris égale à 12 dans notre cas (site meuble, Zone IIa).

Donc : $F = 1502,81/12 = 125,23 > 20 \text{ KN}$.

➤ **Calcul des armatures longitudinales :**

$$A_s = F / (f_e \times \gamma_s) = \frac{125,23}{400/1,15} = 3,6 \text{ cm}^2.$$

- La section minimale :

$$A_{s\min} = 0,6\% \text{ de la section.}$$

$$A_{s\min} = 0,6 \times 30 \times 30 / 100 = 6,3 \text{ cm}^2.$$

On a : $A_s < A_{s\min}$

Donc : $A_s \text{ adoptée} = A_{s\min}(\text{RPA})$.

$$A_{s\min} = 6,3 \text{ cm}^2 ; \text{ on adopte : } 6\text{HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2.$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

- Espacement minimal :

$$S_t \leq \min(20\text{cm}, 1,5\varphi_l)$$

φ_l : Diamètre minimale des aciers longitudinaux.

$$S_t \leq \min(20\text{cm}, 18\text{cm}) \implies S_t = 15\text{ cm.}$$

La section transversale est calculée comme suite :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0,4 \quad A_t \geq \frac{0,4 \times B \times S_t}{f_e}$$

$$A_t \geq 0,45\text{ cm}^2; \text{ on adopte : } 4\text{HA}8 = 2,03\text{ cm}^2.$$

➤ Schéma de ferrailage:

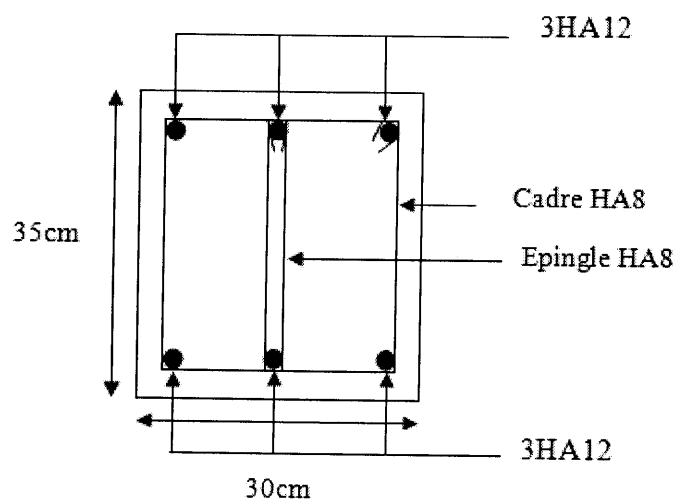


Fig. VI.5.ferrailage des longrines

❖ Etude du Voile périphérique :

➤ Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

➤ Etude du voile périphérique:

✓ Pré dimensionnement :

D'après l'article 10.1.2 de RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.

L'épaisseur est de : $e = 20$ cm.

La hauteur de voile périphérique c'est la hauteur de premier sous sol = 3,1 m.

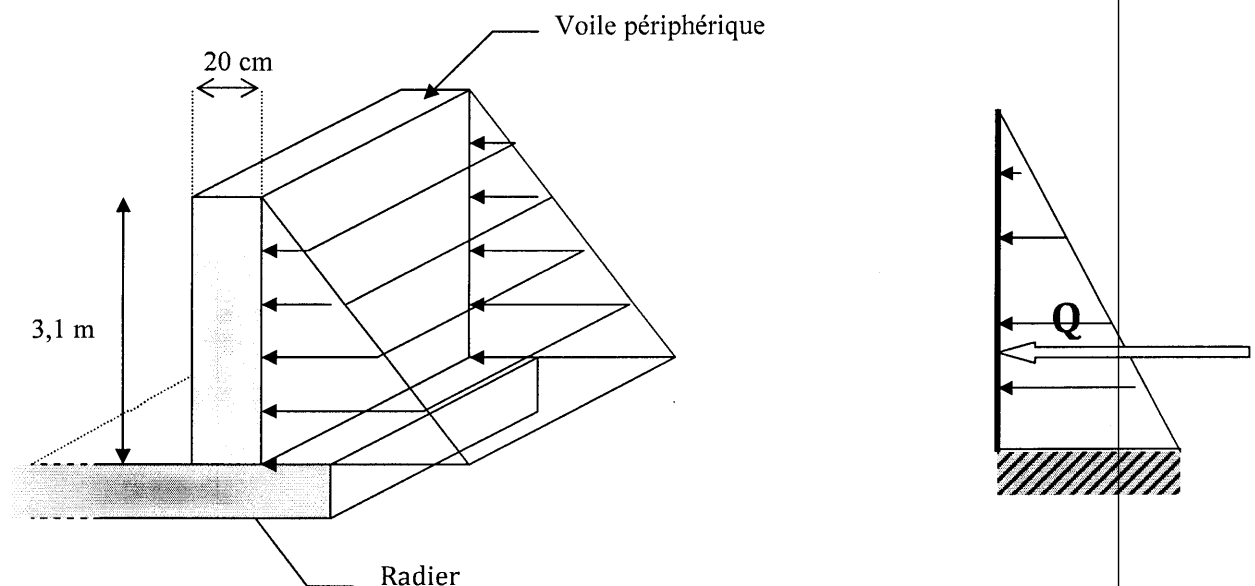


Fig. VI.6. Schéma statique de voile périphérique.

✓ Détermination des sollicitations:

On prend comme hypothèse pour le calcul : « Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneaux appuyés à leurs parties supérieures et encastrés à leurs bases (le niveau de radier) »

• **Calcul de la force de poussée :**

D'après la théorie de RANKINE, On a : $P = P_t + P_q$

$$P = 1/2 \cdot \gamma \cdot h \cdot \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) + q \cdot h \cdot \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$P = \frac{1}{2} \cdot 18,3 \cdot 1^2 \cdot \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2} \right) = 28,83 \Rightarrow P = 28,83 \text{ KN/ml}$$

P : la composante horizontale de la poussée de terre

P_t : La poussée des terres provenant à leur poids propre.

P_q : La poussée des terres provenant aux charges d'exploitation

φ : L'angle de frottement interne..... ($\varphi=30^\circ$).

γ_r : poids volumique du remblai..... (18 KN/m^3).

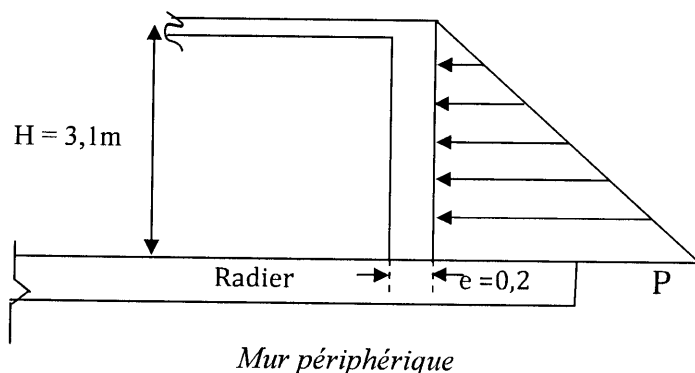


Fig. VI.7.voile périphérique.

