

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

UNIVERSITE –Djilali bounaama- khemis Miliana

جامعة الجيلالي بونعامة- خميس مليانة-



Faculté des Sciences de la technologie

Département de technologie

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME

Master Génie Civil

Option Conception et calcul des constructions

Theme

Etude d'un batiment (R+7)

À usage commercial et d'habitation

Devant les membres de jury :

- Président :

- Examineur :

- Promoteur: Mr. MERABTI .S

présenté par :

BEN MOHAMED MAHEIDDINNE NACERA
MALKI NAIMA

Promotion

2016

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciement

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

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mes encadreurs M' MERABTI.S

Pour son soutien, ses conseils judicieux et ses grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.

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

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de l'institut de génie civil qui ont contribué à notre formation.

Que tous ceux au celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.



Dédicace

Louange à Allah le puissant, prière et salut sur le prophète Mohamed que le salut sur lui.

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail :

Aux personnes les plus chères au monde, ma mère et mon père, que dieu me les garde.

❖ *A mon père :*

Merci mon père de m'avoir donné le soutien tout le temps ou j'ai besoin, et de m'avoir Guidé et orienté

❖ *A ma mère :*

Merci de m'avoir soutenu et souffert pour que je puisse réaliser mes rêves et mes espérances et de m'avoir donné toute l'affection pour que je puisse continuer.

■ *Comme je la dédie à mes frères : Illiasse et Sa Marier Razika, Djamel et sa marier Djamila, Med Amine, Karim-Fatah, et à mes sœurs Zolikhha et fiancé Mohamed, Karima, Naima, Djamila et ses filles, et mes chères et les fleurs de mon cœur Inass et Nadjwa.*

■ *A toute la famille Ben Mohamed mahiédidine et dechraoui.*

■ *A mon amie intime Fadhila.*

■ *A mon binôme Naima qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

■ *A tous mes amie f.zahra, ghania, salima, Karima, Amina, Kenza et mon collège de génie civil*

Nacera



dédicace

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui ont beaucoup souffert pour nous élever et qui m'ont soutenu moralement

A mes très chers frères Abd Allah, Ahmed et Walid, surtout le petit frère Réda

A mes très chères sœurs. Hakima, Mariam et chafia

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis Fadhila, akila, soumia, Fatima et noura.

A La promotion 2016

En fin, je remercie mon ami mon binôme Nacera qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

 Naima 

SOMMAIRE

Chapitre 0 : Introduction générale

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I.1	Objectif	01
I.2	Introduction.....	01
I.3	Description de l'ouvrage	01
I.4	caractéristique mécanique des matériaux.....	04
I.5	hypothèse de calcul	09

Chapitre II : Pré -dimensionnement

II.1	Introduction	11
II.2	Evaluation des Charges et surcharges	11
II.3	Pré-dimensionnement des Poutres.....	18
II.4	Pré-dimensionnement des Poteaux	24
II.5	choix des sections des poteaux	32
II.6	Pré- dimensionnement des voiles	33

Chapitre III : Calcul des Eléments Secondaires

III.1	l'acrotère.....	37
III.1.1	définition	37
III.1.2	calcul de l'acrotère	37
III.2	plancher	43
III.3	L'escalier.....	62
III.4	balcon	80

Chapitre IV : Etude Dynamique

IV.1	Introduction	86
IV.2	Etude Dynamique.....	86
IV.3	Généralité sur logiciel	86
IV.4	Etude sismique	87
IV.5	choix de la méthode de calcul	90
IV.5.1	la méthode modale spectrale	90
IV.5.2	calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente	94
IV.5.3	Interprétation des résultats l'analyse sismique.....	98
IV.6	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)	106
IV.7	Conclusion	108

Chapitre V: *Ferraillage des Eléments Résistants*

V.1	Introduction	110
V.2	Hypothèse	110
V.3	section minimales et maximales	110
V.4	Ferraillage des Poteaux	110
V.5	Ferraillage des Poutres	122
V.6	Ferraillage des voiles.....	138
V.7	caractéristique et ferraillage des voiles.....	152

Chapitre VI : *Etude des Fondations*

VI.1	Introduction.....	155
VI.2	Différents types des Fondation	155
VI.3	choix de type de Fondation	155
VI.4	Calcul des Fondations	155
VI.5	semelle isolées.....	156
VI.6	semelle filantes.....	158
VI.7	Radier générale.....	159
VI.8	le voile périphérique.....	176
VI.9	Calcul de la longrine	177

Chapitre VII: *Conclusion Générale* 179

Références	180
-------------------------	------------

Annexes

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II :

Tableau. II.1: charges permanentes du plancher terrasse (Corps creux).....	12
Tableau. II.2 : charges permanentes du plancher courant (corps creux).....	13
Tableau. II.3: charges permanentes du plancher terrasse (dalle pleine).....	13
Tableau. II.4 : charges permanentes du plancher courant (dalle pleine).....	14
Tableau. II.5: charges permanentes du mur extérieur.....	15
Tableau. II.6 : charges permanentes du mur intérieur.....	15
Tableau. II.7: Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.....	16
Tableau. II.8: Evaluation des charges permanentes de palier.....	16
Tableau. II.9: charge de la volée.....	17
Tableau. II.10: valeurs de la flèche pour la poutre L= 6,40 m.....	21
Tableau. II.11: valeurs de la flèche pour la poutre L= 4,70 m	22
Tableau. II.12: Dégression des surcharges.....	29
Tableau. II.13: choix des sections des poteaux d'angles.....	30
Tableau. II.14: choix des sections des poteaux centraux	31
Tableau. II.15: choix des sections des poteaux rives	32
Tableau. II.16: choix des sections des poteaux	33

CHAPITRE III :

Tableau. III.1: Evaluation des charges et surcharges	49.
Tableau. III.2: Combinaison de charges.....	49
Tableau. III.3: les déferents cas de chargement	51
Tableau. III.4: les moments et les efforts tranchants.....	52
Tableau. III.5: charges et surcharges palliasses.....	65
Tableau. III.6 : combinaison des charges de l'escalier.....	66
Tableau. III.7 : Caractéristiques géométriques et mécaniques	69
Tableau. III.8: les efforts internes à l'ELU et à l'ELS.....	82

CHAPITRE IV : étude sismique

Tableau. IV.1 : facteur de qualité.....	96
Tableau. IV.1 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial.....	99
Tableau IV.2 : Vérification des déplacements inter étages du modèle initial.....	101
Tableau. IV.3. Périodes et facteurs de participation massique du modèle 1.....	101
Tableau IV.4: Vérification des déplacements inter étages de modèle 1.....	103
Tableau IV.5: Périodes et facteurs de participation massique du modèle final :.....	104
Tableau IV.6 : Vérification des déplacements inter étages de modèle finale.....	106
Tableau IV.7: Calcul de l'effort tranchant.....	107

Tableau IV.8 : Vérification l'effet p- Δ inter étages du modèle final.....	108
--	-----

CHAPITRE V : ferrailage des éléments résistants

Tableau. V.1: section minimales et maximales.....	110
Tableau. V.2 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\max} , M^{corr}).....	115
Tableau. V.3: Ferrailages des poteaux situation durable (M^{\max} , N^{corr}).....	115
Tableau .V.4: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	115
Tableau .V.5: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).....	115
Tableau. V.6: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	116
Tableau. V.7 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).....	116
Tableau. V.8 : Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés (N^{\max} , M^{corr}).....	117
Tableau. V.9 : Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés (M^{\max} , N^{corr}).....	117
Tableau. V.10: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés.....	118
Tableau. V.11 : Espacement maximal selon RPA99.....	120
Tableau. V.12 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	121
Tableau V.13 : Ferrailage des poutres principales (30X45). (Situation durable).....	124
Tableau V.14 : Ferrailage des poutres principales (30X45). (Situation accidentelle).....	124
Tableau V.15 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable).....	125
Tableau V.16: Ferrailage des poutres secondaires (25X40). (Situation accidentelle).....	125
Tableau V.17 : Choix des armatures pour les poutres principales (30X45).....	127
Tableau V.18 : Choix des armatures pour les poutres secondaires.....	127
Tableau V.19 : Vérification de la condition de non fragilité.....	128
Tableau V.20 : Vérification des poutres principale à l'ELS.....	129
Tableau V.21 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS.....	129
Tableau V.22: Vérification de la contrainte de cisaillement de la poutre principale.....	130
Tableau V.23 : Vérification de la contrainte de cisaillement de la poutre secondaire.....	130
Tableau .V.24 : Calcul des armatures transversales.....	131
Tableau. V.25: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	133
Tableau. V.26: vérification de la flèche.....	135
Tableau. V.27: Tableau de Caractéristiques et ferrailage des voiles.....	152
Tableau. V.28: Ferrailage des voiles.....	153

CHAPITRE VI :

Tableau VI.1: Sections des semelles isolées.....	157
---	-----

Tableau VI.2: Sections des semelles filantes.....	158
Tableau VI .3: Contraintes sous le radier à l'ELU.....	166
Tableau VI.4: Contraintes sous le radier à l'ELS.....	167
Tableau VI .5: Calcul des moments à l'ELU.....	169
Tableau VI .6: Calcul des moments à l'ELS.....	169
Tableau VI .7 : Ferrailage des panneaux du radier.....	170
Tableau VI .8 : Vérification des contraintes.....	171
Tableau VI .9 : Ferrailage des nervures (sens x-x).....	171
Tableau VI .10 : Ferrailage des nervures (sens non porteur).....	171
Tableau VI.11 : Vérification des contraintes.....	172
Tableau .VI.12. Espacement des armatures transversales.....	174

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage.

Figure. I.1: Plancher corps creux	03
Figure. I.2: Brique creuse.....	04
Figure. I.3: Diagramme contrainte-déformation du Béton à l'ELU	06
Figure. I.4: Diagramme contrainte-déformation du Béton à l'ELS.....	07
Figure. I.5: Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU.....	08

CHAPITRE II: pré dimensionnement.