• **Calcul des moments :**

Le mur sera calculé comme des dalles encastées sur quatre cotés avec les poteaux et les poutres et chargées par la poussée des terres ; pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport $\rho = L_x / L_y$.

$$0,4 < \rho = \frac{3,1}{4,68} = 0,66 < 1 \dots\dots\dots \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x P \cdot L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y M_x \end{cases} \quad \begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4\rho^3)} \\ \mu_y = \rho^3 (1,9 - 0,9\rho) \end{cases}$$

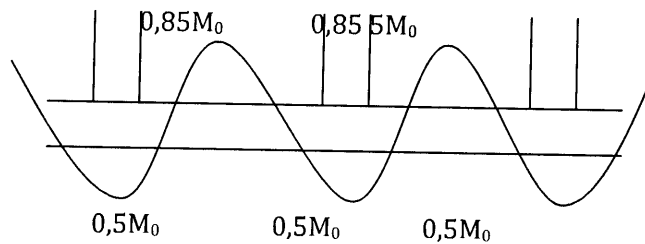
combinaison	L _x (m)	L _y (m)	ρ	ν	μ _x	μ _y	M _{ox} (KN.m)	M _{oy} (KN.m)
ELS	3,1	4,68	0,562	0	0,074	0,375	20,50	7,69

Tab. VI.11. différent coefficient pour le calcul de ferrailage.

Sens X-X.

$$M_t = 0.85M_0 = 17,42 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 M_0 = 10,25 \text{ KN.m}$$



Sens Y-Y.

$$M_t = 0.85M_0 = 6,54 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 M_0 = 3,84 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul du ferrailage vertical :

Le ferrailage se fera en flexion simple avec fissuration très préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \min(0,5.f_{e}; 90\sqrt{\eta.f_{tj}})$$

$$\bar{\sigma}_s = (0,5 \times 400; 90\sqrt{1,6 \times 2,1}) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 165 \text{ MPa}$$

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

$$x = (n \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot d) / n \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}$$

$$x = (15 \times 15 \times 0,9 \times 0,2) / 15 \times 15 + 165 = 0,103$$

$$Z = d - \frac{x}{3} = 0,18 - \frac{0,103}{3} = 0,145$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} b \cdot x \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot Z$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} 1 \times 0,103 \times 15 \times 0,145 \times 10^3$$

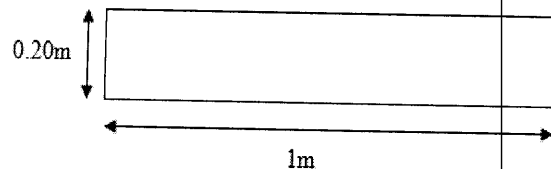
$$M_{rb} = 112,0125 \text{ KN.m}$$

➤ En travée :

$$M_t = 17,42 \text{ KN.m} < M_{rb} \longrightarrow \text{section sans armatures comprimées}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_{st} \cdot Z} \Rightarrow A_s = 7,28 \text{ cm}^2$$

- Choix des barres: 5HA14=7,7 cm².



➤ **Sur appui :**

$M_a = 10,25 \text{ KN.m} < M_{rb}$ → section sans armatures comprimées

$$A_s = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_{st} \cdot Z} \Rightarrow A_s = 4,28 \text{ cm}^2$$

- **Choix des barres:** 5HA12=5,65 cm².

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 180 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2 < A_s \dots\dots\dots \text{CV.}$$

✓ **Les conditions exigées par le RPA99/version 2003:**

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et la disposition se fait en deux nappes.

$$A_l = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2 \text{ (sens longitudinal) } \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_t = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2 \text{ (sens transversal) } \dots\dots\dots \text{CV}$$

Choix des barres : 5HA14/ml soit $A_s = 7,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

✓ **Calcul du ferrailage horizontal :**

Le ferrailage se fera en flexion simple avec fissuration très préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \min(0,5 \cdot f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$$

$$\bar{\sigma}_s = (0,5 \times 400 ; 90 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 165 \text{ MPa}$$

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

$$x = (n \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot d) / n \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}$$

$$x = (15 \times 15 \times 0,9 \times 0,2) / 15 \times 15 + 165 = 0,103$$

$$Z = d - \frac{x}{3} = 0,18 - \frac{0,103}{3} = 0,145$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} b \cdot x \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot Z$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} 1 \times 0,103 \times 15 \times 0,145 \times 10^3 = 112,0125 \text{ KN.m.}$$

➤ **En travée :**

$M_t = 6,54 \text{ KN.m} < M_{rb}$ → section sans armatures comprimées

$$A_s = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_{st} \cdot Z} \Rightarrow A_s = 2,73 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appui :**

$M_a = 3,84 \text{ KN.m} < M_{rb}$ ———> section sans armatures comprimées

$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_{st} \cdot Z} \Rightarrow A_s = 1,6 \text{ cm}^2.$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 180 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2 < A_s \dots\dots\dots \text{CV.}$$

✓ **Les conditions exigées par le RPA99/version 2003 sont :**

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et la disposition se fait en deux nappes.

$$A_l = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2 \text{ (sens longitudinal)} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$A_t = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2 \text{ (sens transversal)} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

On adopte le ferrailage calculé.

Soit 5HA10/ml ($A_s = 3,93 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

Récapitulatif :

2 nappes (5HA14)/ml dans le sens vertical.

2 nappes (5HA10)/ml dans le sens transversal.

➤ **Schéma de ferrailage :**

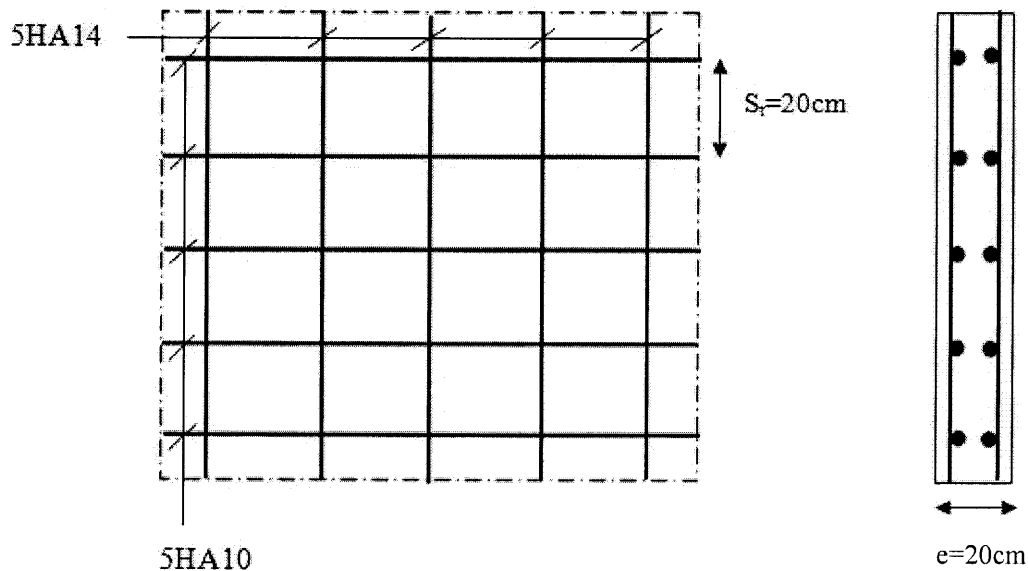


Fig. VI.8. Ferrailage du voile périphérique dans les deux sens pour 1 m².

Bibliographie

Règlement

- ☐ Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
- ☐ Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93
- ☐ Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91

Livres

- ☐ Construire parasismique.....MILAN ZACEK.
- ☐ Calcul des ouvrages en béton armé.....M.BELAZOUGUI.
- ☐ Conception et calcul des structures de bâtiment.....HENRY THONIER.
- ☐ Pratique du BAEL91.....JEAN PERCHAT ET JEAN ROUX.

Cours

- ☐ Béton armé.
- ☐ Dynamique des structures.
- ☐ Bâtiments.
- ☐ Matériaux de construction.
- ☐ Mécanique des sols.
- ☐ Résistance des matériaux.

Thèses fin d'étude

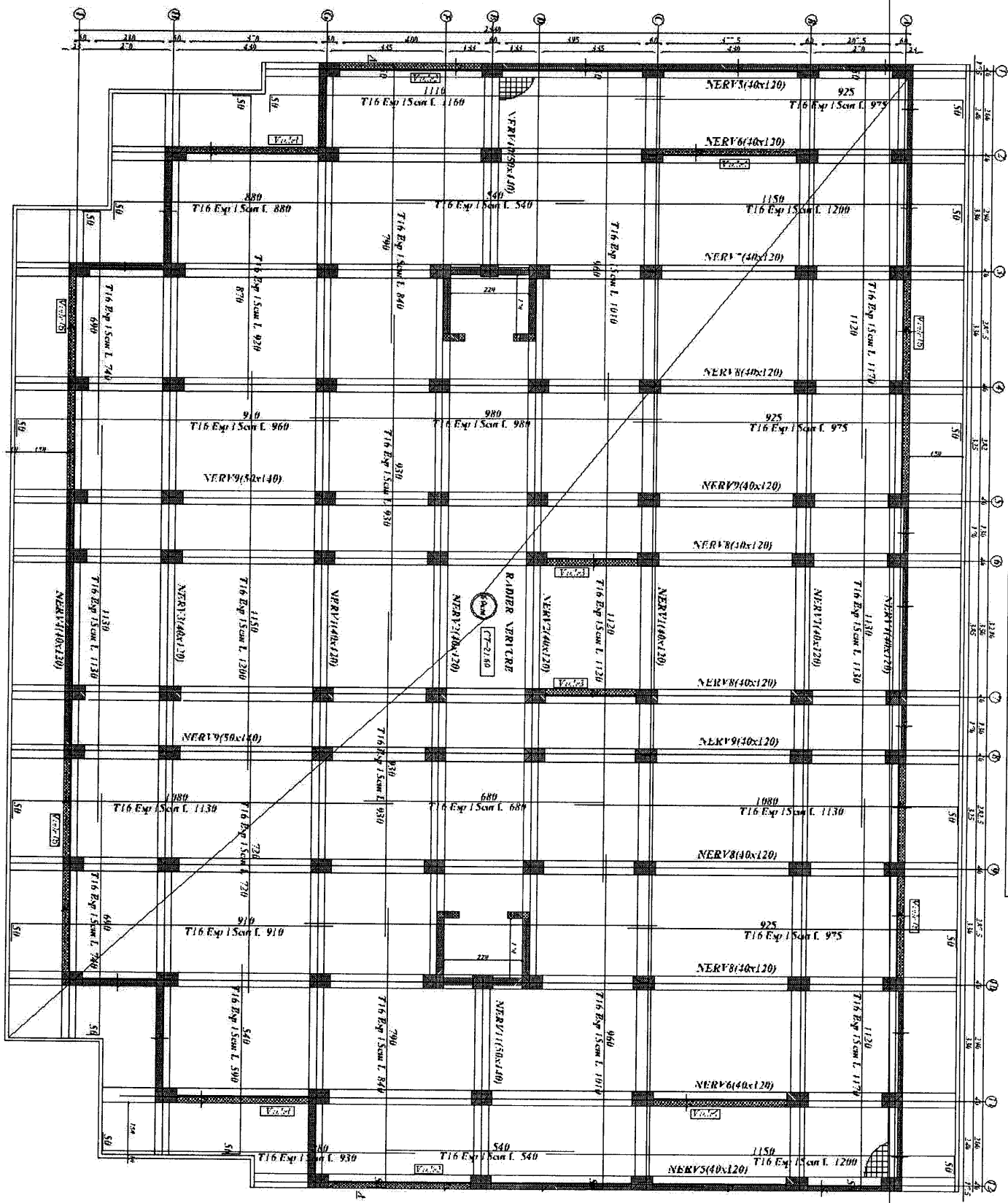
- ☐ Mémoire de fin d'études, université de Jijel.
- ☐ Mémoires de fin d'études, ENTP.