Figure. II.1: Plancher terrasse (corps creux)	12
Figure. II.2: plancher étage courant (corps creux	12
Figure. II.3: Plancher terrasse (dalle pleine)	13
Figure. II.4: plancher étage courant (dalle pleine	14
Figure. II.5 : détail mur extérieur.....	14
Figure. II.6 : détail mur intérieur.....	15
Figure. II.7 : L'acrotère.....	17
Figure. II.8 : poteau d'angle	27
Figure. II.9 : poteau centrale	30
Figure. II.10 : poteau de rive	31
Figure. II.11 : Coupée voile en élévation.....	35
Figure. II.12 : Coupes de voiles en plan	35

CHAPITRE III : Calcule des éléments secondaires.

Figure. III.1 : Les dimensions de l'acrotère.....	37
Figure III.2 : schéma de Ferrailage de l'acrotère.....	43
Figure. III.3: Corps Creux.....	44
Figure III.4 : Dimension des poutrelles.....	45
Figure III.5. : Hauteur de la poutrelle.....	45
Figure. III.6 : Les longueurs effective	50
Figure. III.7 : position de l'axe neutre.....	59
Figure .III.8: Ferrailage de poutrelle	62
Figure. III.9: Les éléments d'escalier	63
Figure.III.10: Schéma statique de l'escalier	64
Figure. III.11 : diagramme des moments et des efforts à l'ELU.....	67
Figure. III.12: diagramme des moments et des efforts à l'ELS.....	69
Figure.III.13: Schéma statique de la poutre palière.....	73
Figure. III.14 : diagramme des moments de la poutre palière à E.L.U.....	74
Figure. III.15 : diagramme des moments de la poutre palière à E.L.S.....	75
Figure.III.16 : schéma de ferrailage d'escalier	80
Figure III.17: Schéma statique de Balcon.....	80

Figure III.18: ferrailage du balcon.....	84
---	----

Chapitre IV: Etude dynamique

Figure IV.1 : spectre de réponse.....	92
Figure IV.2 : Modèle initiale.....	98
Figure IV.3 : Modèle finale.....	104
Figure IV.4 : évaluation des effets du second ordre.....	106

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Figure. V.1. Arrêt des barres	132
Figure V.2 : ferrailage des poutres principales.....	136
Figure V.3 : ferrailage des poutres secondaire.....	137
Figure V.4 : schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage	139
Figure V.5 : vue en plan du voile plein en L.....	144
Figure V.6 : coupe transversale à la base du voile en L montrant la disposition des armatures verticales et transversale.....	148
Figure V.7 : vue en plan du voile pleine en U.....	148
Figure V.8 : schéma de ferrailage.....	151

Chapitre VI : Etude des fondations

Figure VI.1: Dimensions de la semelle isolée.....	150
Figure VI.2 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	160
Figure VI.3 : Schéma statique du bâtiment.....	163
Figure VI. 4 : Contrainte sous le radier.....	165
Figure VI .5: Ferrailage des nervures du sens y-y.....	174
Figure VI .6: Ferrailage des nervures du sens x-x.....	175
Figure .VI.7. : Ferrailage de voile périphérique.....	177
Figure .VI.8. : Ferrailage de la longrine.....	179

LISTE DES SYMBOLE

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- \varnothing : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- E.L.U : Etat limite ultime.
- E.L.S : Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.

\bar{f} : Flèche admissible.
 D : Fiche d'ancrage.
 L : Longueur ou portée.
 L_f : Longueur de flambement.
 I_p : Indice de plasticité.
 I_c : Indice de consistance.
 W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
 S_r : Degré de saturation.
 γ_d : Poids volumique sèc.
 γ_h : Poids volumique humide.
 γ_{sat} : Poids volumique saturé.
 W_{sat} : Teneur en eau saturé.
 W_L : Limite de liquidité.
 W_p : Limite de plasticité.
 d : Hauteur utile.
 F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
 M_u : Moment à l'état limite ultime.
 M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
 M_t : Moment en travée.
 M_a : Moment sur appuis.
 M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
 I : Moment d'inertie.
 f_i : Flèche due aux charges instantanées.
 f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
 I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
 I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
 M : Moment, Masse.
 E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
 E_{vj} : Module d'élasticité différé.
 E_s : Module d'élasticité de l'acier.
 P : Rayon moyen.
 f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
 f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
 F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
 K : Coefficient de raideur de sol.
 S_c : Tassement oedométrique.
 S_c^T : Tassement total.
 S_c^{adm} : Tassement admissible.
 δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
 Y : Position de l'axe neutre.
 I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

Résumé

Le but de cette étude est conception d'une structure à usage d'habitation et commercial(R +7) qui sera implanté dans la wilaya de Ain defla, classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003), La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles, L'étude et l'analyse de ce structure ont été établies par le logiciel (SAP 2000).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir le BAEL91 modifier99 et RPA99 version 2003, Pour la vérification du ferrailage, nous avons utilisés un logiciel Socotec.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني و تجاري تتألف من طابق ارضي + 7 طوابق , يتم انجازها بولاية عين الدفلى بلدية العطاف المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003) .

مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات , الأعمدة و الجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة .

الدراسة الحركية تمت باستعمال طريقة برنامج (SAP2000).

تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (99 معدلة RPA 99 version 2003, BAEL 91).

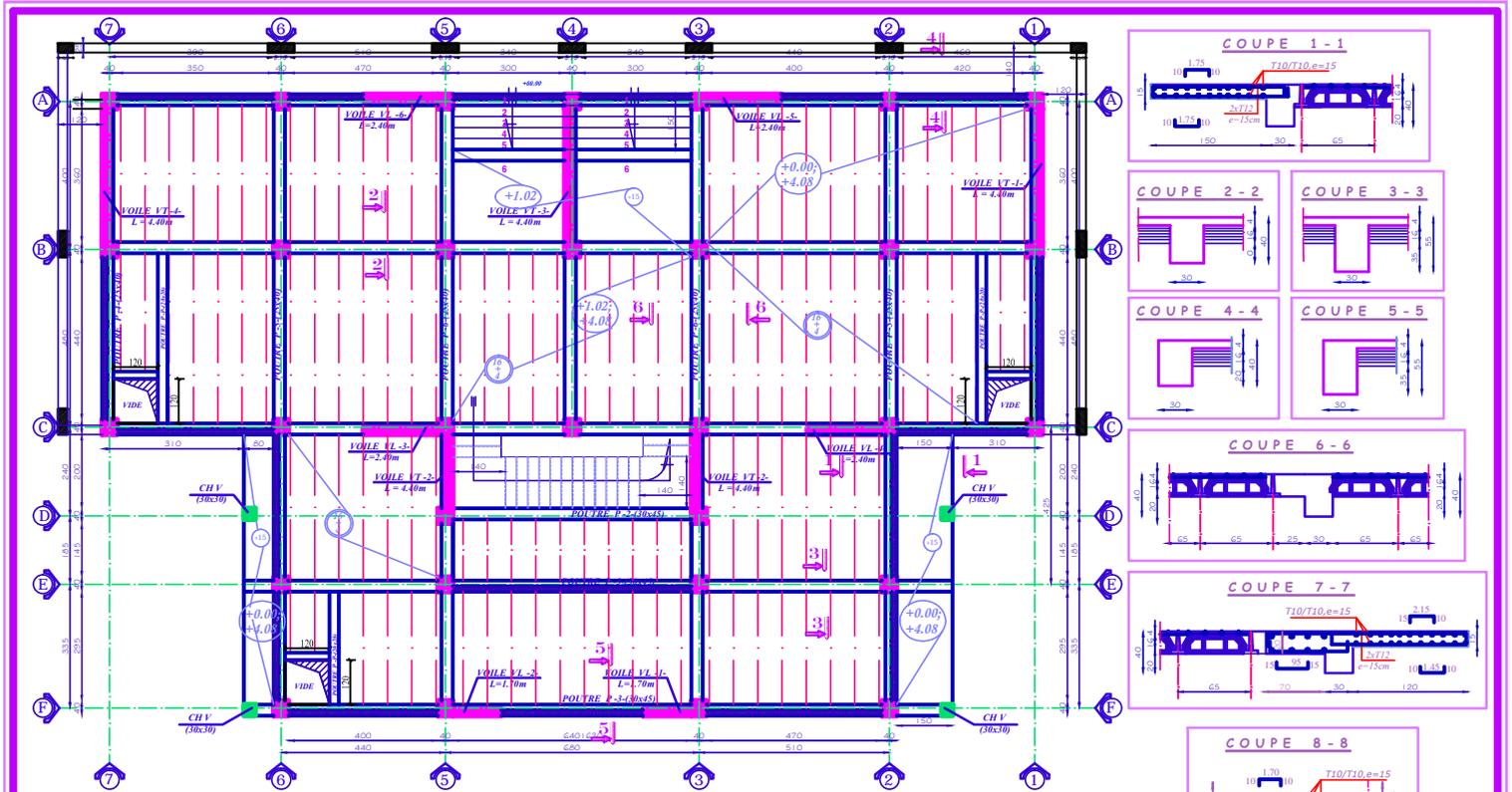
للتحقق من نتاج التسليح استعنا ببرنامج ألي متطور Socotec.

Abstract:

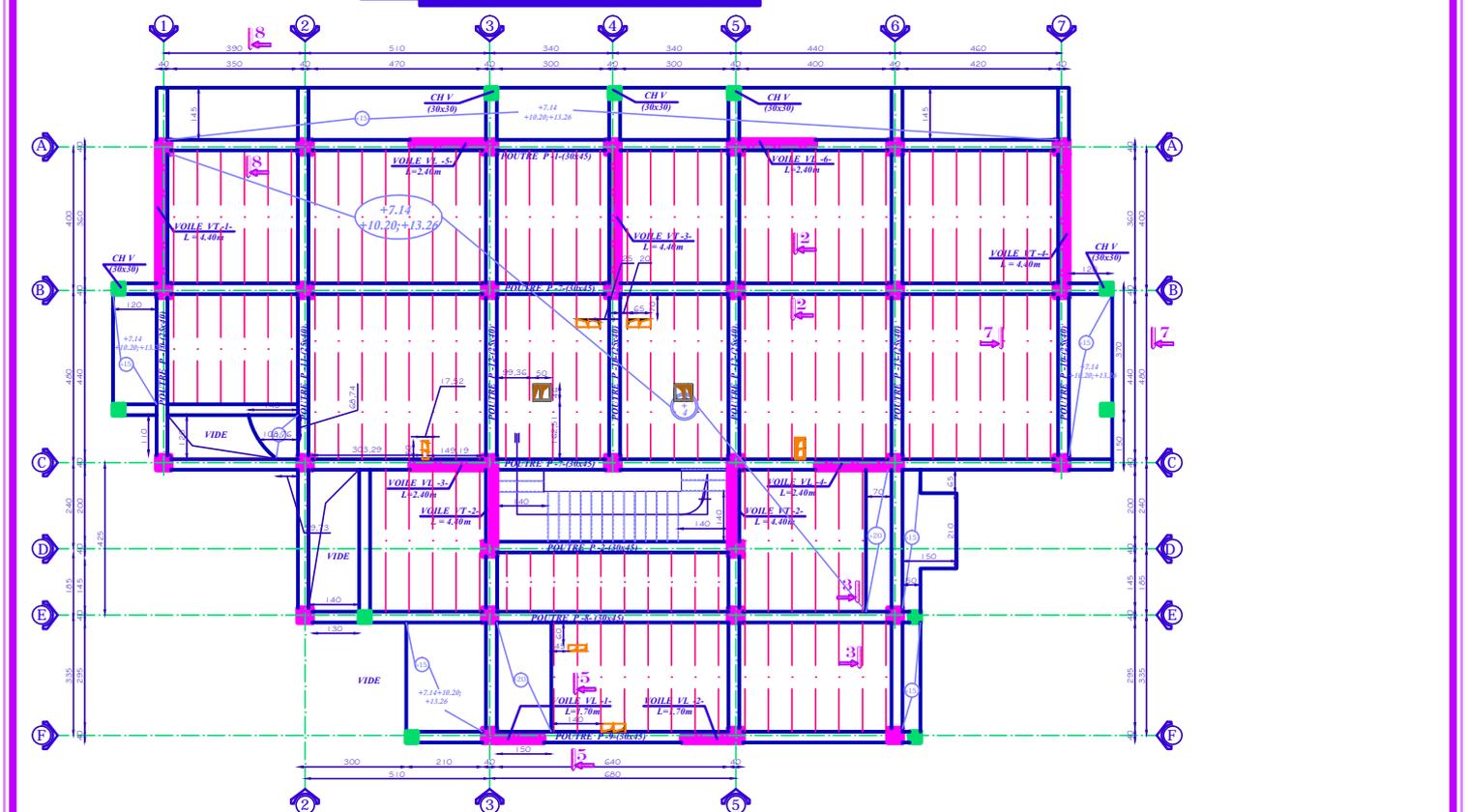
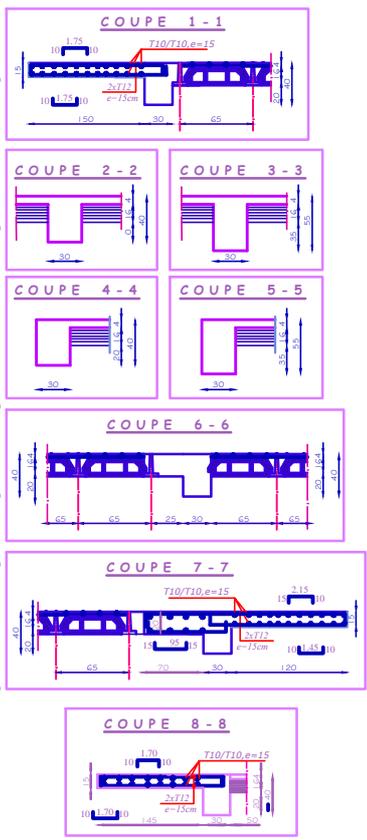
The aim of this study is the conception of an for dwelling and commercial of R + 7 stages + underground which will be established in the wilaya of Ain defla commune al attaf, classified in zone III according to the Algerian payment parasismic (RPA 99 version 2003). The stability of the work is ensured by the beams, and the columns and the walls. The study and the analysis of this plan had been established by software (SAP 2000).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modifier99, RPA99 - Version 2003).

For the checking of reinforcement we used software (Socotec).



PLAN DE COFF NIV: +0.00;+4.08



PLAN DE COFF NIV: +7.14;+10.20 ;13.26

introduction

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation de master travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

L'ouvrage en question est un bâtiment en R+7, présentant une irrégularité en plan, dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques).

Après une descente des charges et un pré-dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul **SAP2000** pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le **CBA93** et le **RPA99/version2003**.

I.1.OBJECTIF

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (**poteaux, poutres, voile**) 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 calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91) (1), RPA99 modifié en 2003 (2) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure

L'objectif du présent chapitre est de fournir la liste des données du bâtiment analysé en se qui concerne le type de structure, des éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

I.2.Introduction .

On propose dans ce rapport de projet de fin d'étude, l'étude complète des éléments résistants et secondaires d'un bloc irrégulière (R+7) à usage (commercial).

Le bâtiment est composé de :

- ✚ Un Rez de chaussée à usage commercial.
- ✚ Le reste des étages sont à usage d'habitation.

D'après le règlement parasismique algérien (**RPA99 ver.03**) (2) la commune de el atef willaya de Ain defla est classée comme étant une zone de forte sismicité (**zone III**).

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le « **groupe 2** », car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas 48 m.

I.3.Description de l'ouvrage :

Le présent projet a pour objet d'étudier les éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc.

I.3.1.Caractéristiques géométriques :

a) Dimensions en plan:

Longueur totale en plan selon (x-x) : 25,20 m.

Largeur totale en plan selon l'axe (y-y) : 16,80 m.

b) Dimension en élévation:

- Hauteur totale de la structure : 25,5 m. sans l'acrotère

- Hauteur d'étage :
 - RDC : 4.08 m.
 - Autres étages : 3,06 m

I.3.2. Ossature :

La structure proposée est constituée par des portiques auto stables en béton armé et de voile de contreventement suivant les différents sens, en plus d'un noyau constitué de voile pour la cage d'escaliers.

Le système de contreventement selon le RPA version 2003 est un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

I.3.3. Planchers :

Nous avons opté pour deux types de plancher :

- a) - plancher à corps creux.
- b) - plancher en dalle pleine.

a) Planchers à corps creux (en partie courante)

Ce type de plancher est constitué de poutrelles en béton armé espacées de 65cm, de corps creux en béton expansé (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé.

On utilise ce type de plancher pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.



Figure I.1 : plancher à corps creux.

b. Planchers dalle pleine

Actuellement une très large utilisation dans la construction d'immeuble à plusieurs étages et pour les habitations privées, Ce complexe de matériaux permet des réalisations économique .Certaines parties des planchers ne peuvent pas être en corps creux, donc ils sont prévus en dalle pleine.

I.3.4. Les Balcons

Sont des éléments non structuraux formés de dalle pleine en béton armé.

I.3.5. L'acrotère

C'est un élément de béton armé qui entoure la terrasse inaccessible d'une hauteur de 60 cm et d'épaisseur de 10 cm

I.3.6. Terrasse :

Il existe un seul type de terrasse : qui est une terrasse inaccessible.

I.3.7.Poutres :

L'ensemble des poutres composant les différents planchers sont :

- Des poutres porteuses.
- Des poutres non porteuses.

I.3.8. Poteaux :

Dans notre cas on propose des poteaux carrés.

I.3.9. Escaliers :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter-étage

I.3.10. Maçonnerie:

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs (figure I .2).

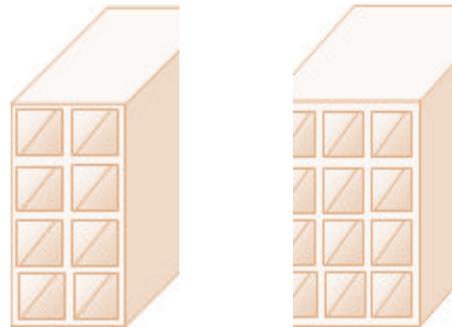


Figure I.2 : Brique creuse

✚ Murs extérieurs : à double cloison

- Brique creuse de 15 cm
- L'âme d'air de 5cm d'épaisseur
- Brique creuse de 10cm

✚ Murs intérieurs ;

Ils sont constitués de brique creuse de 10cm.

I.3.11. Revêtement:

- * En carrelage pour les planchers courants.
- * En mortier de ciment pour les murs extérieurs et cage d'escalier.
- * En plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

I.4 : CARACTERISTIQUES MECANIQUE DES MATERIAUX

I.4.1 : LE BETON

Le béton est un matériau composé de ciment, l'eau, de sable, et de granulat. Il peut être utilisé seul en grande masse, mais le plus souvent combiné avec l'acier pour donner le béton armé.