Logiciels

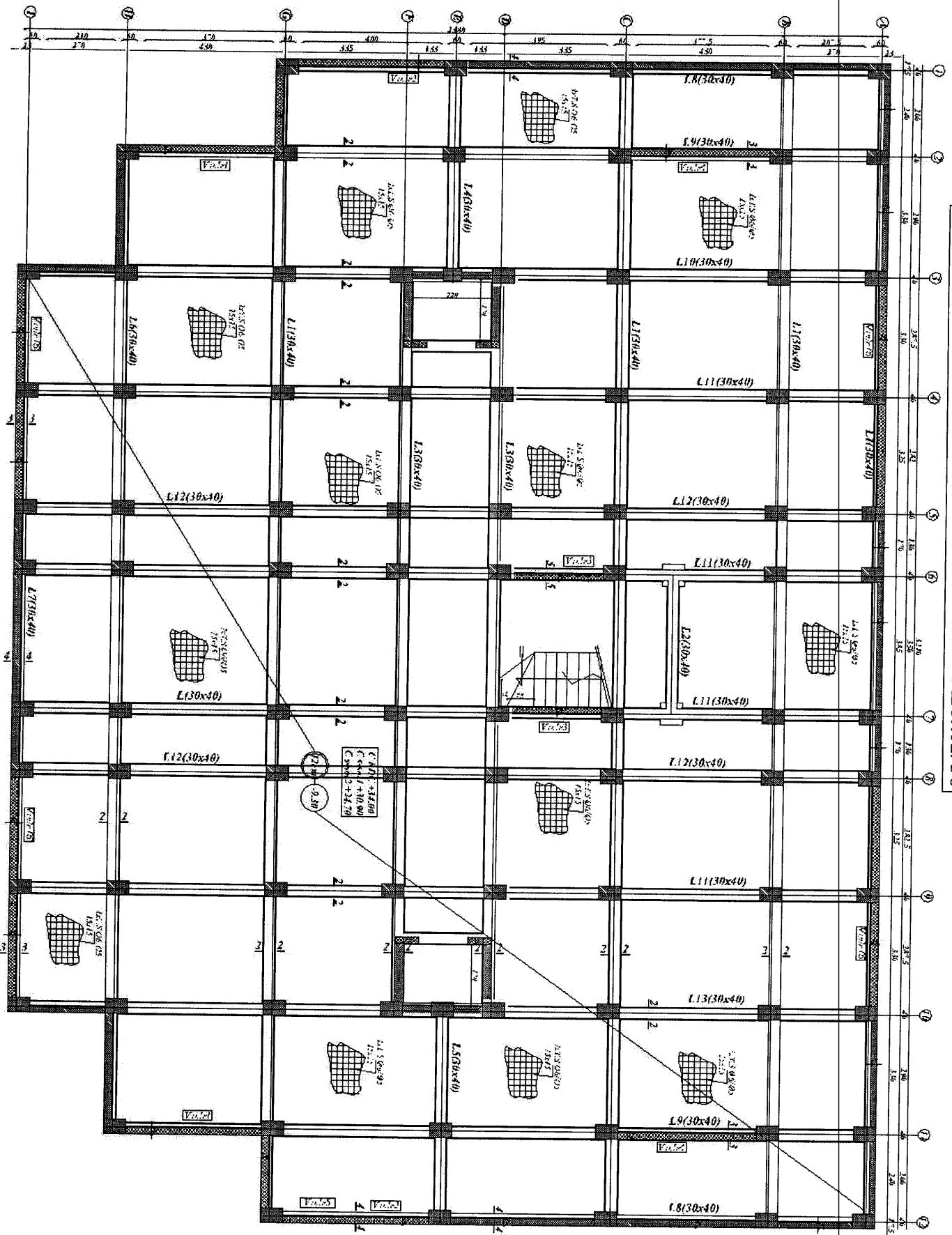
- ☐ Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.7.
- ☐ Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- ☐ EXCEL 2007.
- ☐ WORD 2007.
- ☐ AUTO CAD 2013.