Le béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jour, dite valeur caractéristique requise $f_{c28}=25 \text{ MPa}$ (1)

A- Résistance à la compression (j) jours : $j \leq 28, f_{cj} = 0.685 * f_{c28} * \log(j+1)$

B- Résistance à la traction : $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$

C- Module de déformation longitudinale :

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

➤ **Module de déformation instantanée :**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'ou on a: } E_{i\ 28} = 32164,195 \text{ MPa} \quad (1)$$

➤ **Module de déformation longitudinale différée :**

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'ou on a: } E_{v\ 28} = 10721,4 \text{ MPa} \quad (2)$$

D – La masse volumique du béton armé : $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$.

E – Coefficient de poisson :

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de poisson est égale à :

$$\nu = 0 \text{ béton fissuré à L'E.L.U}$$

$$\nu = 0,2 \text{ béton non fissuré à L' E.L.S}$$

f- Les Contrainte Limites :

En se référant au règlement du BAEL. 91 on distingue deux états limites.

➤ **Etat limite ultime « E.L.U » :**

C'est un état au delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée f_{bu} est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_b = 1,5$ cas des actions courantes transitoires

$\gamma_b = 1,15$ cas des actions accidentelles

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

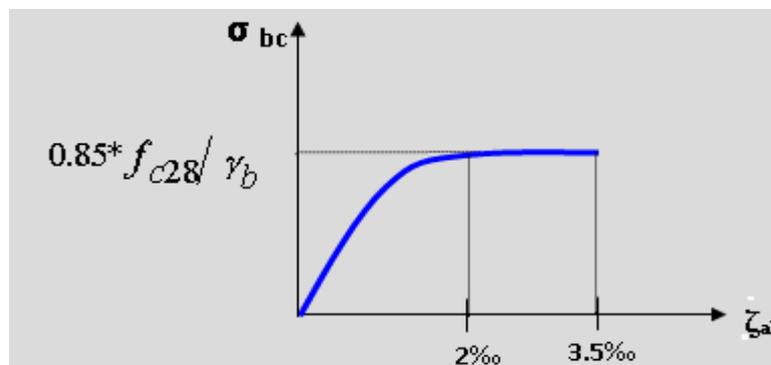


Figure I.3 : diagramme contrainte déformations ELU.

➤ *Etat limite de service « E.L.S » :*

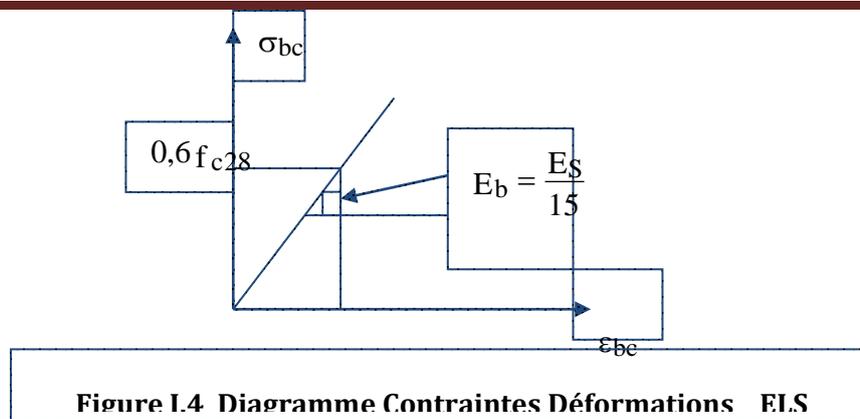
Etat limite de service est un état de chargement au delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour les quels elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$



I.4.2 : ACIERS

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utilisons les types d'aciers suivants :

- Les ronds lisses (R.L) : FeE235
- Haute adhérences (HA) : FeE400
- Treillis soudés (TS) : TLE52 $\varnothing=6\text{mm}$ pour les dalles

CONTRAINTE LIMITE DE L'ACIER

Etat Limite Ultime « E.L.U » :

On adopte le diagramme contrainte –déformations suivant avec :

σ_s : Contrainte de l'acier

γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situation durable ou transitoire} \\ 1,0 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{◆ rond lisse} \\ \text{(} f_e = 235 \text{ MPa)} \end{cases} \begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \text{situation durable ou transitoire} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{◆ haute adhérence} \\ \text{(} f_e = 400 \text{ MPa)} \end{cases} \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{situation durable ou transitoire} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

ε_s : Allongement relatif de l'acier : $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

Etat limite de service « E.L.S »

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- ✚ Fissuration peu nuisible, pas de vérification
- ✚ Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 150\eta\right)$
- ✚ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e, 110\eta\right)$

AVEC :

η = coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

b- Allongement de rupture :

ε_s = allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

c- Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations, il sera pris égale à : $E_s = 2,1.10^5$ (MPa).

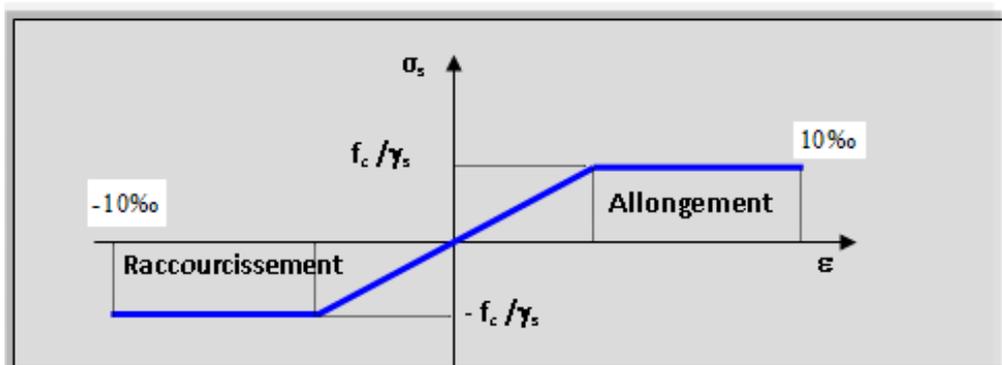


Figure I.5 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU

I.5: Hypothèse de calcul :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

a. Etat limite ultime (E.L.U) :

- Les sections planes restent planes après déformation (hypothèse de BERNOUILLI)
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à

La traction

- La raccourcissement unitaire de béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰

b. Etat limite de service (ELS) :

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Convention des sections planes.
- La résistance du béton à la traction est négligeable
- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

La contrainte de calcul, notée « σ_s », est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\text{- Acier rond lisse} \quad \begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\text{- Acier à haute adhérence} \quad \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

II.1: INTRODUCTION

Le pré dimensionnement des éléments résistants (les planchers, les poutres, les poteaux, les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

✚ Sollicitations verticales

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

✚ Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d'origine sismique vent et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques, Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91 (2), CBA93 (3) et R.P.A 99 V2003 (1)

II.2.Evaluation des charges et des surcharges :

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

II.2 .1 : estimation des charges et des surcharges des planchers.

La structure présente quatre type de plancher :

- Plancher terrasse inaccessible en corps creux.
- Plancher terrasse inaccessible en dalle plein.
- Plancher courant en corps creux.
- _ Plancher courant en dalle pleine

Charges permanentes :

a) Les planchers en corps creux :

A-1) Plancher terrasse :

Notre plancher terrasse est inaccessible et réalisé en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

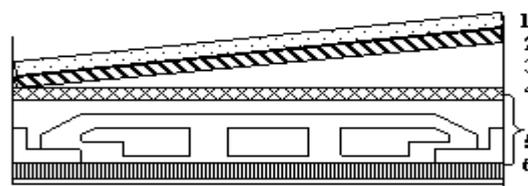


Figure. II.1 Plancher terrasse (corps creux).

Tableau II. 1. Charges permanentes du Plancher terrasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/ m ³)	G (KN/ m ²)
1. Protection en gravillon	5	17	0,85
2. Etanchéité multicouche	2	6	0,12
3. Forme de pente	10	22	2,20
4. Isolation thermique	4	4	0,16
5. Dalle en corps creux	16+4	13,60	2,72
6. Enduit plâtre	2	10	0,20
G	6,25 KN/m ²		
Q	1 KN/m ²		

A -2) Plancher étage courant :

La figure ci-dessous nous donne les différentes couches du plancher de l'étage courant.

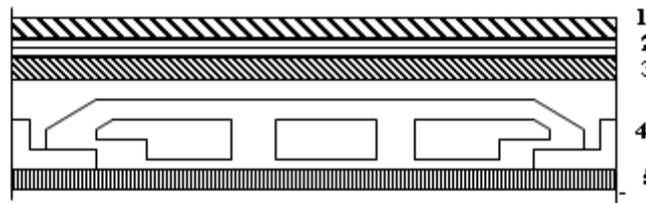


Figure II.2 : Plancher étage courant (corps creux).

Tableau II.2.Charges permanentes du Plancher courant.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/ m ³)	G (KN/ m ²)
1-Carrelage	2	22	0,44
2-Mortier de pose	2	20	0,40
3-Lit de sable	3	18	0,54
4-Dalle en corps creux	16+4	14	2,80
5-Enduit plâtre	2	10	0,20
6-Cloison	0,1	9	0,9
G	5,28 KN /m ²		
Q	1,5 KN/m ²		

b) Les planchers en dalle pleine:

b-1) Plancher terrasse :

Notre plancher terrasse réalisé en dalle pleine surmonté de plusieurs couches.

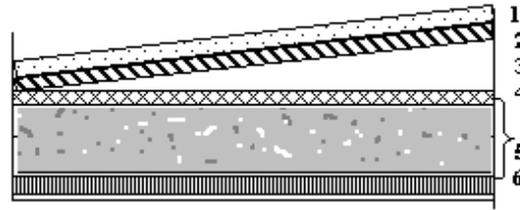


Figure II.3 : Plancher terrasse (dalle pleine).

Tableau II. 3. Charges permanentes du Plancher terrasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/ m ³)	G (KN/ m ²)
1. Protection en gravillon	5	17	0,85
2. Etanchéité multicouche	2	6	0,12
3. Forme de pente	10	22	2,20
4. Isolation thermique	4	4	0,16
5. Dalle pleine	15	25	3,75
6. Enduit plâtre	2	10	0,20
G	7,28 KN/m ²		
Q	1KN/m ²		

b-2) Plancher étage courant :

La figure ci-dessous nous donne les différentes couches du plancher de l'étage courant en dalle pleine.