Annexe

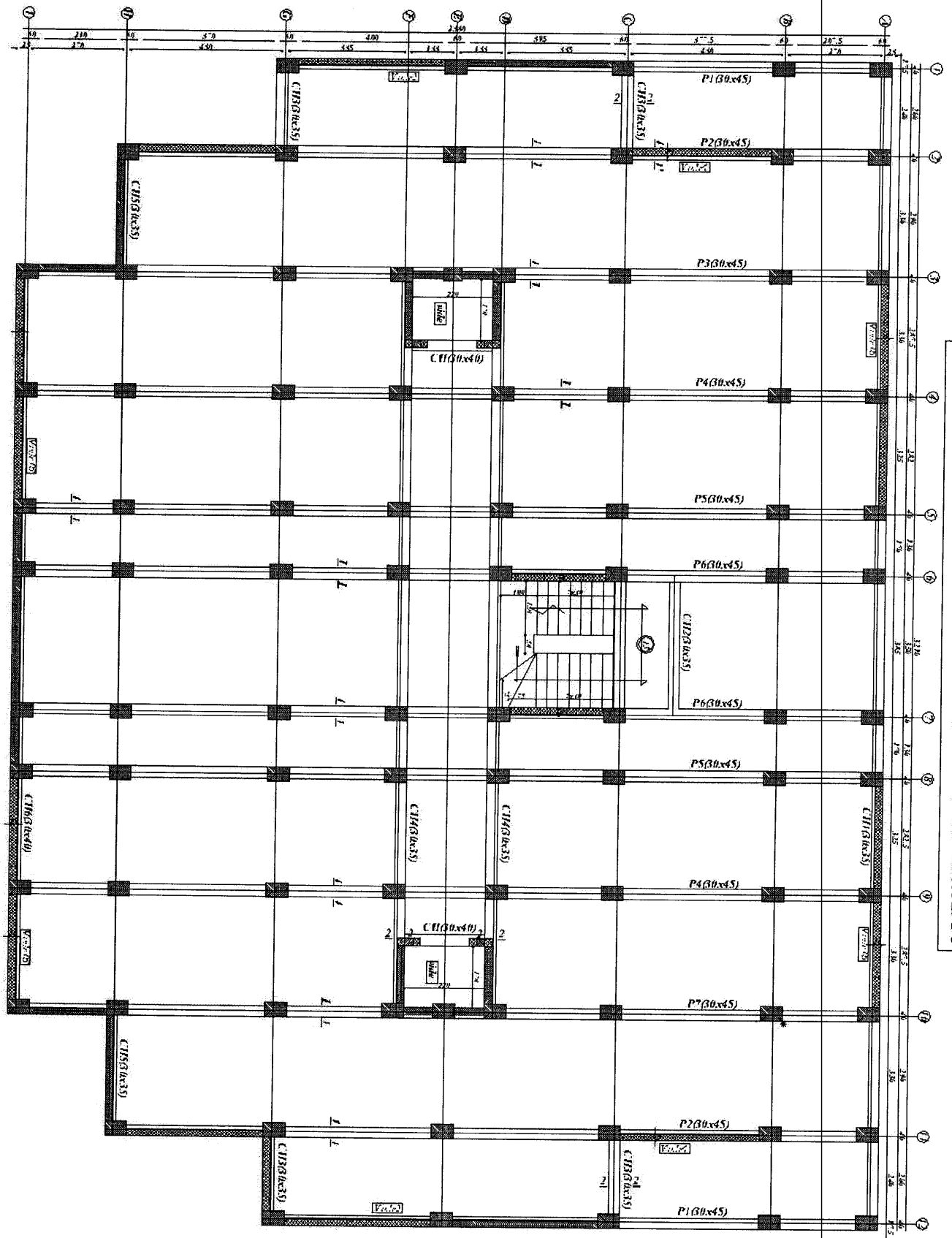
PLAN COFFRAGE FONDATION



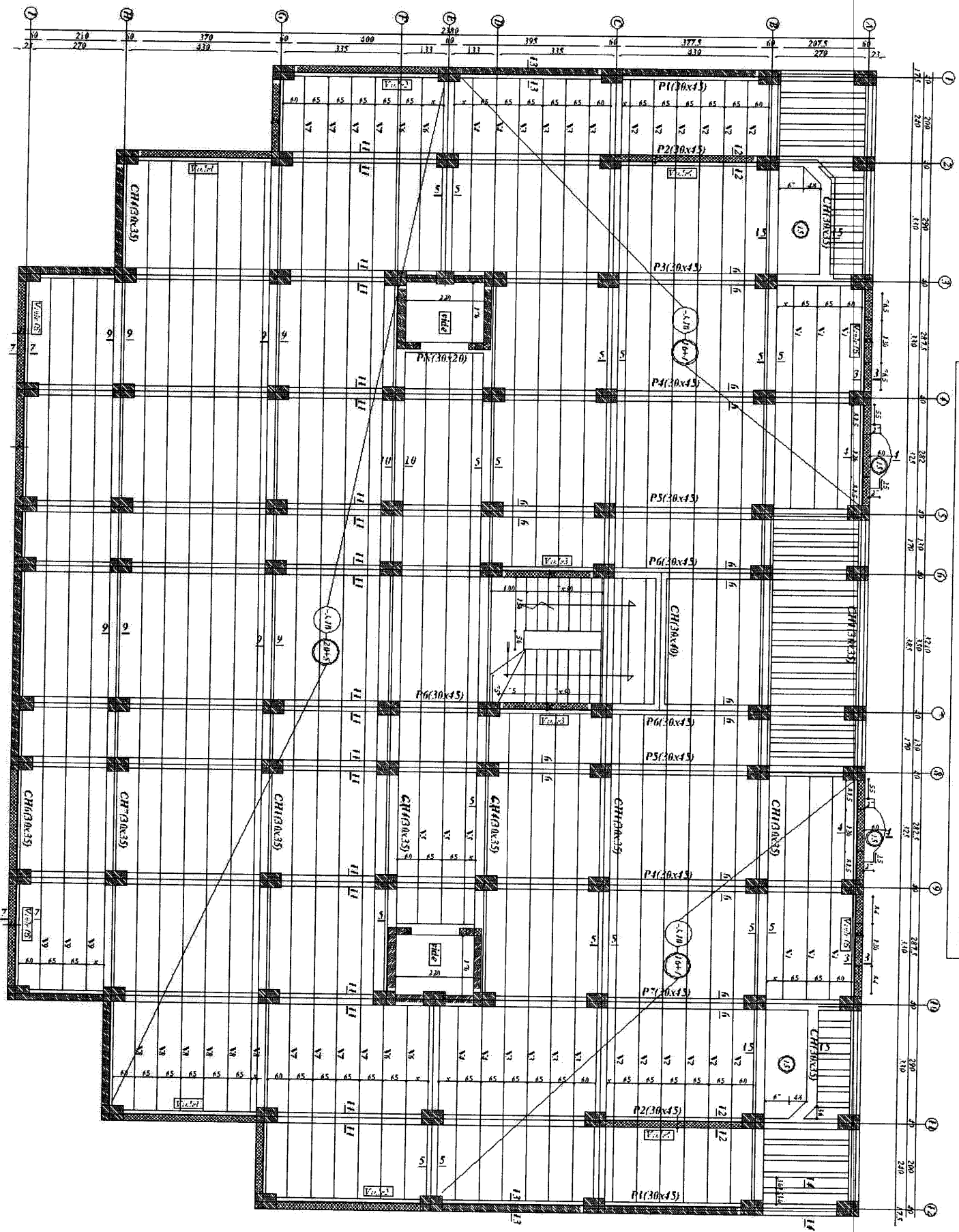
PLAN COFFRAGE DALLAGE Niv:-9.30m Ech:1/50



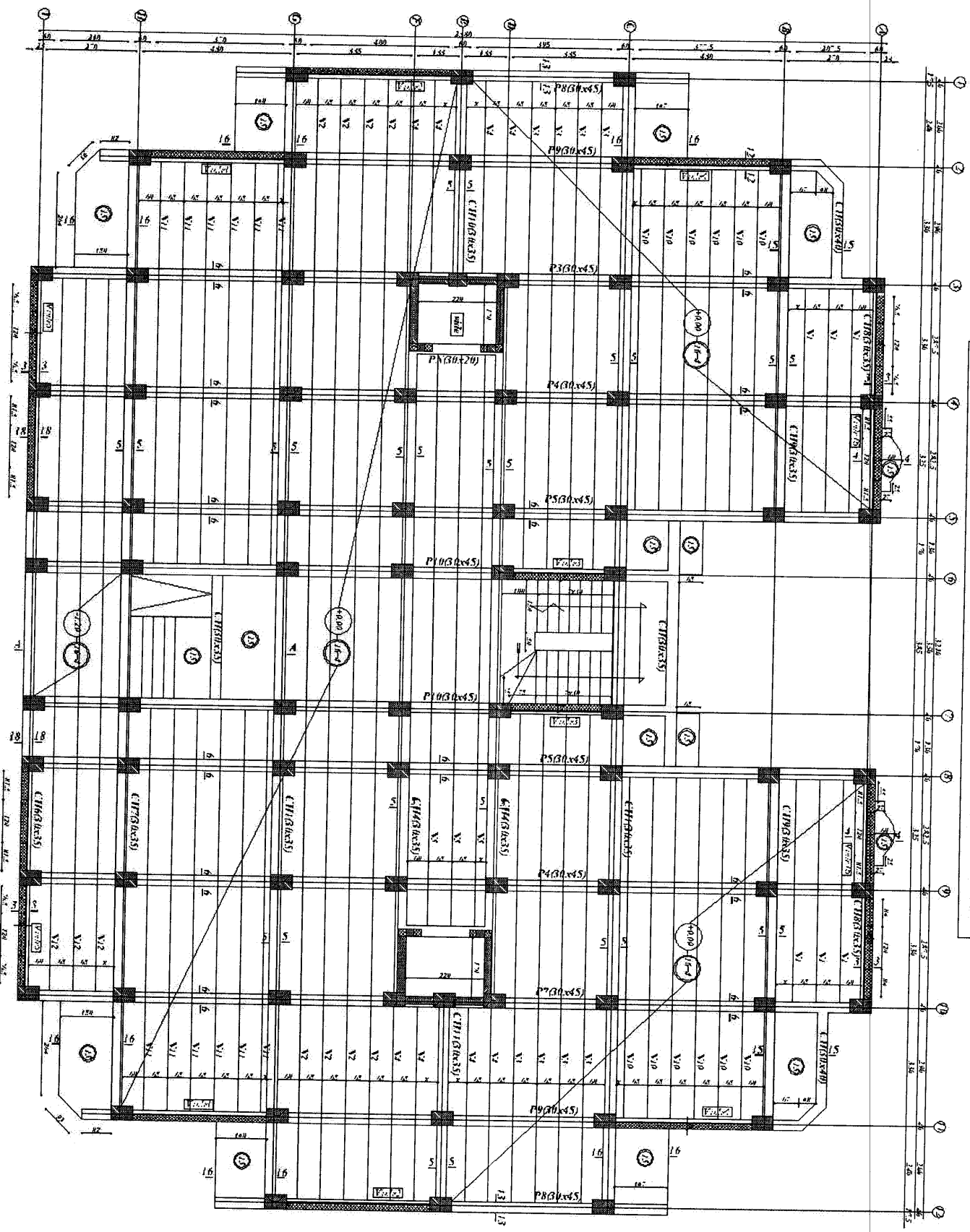
PLAN COFFRAGE PLANCHER Niveau: -6.20m Ech: 1/50



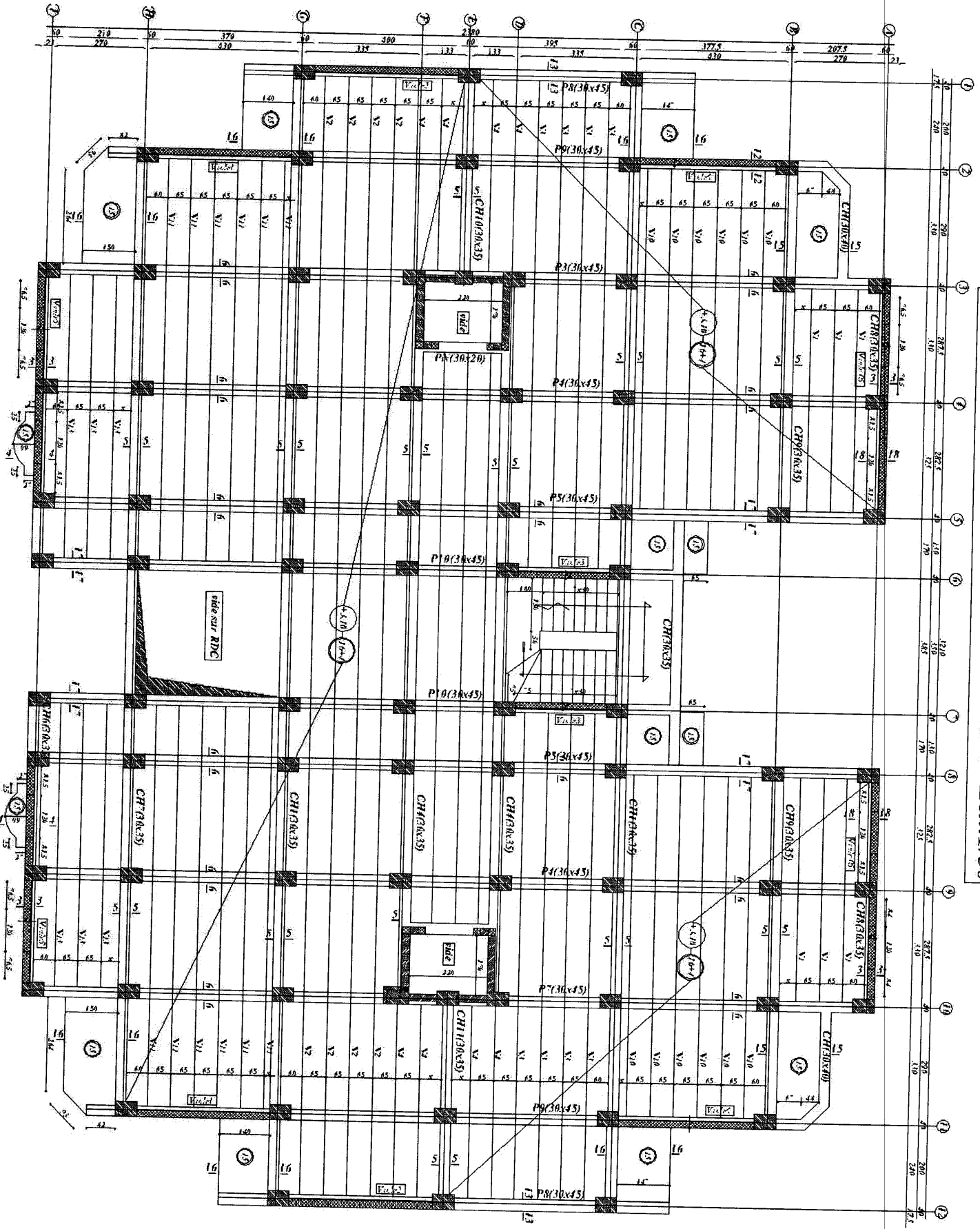
PLAN COFFRAGE PLANCHER Niv:-3.10m Ech:1/50



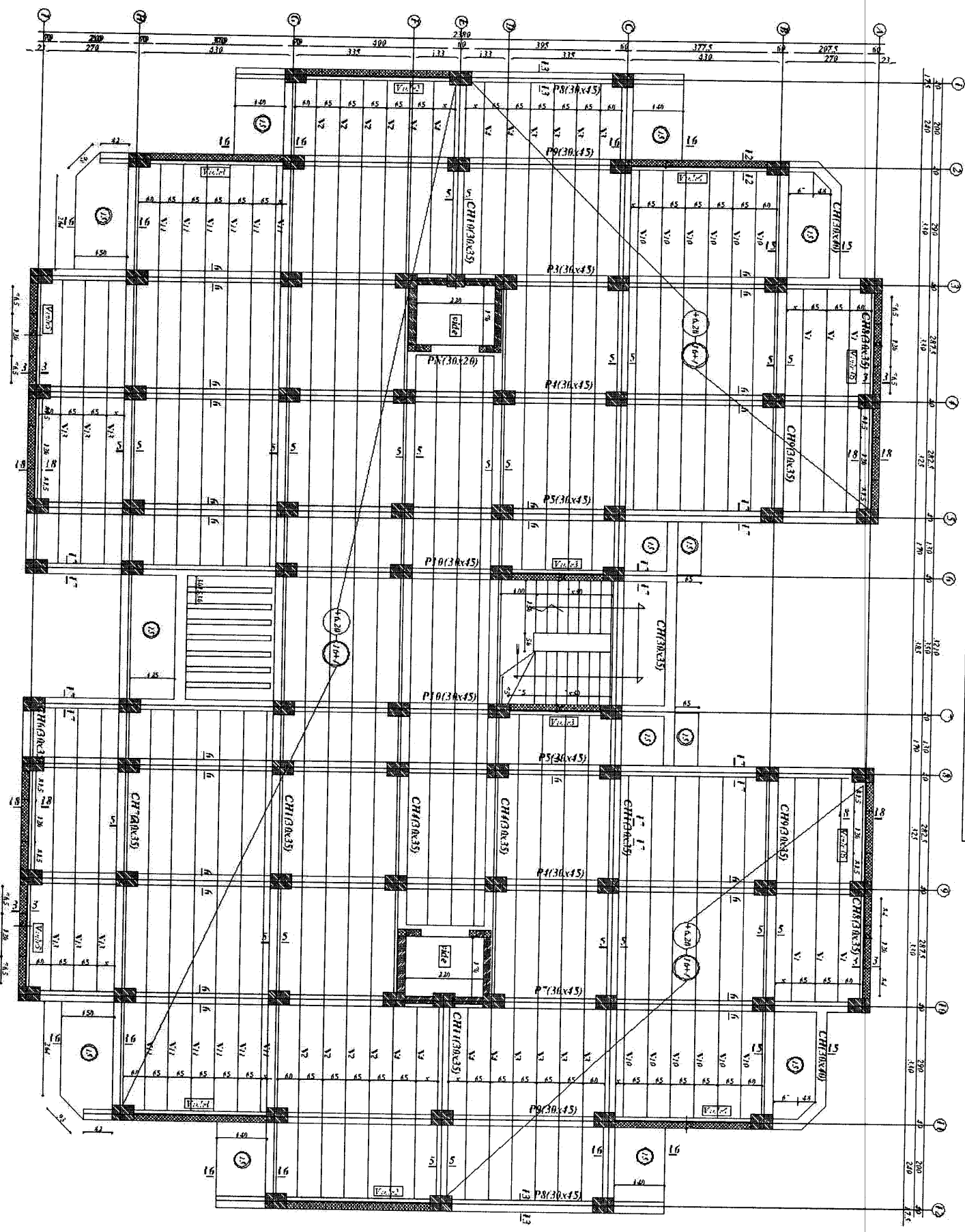
PLAN COFFRAGE PLANCHER Niveau: ±0.00m Ech: 1/50