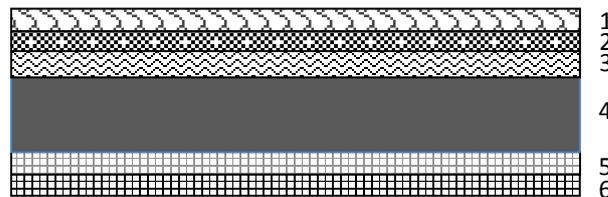


Figure II.4 : Plancher étage courant (dalle pleine).

Tableau II.4.Charges permanentes du Plancher courant.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/ m ³)	G (KN/ m ²)
1-Carrelage	2	22	0,44
2-Mortier de pose	2	20	0,40
3-Lit de sable	3	18	0,54
4-Dalle pleine	15	25	3,75
5-Enduit plâtre	2	10	0,20
6-Cloison	/	/	1,00
G	6,33 KN/m ²		
Q	1,5 KN/m ²		

II.2.2. Maçonnerie :

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison) avec 30% d'ouverture.

a) Mur extérieur:

La figure ci-dessous nous donne un mur extérieur en double cloison en brique creuse.

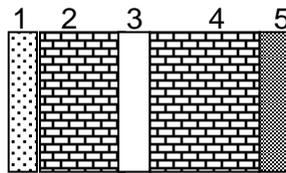


Figure II.5 : Détail mur extérieur.

Tableau II .5 : Charges permanentes du mur extérieur.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/ m ³)	G (KN/ m ²)
1- Enduit en plâtre	2	12	0,24
2- Briques creuses	10	9	0,90
3- Lamelle d'air	5	/	0,00
4- Brique creuse	15	14	2,10
5- Enduit en ciment	2	20	0,40
G	3,64 KN/m ²		

b) Mur intérieur :

La figure ci-dessous nous donne un mur intérieur en brique creuse.

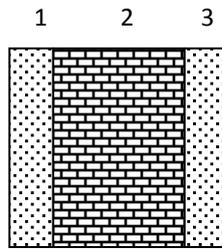


Figure II.6 : Détail mur intérieur.

Tableau II.6 : Charges permanentes du mur intérieur.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/ m ³)	G (KN/ m ²)
1- Enduit en plâtre	2	12	0,24
2- Brique creuse	10	9	0,90
3- Enduit intérieur	2	12	0,24
G	1,38 KN/m²		

Remarque:

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

Murs avec portes (90%G).

Murs avec fenêtres (80%G).

Murs avec portes et fenêtres (70%G).

II.2.3. Balcons :

Les balcons sont en dalle pleine.

➤ **Charge permanente :**

Tableau. II.7 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
mortier de pose	0.02	20	0.40
lit de sable	0.03	18	0.54
dalle pleine	0.20	25	5
enduit ciment	0.02	20	0.40
G	6,78 KN/m ²		
Q	3,50 KN/m ²		

II.2.4. l'escalier:

a) **Palier :**

➤ **Charge permanente :**

Tableau. II.8: Evaluation des charges permanentes de palier.

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	La Surface (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre du palier ($e = 18cm$)	25	1×0.15	4.5
Carrelage ($e = 2cm$)	22	0.02×1	0.440
Mortier de pose ($e = 2cm$)	20	0.02×1	0.400
Enduit en plâtre ($e = 2cm$)	10	0.02×1	0.200
La charge permanente	$G_2 = \sum G_i$		5.54
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage habitation		2.5

b. Volée (paillasse) :**Tableau II.9: Charge du Volée**

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	La Surface (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre de la palliasse ($e = 15cm$)	25	$1 \times 0.15 / \cos 32.52^0$	5.15
Poids propre du contre marche ($e = 17cm$)	22	$1 \times 0.17 / 2$	1.87
Carrelage horizontal ($e = 2cm$)	22	0.02×1	0.44
Mortier de pose horizontal ($e = 2cm$)	20	0.02×1	0.40
Carrelage vertical ($e = 2cm$)	22	0.02×1	0.44
Mortier de pose vertical ($e = 2cm$)	20	0.02×1	0.40
Enduit en plâtre ($e = 2cm$)	10	0.02×1	0.20
Poids du garde-corps	1KN/ml	-	1.00
La charge permanente	$G_1 = \sum G_i$		9,9
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage habitation		2.5

$$\alpha = \arctan \alpha = \frac{0,17}{0,3} = 29.54^\circ$$

II.2.5 : ACROTÈRE

L'acrotère est un élément secondaire exposé aux chocs thermiques,
Son calcul se fait à la flexion composée.

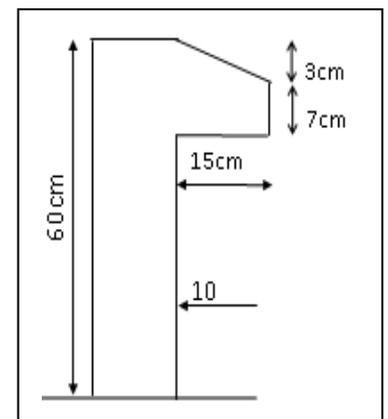
On considère une bande de 1 m de largeur.

– Charge permanente :

Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de : $G = \rho \times S$

S : la surface transversale totale de l'acrotère

ρ : le poids volumique tel que $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$.

**Figure II.7. L'acrotère**

✓ La surface : $S = [0,6 \times 0,1 + (\frac{0,1 + 0,07}{2}) \cdot 0,15] = 0,0727 \text{ m}^2$.

✓ Poids propre de l'acrotère : $g_0 = \rho \cdot S = 25 \times 0,0727 = 1,817 \text{ KN/ml}$.

✓ Poids de l'enduit de ciment : $g_1 = \rho \cdot S = 2 \times 0,6 \times 0,02 \times 18 = 0,432 \text{ KNG} = g_0 + g_1 = 2,25 \text{ KN/ml}$.

✓ La charge d'exploitation (la main courante): $Q = 1 \text{ KN/ml}$ (terrasse inaccessible)

II .3 : PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur pré -dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91 (2), et vérifiées selon le règlement parasismique Algérien en vigueur (RPA99) (1), une vérification de la rigidité s'effectue à l'aide des formules données par la résistance des matériaux (RDM).

Les trois étapes précédentes sont résumées comme suite :

A) selon les règles BAEL 91 :

✚ La hauteur h de la poutre doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad (2)$$

✚ La largeur b de la poutre doit être :

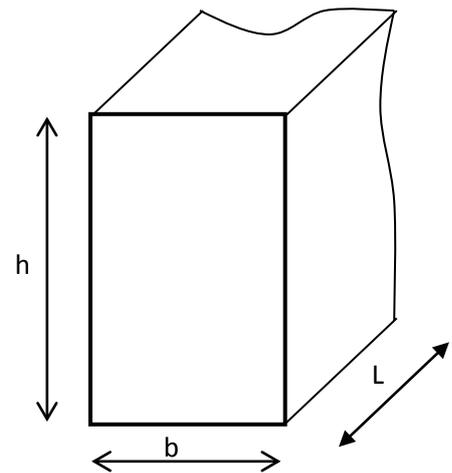
$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre



B) selon le RPA 99 version 2003 pour la zone III : (1)

✚ La hauteur h de la poutre doit être :

$$h \geq 30cm$$

✚ La largeur b de la poutre doit être :

$$b \geq 20cm$$

✚ Le rapport hauteur largeur doit être

$$\frac{h}{b} \geq 4$$

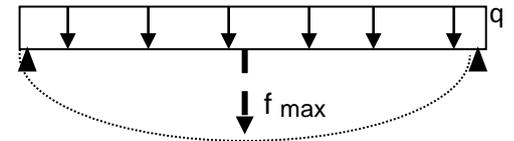
C) vérification de la rigidité

Le choix final des sections des poutres dépend de la vérification de la flèche qui se traduit par :

$$f_{\max} \leq \bar{f} \begin{cases} \bar{f} = 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{Si } L > 5 \text{ m} \\ \bar{f} = \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{Si } L < 5 \text{ m} \end{cases}$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie la flèche maximal est donnée par :

$$f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI} \quad (2)$$



Avec :

L : la portée de la poutre.

h : la hauteur de la section de la poutre.

b : la largeur de la section de la poutre.

f_{\max} : la flèche maximum de la poutre.

q : la charge uniformément répartie déterminée à l'E.L.S ($q = G+Q$).

G : charge permanente reprise par la poutre ainsi que son poids propre

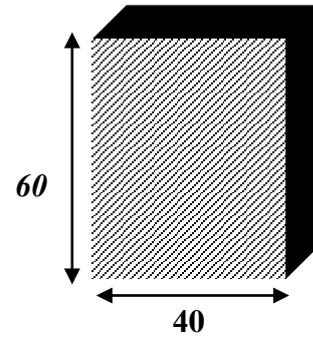
Q : charge d'exploitation supportée par la poutre

I : moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion, $I = \frac{bh^3}{12}$

E_{vj} : Module de YOUNG différée du béton armé : $E_{vj} = \frac{11000}{3} \sqrt[3]{f_{c28}}$

II.3.1. Poutre principale (porteuse) : L = 6,40 m.

Cas1 : L = 6,40 m.



- Selon BAEL91 : (2)
42,67 cm ≤ h ≤ 64cm

12,80 cm ≤ b ≤ 44,8 cm ⇒ On adopte une section de : h = 60 cm.

b = 40 cm.

- Vérification selon RPA99 :(1)

b=40cm > 20 cm.....vérifiée.

h =60cm > 30 cm.....vérifiée.