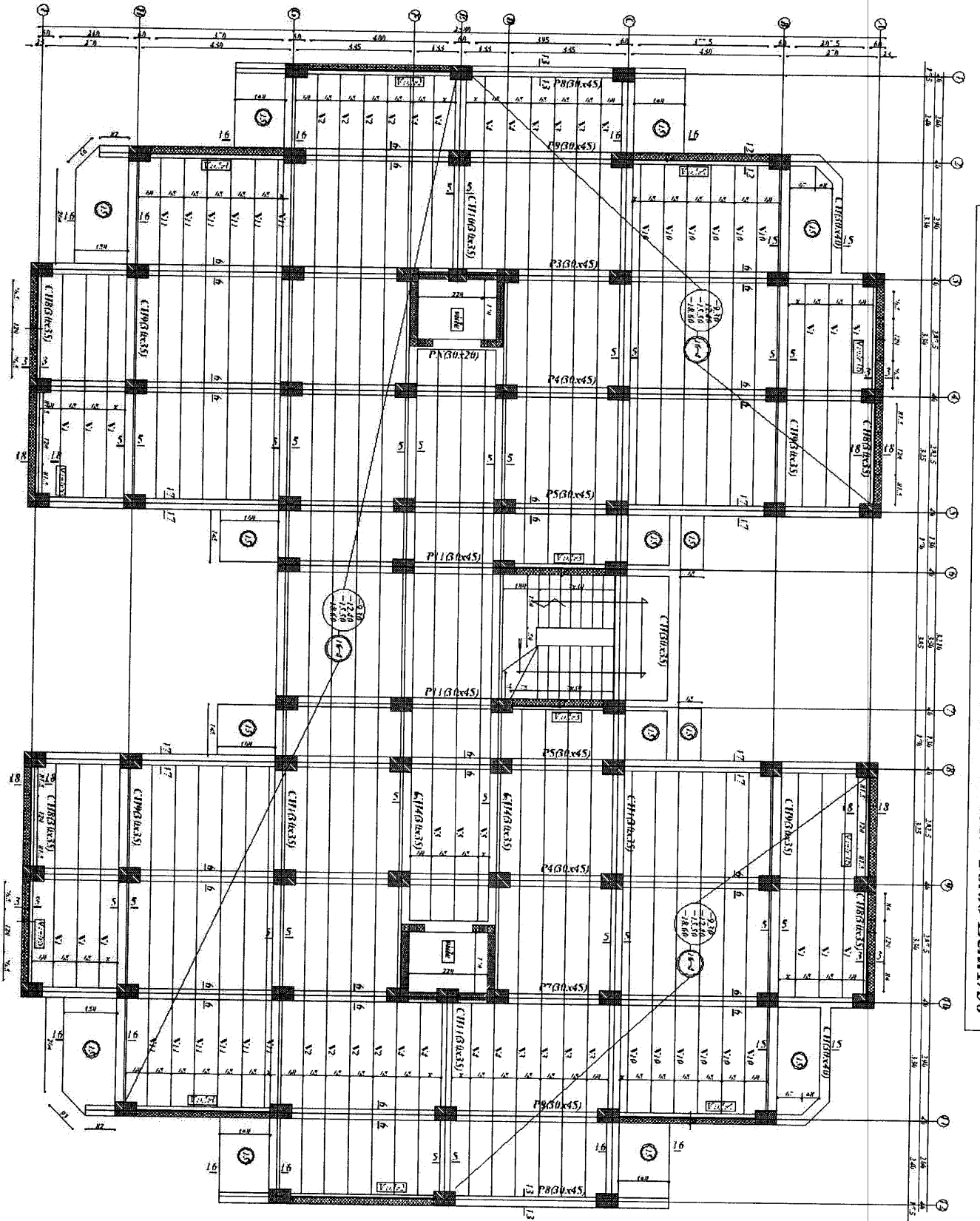
PLAN COFRAGE PLANCHER Niveau +3.10m Ech: 1/50