$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{60}{40} = 1,5 \leq 4$vérifiée.

- Vérification de la flèche :

$$L = 6,40m > 5m \Rightarrow \bar{f} = 0,5 + \frac{L(cm)}{500}$$

$$\bar{f} = 17,8 \text{ mm}$$

$$E_{vj} = \frac{11000}{3} \sqrt[3]{f_{c28}} = 10721,4 \text{ Mpa}$$

$$I = \frac{b h^3}{12} = \frac{(400) (600)^3}{12} = 72000. 10^5 \text{ mm}^4$$

$$S = \frac{2,95}{2} + \frac{2,4}{2} = 2,68 \text{ m}^2$$

$$P_p = 0,40 \times 0,60 \times 25 = 6 \text{ KN/ml}$$

Terrasse: $q_t = [(G_t + Q_t)(S)/L] + P_p = 27,75 \text{ KN/ml}$

Etage courant: $q_{ét} = [(G_{ét} + Q_{ét})(S)/L] + P_p = 26,64 \text{ KN/ml}$

RDC: $q_{RDC} = [(G_{RDC} + Q_{RDC})(S)/L] + P_p = 37,14 \text{ KN/ml}.$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.10 : Valeurs de la flèche pour la poutre de L = 6,40m

Type de plancher	q(KN /ml)	f _{max} (m)	f _{adm} (m)	Observation
Plancher terrasse G=6,25 KN/ m ² Q=1 KN/ m ²	27,75	17,7	17,8	Vérifiée
Plancher courant G=5,38 KN/ m ² Q=1,5 KN/ m ²	26,64	17,5	17,8	Vérifiée
RDC G=5,38 KN/ m ² Q=2,5 KN/ m ²	37,14	10,5	17,8	Vérifiée

La flèche étant vérifiée, la section (40 ×60) est retenue.

Cas2 : L = 4,70 m.

- Selon BAEL91 : (2)

$$31,33 \text{ cm} \leq h \leq 47\text{cm}$$

$$9,40 \text{ cm} \leq b \leq 32,9 \text{ cm} \implies \text{On adopte une section de : } h = 45 \text{ cm.}$$

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

- Vérification selon RPA99 :(1)

$$b=30\text{cm} > 20 \text{ cm}.....\text{vérifiée.}$$

$$h =45\text{cm} > 30 \text{ cm}.....\text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \implies \frac{45}{30} = 1,5 \leq 4.....\text{vérifiée.}$$

- Vérification de la flèche :

$$L = 4,70\text{m} < 5\text{m} \implies \bar{f} = \frac{L_{(cm)}}{500}$$

$$\bar{f} = 9,4 \text{ mm}$$

$$E_{vj} = \frac{11000}{3} \sqrt[3]{f_{c28}} = 10721,4 \text{ Mpa}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(300)(450)^3}{12} = 22781,25 \cdot 10^5 \text{ mm}^4$$

$$S = \frac{3,35}{2} + \frac{3,35}{2} = 3,35 \text{ m}^2$$

$$P_p = 0,30 \times 0,45 \times 25 = 3,375 \text{ KN/ml}$$

Terrasse: $q_t = [(G_t + Q_t)(S)/L] + P_p = 25,125 \text{ KN/ml}$

Etage courant: $q_{ét} = [(G_{ét} + Q_{ét})(S)/L] + P_p = 24,015 \text{ KN/ml}$

RDC: $q_{RDC} = [(G_{RDC} + Q_{RDC})(S)/L] + P_p = 27,015 \text{ KN/ml}$.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.11 : Valeurs de la flèche pour la poutre de L = 4,70m

Type de plancher	q(KN /ml)	f _{max} (mm)	f _{adm} (mm)	Observation
Plancher terrasse G=6,25 KN/ m ² Q=1 KN/ m ²	25,125	6,53	9,4	Vérifiée
Plancher courant G=5,38 KN/ m ² Q=1,5 KN/ m ²	24,015	6,53	9,4	Vérifiée
RDC G=5,38 KN/ m ² Q=2,5 KN/ m ²	27,015	1,05	9,4	Vérifiée

La flèche étant vérifiée, la section (30 ×45) est retenue.

II .3.2 : Poutres secondaires (non porteuses) :

- D'après le «BAEL 91 modifié 99» (2):

$$* \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$* 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

▪ **Détermination de la hauteur «h» :**

On a : $L=4,40m$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 29,33cm \leq h \leq 44cm$$

On prend : $h=40cm$

▪ **Détermination de la largeur «b» :**

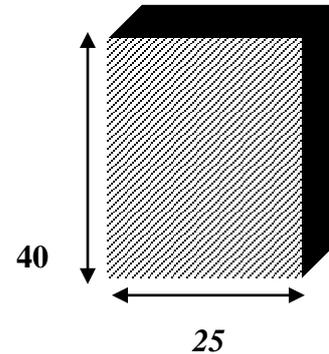
$$h = 40cm : 0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 8,80cm \leq b \leq 28,0cm$$

On prend : $b=25cm$

• **Vérification selon le «RPA 99 version 2003» (I) :** (Zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \Rightarrow b = 25cm \geq 20cm \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ h \geq 30cm \Rightarrow h = 40cm > 30cm \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,6 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{cases}$$



• **Condition de rigidité :**

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right) \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{40}{440} = 0,09 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Conclusion :

Poutres principales (6,40) : (b×h) = (40×60) cm²

Poutres principales : (b×h) = (30×45) cm²

Poutres secondaires : (b×h) = (25×40) cm²

II.4.PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

II.4.1. Procédure de calcul

La procédure de calcul se fera comme suit :

- Les poteaux seront supposés sollicités à la compression simple.
- Plusieurs poteaux seront considérés pour chaque niveau, et on retiendra que le poteau le plus sollicité.
- Tous les poteaux seront de section carrée.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en deux étapes :

1^{ère} étape

Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'état limite de service, les sections trouvées seront comparées aux sections minimales requises par le RPA99 (1), et nous choisirons la section la plus grande entre les deux.

2^{ème} étape

Les sections choisies à l'état limite de service seront vérifiées à l'état limite ultime vis-à-vis de la résistance.

a. Etat limite de service

On calcul la section minimale du béton « B » aux ELS selon le BAEL91, c.-à-d. :

$$\frac{N_{ser}}{B + n A_s} \leq 0,6 \times f_{c28} \quad (2)$$

Avec :

N_{ser} : effort normal pondéré à ELS tel que $N_{ser} = G + Q$

B : section de béton du poteau

n : coefficient d'équivalence $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

A_s : la section d'acier qui sera pris égale à 0,9%B

Donc en remplaçant dans l'équation précédente, on aura :

$$\frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6 \times f_{c28}$$

D'ou :

$$B \geq \frac{N_{Ser}}{0,69 f_{c28}}$$

b. Le minimum requis par la RPA99 ver 03 (1)

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

- $\text{Min}(b, h) \geq 30 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$
- $A_{S \cdot \text{min}} = 0,9\% B$

Avec:

b, h : dimensions de la section, dans notre cas ($b = h = a$)

h_e : la hauteur de l'étage

c. Etat limite ultime

La vérification de la résistance à l'état limite ultime se traduit par :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots (*) \quad (1)$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

$$N_u = 1,35 (G + G_{\text{poteau}}) + 1,5 Q$$

$G_{\text{ poteau}}$: poids propre du poteau pré dimensionné

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

α : Coefficient de réduction destiné a tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle

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

λ : L'élancement d'EULER du poteau considéré $\lambda = \frac{L_f}{i}$; on prend

$$L_f = 0,7L_0 = 0,7 h_e$$

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration de la section du béton seul avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

B : aire total de la section 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 $f_e = 400 \text{ MPa}$

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 carrés $B_r = (a - 0,02)^2 \text{ m}^2$

On tire de l'équation (*) la valeur de B_r :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{C28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]}$$

Avec $[B_r] = [m^2]$ $[N_u] = [MN]$

A cause de l'irrégularité de notre bloc, on pré dimensionne 6 types de poteaux.

II.4.2 : Poteau d'angle

$$S_{pl} = (1,87 \times 2,25) = 4,21 \text{ m}^2$$

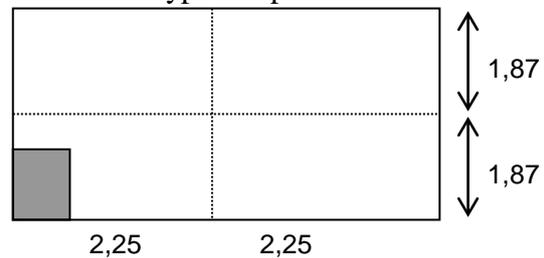


Figure II.8 : Poteau d'angle

Détermination des charges

➤ **Charge permanente**

Poids revenant à la terrasse :

- poids plancher terrasse $G_{PT} = 6,25 \times 4,21 = 26,31 \text{ KN}$
 - Poids des poutres porteuses $G_{PP} = 0,40 \times 0,60 \times 25 \times 2,25 = 13,5 \text{ KN}$
 - Poids des poutres non porteuses..... $G_{PNP} = 0,25 \times 0,40 \times 25 \times 1,87 = 4,67 \text{ KN}$
 - Poids de l'acrotère $G_{ACR} = 2,049 \times (2,25 + 1,87) = 8,441 \text{ KN}$
-
- $G_T = 52,921 \text{ KN}$

Poids revenant au 6^{ème} étage :

- poids plancher courant $G_{PC} = 5,38 \times 4,21 = 22,65 \text{ KN}$
 - Poids des poutres porteuses $G_{PP} = 0,40 \times 0,60 \times 25 \times 2,25 = 13,5 \text{ KN}$
 - Poids des poutres non porteuses..... $G_{PNP} = 0,25 \times 0,40 \times 25 \times 1,87 = 4,67 \text{ KN}$
 - Poids de mur extérieure $G_{MUR} = 3,64 \times (2,25 + 1,87) = 14,997 \text{ KN}$
-
- $g = 55,817 \text{ KN}$

D'où : $G_6 = G_T + g = 108,738 \text{ KN}$

Poids revenant au 5^{ème} étage :

$$G_5 = G_6 + g = 164,555 \text{ KN}$$

Poids revenant au 4^{ème} étage :

$$G_4 = G_5 + g = 220,372 \text{ KN}$$

Poids revenant au 3^{ème} étage :

$$G_3 = G_4 + g = 276,189 \text{ KN}$$

Poids revenant au 2^{ème} étage :

$$G_2 = G_3 + g = 332,006 \text{ KN}$$

Poids revenant au 1^{ème} étage :

$$G_1 = G_2 + g = 387,823 \text{ KN}$$

Poids revenant au RDC :

$$G_{\text{RDC}} = G_1 + g = 443,64 \text{ KN}$$

Charge d'exploitation

Loi de dégression de sur charge

Loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

Tableau II.12. Dégression des surcharges

Niveau du Plancher	Surcharges	\sum Surcharges (KN/m ²)	\sum Surcharges (KN/m ²)
T	Q_0	1	1
P6	Q_1	1+1,5	2,5
P5	Q_2	2,5+0,95×1,5	3,925
P4	Q_3	3,925+0,90×1,5	5,275
P3	Q_4	5,275+0,85×1,5	6,55
P2	Q_5	6,55+0,8×1,5	7,75
P1	Q_6	7,75+0,75×1,5	8,875
RDC	Q_7	8,875+0,7×1,5	9,925

Surcharge d'exploitation :

En appliquant la loi de dégression ; on trouve :

$$\text{Terrasse: } Q_t = Q_0 = 4,21 = 4,21 \text{ KN}$$

$$6^{\text{ème}} \text{ étage: } Q_6 = Q_0 + 1,9Q = 4,21 + 1,9 \times 9,925 = 23,067 \text{ KN}$$

$$5^{\text{ème}} \text{ étage: } Q_5 = Q_0 + 2,7 \times Q = 4,21 + 2,7 \times 9,925 = 31,007 \text{ KN}$$

$$4^{\text{ème}} \text{ étage: } Q_4 = Q_0 + 3,4 \times Q = 4,21 + 3,4 \times 9,925 = 37,955 \text{ kN}$$

$$3^{\text{ème}} \text{ étage: } Q_3 = Q_0 + 4 \times Q = 4,21 + 4 \times 9,925 = 43,91 \text{ KN}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ étage: } Q_2 = Q_0 + 4,5 \times Q = 4,21 + 4,5 \times 9,925 = 48,872 \text{ kN}$$

$$1^{\text{er}} \text{ étage: } Q_1 = Q_0 + 5 \times Q = 4,21 + 5 \times 9,925 = 53,835 \text{ kN}$$

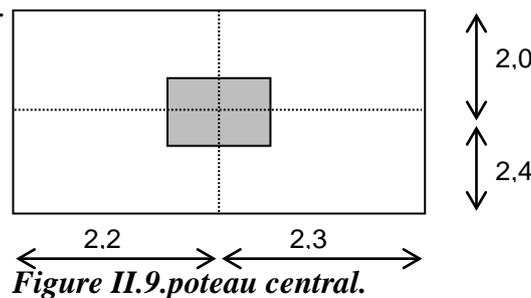
$$\text{RDC} \quad : \quad Q_{\text{RDC}} = Q_0 + 5,5 \times Q = 4,21 + 5,5 \times 9,925 = 58,797 \text{ Kn}$$

Tableau II.12. : Choix des sections des poteaux d'angles.

NIV	G(KN)	Q (KN)	N _s (KN)	b=a (cm)	Choix (cm)	N _U (KN)	b=a (cm)	Le Choix
T	52,921	14,135	67,056	5,93	30	92,645	7,16	30x30
6	108,738	23,067	131,805	8,82	30	181,397	9,28	30x30
5	164,555	31,007	195,562	9,28	30	268,66	11,88	30x30
4	220,372	37,955	258,327	11,88	30	354,435	15,25	30x30
3	276,189	43,91	320,099	12,98	30	438,72	17,77	30x30
2	332,006	48,87	380,876	15,25	30	521,513	18,82	30x30
1	387,823	53,835	441,658	17,77	30	604,323	19,95	30x30
RDC	443,64	58,797	502,437	19,95	30	687,109	20,82	30x30

II.4 .3) Poteau central :

Le poteau le plus sollicité.



Exemple de calcul :

➤ Niveau terrasse :

La surface reprise par le poteau (*figure III.10*): dalle en corps creux : $S=19,8 \text{ m}^2$

Plancher terrasse : $19,8 \times 6,25 = 123,75 \text{ KN}$.

Poutre principale : $(0,40 \times 0,60 \times 25) \times 2,2 + (0,40 \times 0,60 \times 25) \times 2,3 = 27 \text{ KN}$.

Poutre secondaire : $(0,40 \times 0,25 \times 25) \times 4,4 = 11 \text{ KN}$.

Poids propre du poteau : $(0,40 \times 0,40 \times 25) \times 3,06 = 12,24 \text{ KN}$.

G=173 ,99 KN

➤ Niveau étage courant :

Plancher courant : $5,38 \times 19,8 = 106,524 \text{ KN}$.

Poutre principale : $(0,40 \times 0,60 \times 25) \times 2,2 + (0,4 \times 0,6 \times 25) \times 2,3 = 27 \text{ KN}$.

Poutre secondaire : $(0,40 \times 0,25 \times 25) \times 4,4 = 11 \text{ KN}$.

Poids propre du poteau : $(0,40 \times 0,40 \times 25) \times 3,06 = 12,24 \text{ KN}$.

G=165,764 KN

Tableau II.14 : Choix des sections des poteaux centraux.

NIV	G(KN)	Q (KN)	N _s (KN)	b=a (cm)	Choix (cm)	N _U (KN)	b=a (cm)	Le Choix
T	173.99	19.8	188.475	9.28	30	256.614	11.24	30x30
6	339.754	23.417	363.171	12.98	30	493.793	15.73	30x30
5	505.518	31.357	536.875	15.79	30	729.484	19.15	30x30
4	671.282	38.305	709.587	18.14	30	963.688	21.99	30x30
3	837.046	44.26	881.306	20.18	30	1196.402	24.47	30x30
2	1002.81	49.225	1052.035	22.01	30	1427.631	26.67	30x30
1	1168.574	54.185	1222.759	23.66	30	1658.852	28.68	30x30
RDC	1334.338	59.147	1393.485	25.21	30	1890.077	30.54	55x55

II.4.4 : Poteau de rive

$$S_{pl} = 2,35 \times 3,5 = 10,12 \text{ m}^2$$

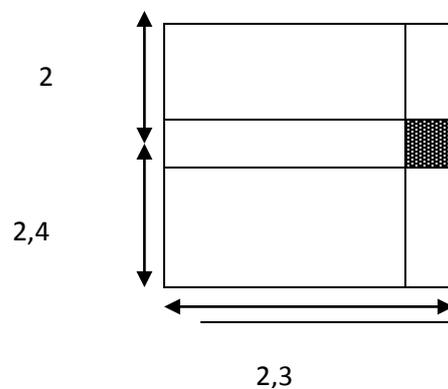


Figure II.10. Poteau de rive.

➤ **Niveau terrasse :**

Plancher terrasse : $(10,12 \times 6,25) = 63,25 \text{ KN}$.

Poutre principale : $(0,40 \times 0,60 \times 25) \times 2,3 = 13,8 \text{ KN}$.

Poutre secondaire : $(0,25 \times 0,40 \times 25) \times 4,4 = 11 \text{ KN}$.

Poids propre du poteau : $(0,40 \times 0,40 \times 25) \times 3,06 = 12,24 \text{ KN}$.

L'acrotère : $1,725 \times 3,5 = 6,037 \text{ KN}$.

G=106,327 KN

➤ **Niveau étage courant :**

Plancher courant : $(10,12 \times 5,38) = 54,446 \text{ KN}$.

Poutre principale : $(0,40 \times 0,60 \times 25) \times 2,3 = 13,8 \text{ KN}$.

Poutre secondaire : $(0,25 \times 0,40 \times 25) \times 4,4 = 11 \text{ KN}$.

Poids propre du poteau : $(0,40 \times 0,40 \times 25) \times 3,06 = 12,24 \text{ KN}$.

Mur extérieur : $3,64 \times (3,5 \times 3,06) = 38,984 \text{ KN}$

G=130,47 KN

Tableau II.15 : Choix des sections des poteaux rives.

NIV	G(KN)	Q (KN)	N _s (KN)	b=a (cm)	Choix (cm)	N _U (KN)	b=a (cm)	Le Choix
T	106,327	10,12	120,812	12,19	30	165,269	14,76	30x30
6	236,797	23,417	260,214	15,25	30	354,801	18,46	30x30
5	367,267	31,357	398,624	17,77	30	542,846	21,5	30x30
4	497,737	38,305	536,042	19,95	30	729,402	25,32	30x30
3	628,207	44,26	672,467	21,90	30	914,469	26,48	30x30
2	758,677	49,225	807,902	23,67	30	1098,051	28,61	30x30
1	889,147	54,185	943,332	25,31	30	1281,626	28,68	30x30
RDC	1019,617	59,147	1078,764	26,80	30	1465,203	32,54	55x55

II .5 : Choix des sections des poteaux :

Choix final des sections des poteaux sont regroupées dans le tableau suivant :

(Le choix selon le poteau central, le cas le plus défavorable).

Tableau .II.16 : Choix des sections des poteaux.