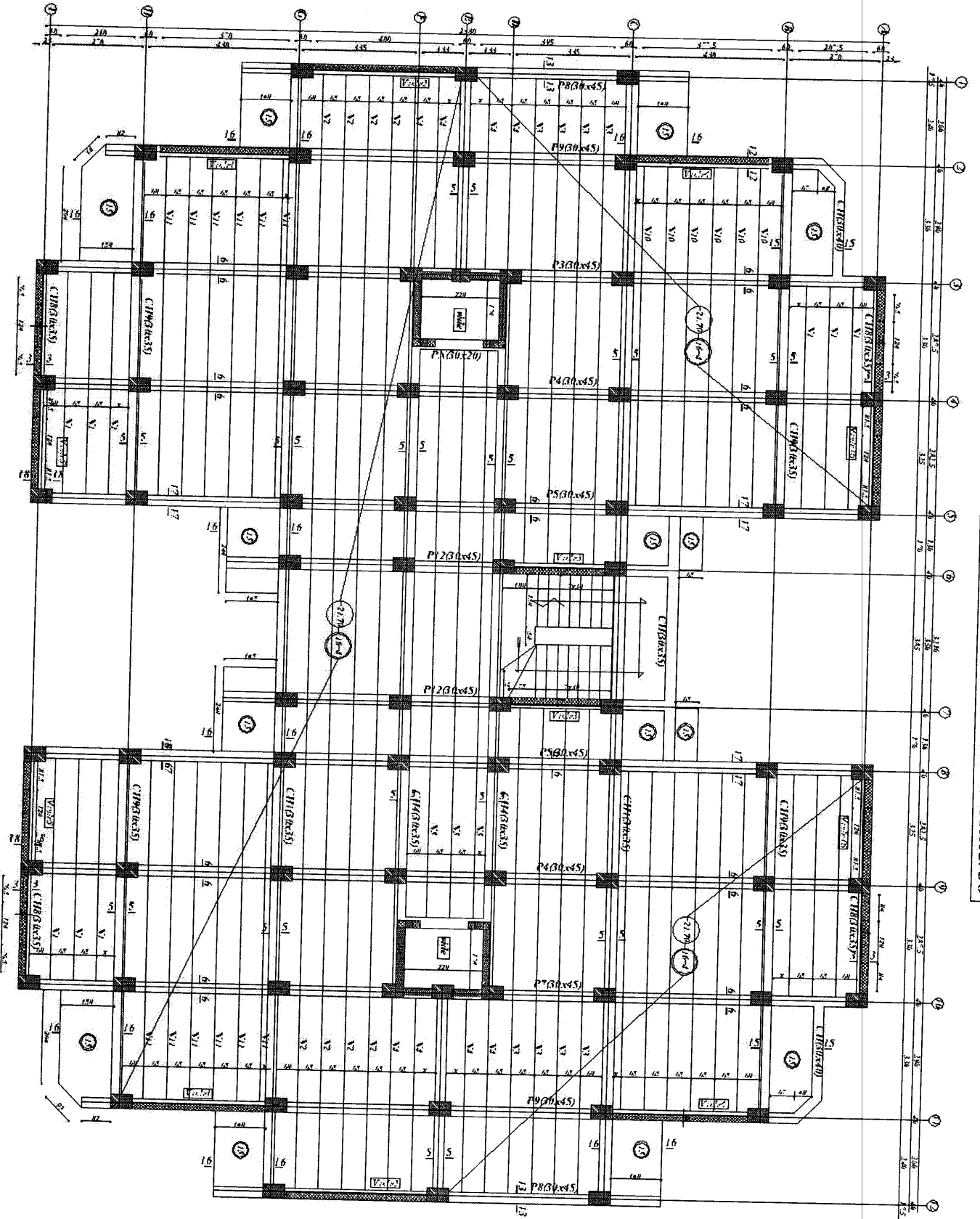
PLAN COFFRAGE PLANCHER Niveau: +6.20m Ech: 1/50



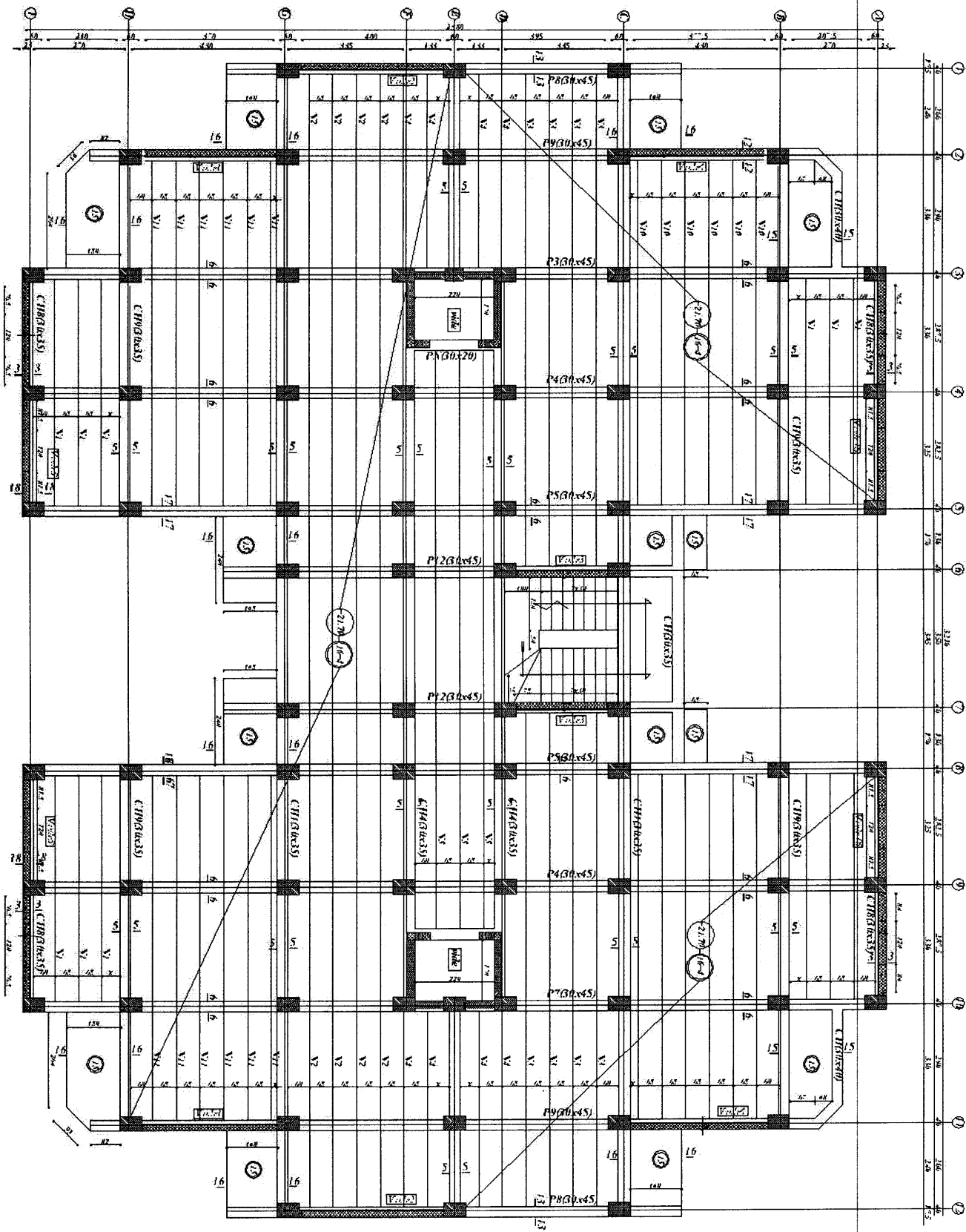
PLAN COFFRAGE PLANCHER Niv: +9.30/+12.40/+15.50/+18.60 Ech: 1/50



PLAN COFFRAGE PLANCHER Niv+ 21.70 Ech:1/50



PLAN COFFRAGE PLANCHER Niveau + 24.80/+27.90 Ech: 1/50



PLAN COFFRAGE PLANCHER Niv.+ 31.00 Ech:1/50