<i>Etages</i>	<i>Section carrée (axa) cm²</i>
<i>7^{ème}</i>	<i>35×35</i>
<i>6^{ème}</i>	<i>35×35</i>
<i>5^{ème}</i>	<i>40×40</i>
<i>4^{ème}</i>	<i>40×40</i>
<i>3^{ème}</i>	<i>40×40</i>
<i>2^{ème}</i>	<i>40×40</i>
<i>1^{er}</i>	<i>40×40</i>
<i>RDC</i>	<i>40×40</i>

II – 6 : Pré dimensionnement des voiles :

Le pré- dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99 (1). 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 qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.)

D'après le RPA 99(1) article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4 e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec :

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

L'article **7.7.1 RPA99 (1)** « l'épaisseur minimale est de 15 cm », de plus l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les voiles sont des murs en béton armé en ce référant à l'article **7.7.1 de RPA99 (1)** :

$$e_{\min} = 15\text{cm.}$$

- A partir de la hauteur de RDC $h_e = 4,08$ m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes

$$e \geq h/20 \quad \Rightarrow \quad e \geq 20,4\text{cm}$$

$$e \geq \max (e_{\min} , h_e /20)$$

$$e \geq \max (15; 20,4)$$

$$e \geq 20,4 \text{ cm}$$

D'après le « **RPA 99 version 2003** » (1), l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « h_e » et les conditions de rigidité aux extrémités.

On a :

$$h_e = 4,08 - 0,40 = 3,68\text{m} \rightarrow a = \frac{h_e}{20} = 18,4\text{cm}$$

On prend : $a=20\text{cm}$

D'après le « **RPA 99 version 2003** » (1) : $a_{\min}=15\text{cm}$

$$a = 20\text{cm} > a_{\min} = 15\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

- A partir de la hauteur d'étage courant $h_e = 3,06$ m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes

$$e \geq h/20 \quad \Rightarrow \quad e \geq 15,3\text{cm}$$

$$e \geq \max (e_{\min} , h_e /20)$$

$$e \geq \max (15; 15,3)$$

$$e \geq 15,3 \text{ cm}$$

D'après le « *RPA 99 version 2003* » (1), l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « h_e » et les conditions de rigidité aux extrémités.

On a :

$$h_e = 3,06 - 0,40 = 2,66m \rightarrow a = \frac{h_e}{20} = 13,3cm$$

On prend : $a=15cm$

D'après le « *RPA 99 version 2003* » (1) : $a_{min}=15cm$

$a = 15cm > a_{min} = 15cm$vérifier

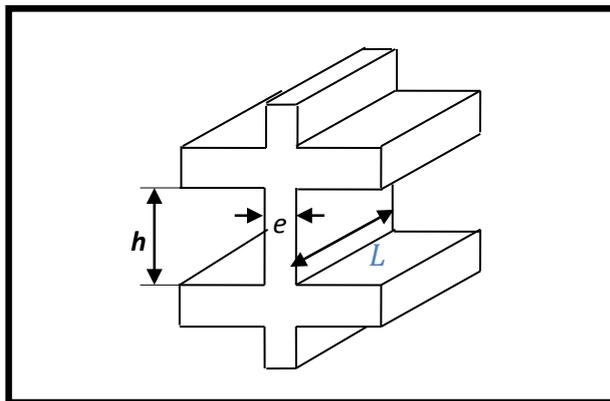


Figure. II.11: Coupée voile en élévation.

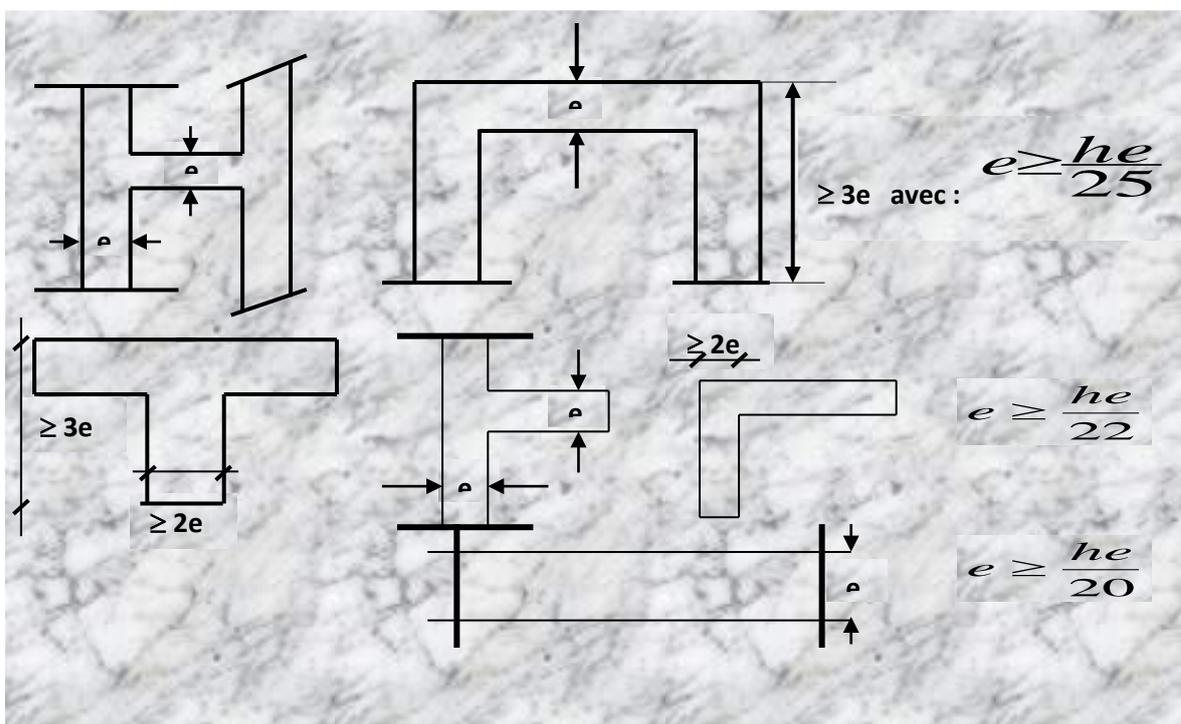


Fig. II.12. Coupes de voiles en plan.

III. Calcul des éléments secondaires

III.1 : L'acrotère

III.1.1. Définition : l'acrotère est considéré comme un élément décoratif coulé sur place.

Il assure la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse, comme, il joué le rôle de la protection de l'étanchéité et l'empêchement des eaux pluviales sur les façades de la construction.

III.1.2. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse, il est sollicité par deux effort importants :

- Effort vertical dû à son poids propre.
- Effort horizontal dû à la main courante créant un moment fléchissant à l'encastrement.

Le calcul se fera au niveau de la section dangereuse, celle de l'encastrement, à la flexion composée par un mètre linéaire de l'acrotère.

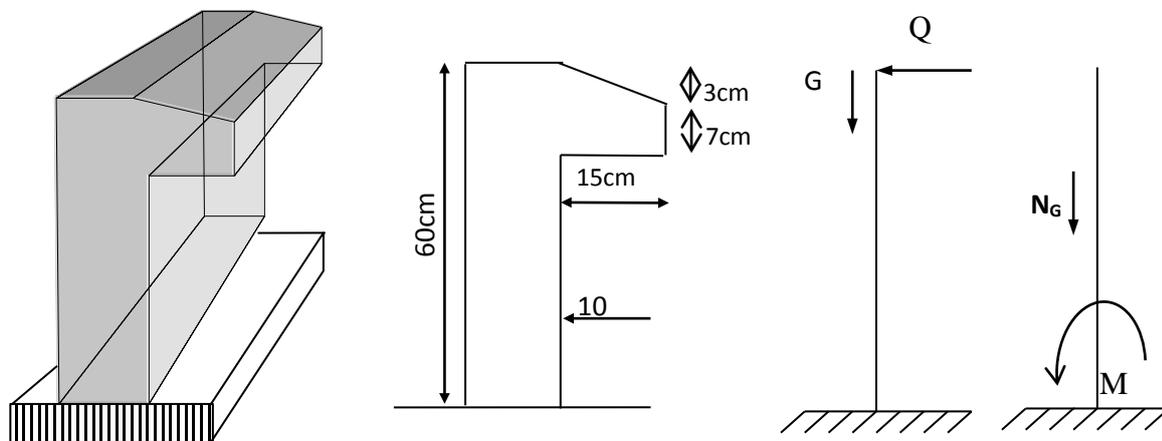


Figure. III.1. Les dimensions de l'acrotère.

III.1.3. Evaluation des charges et Surcharges :

- La surface : $S = [0,6 \times 0,1 + (\frac{0,1 + 0,07}{2}) \cdot 0,15] = 0,0727 \text{ m}^2$.
- Poids propre de l'acrotère : $g_0 = \rho \cdot S = 25 \times 0,0727 = 1,817 \text{ KN/ml}$.
- Poids de l'enduit de ciment : $g_1 = \rho \cdot S = 2 \times 0,6 \times 0,02 \times 18 = 0,432 \text{ KNG} = g_0 + g_1 = 2,25 \text{ KN/ml}$.
- La charge d'exploitation (la main courante): $Q = 1 \text{ KN/ml}$ (terrasse inaccessible)

III.1.4. Calcul les efforts :**A) A l'état limite d'ultime E.L.U :**

Effort Normal de compression : $N_u = 1,35.G = 1.35 \times 2.25 = 3.037 \text{ KN}$

Moment fléchissant : $M_u = 1,5.Q .h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ N.m}$

Effort tranchant : $T_u = 1,5.Q = 1.5 \text{ KN}$

B) A l'état limite de service E.L.S :

Effort Normal de compression : $N_s = G = 2.25 \text{ KN/ml}$

Moment fléchissant : $M_s = Q .h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ N.m}$

Effort tranchant : $T_{ser} = Q = 1.5 \text{ KN}$

III.1.5. Calcul de la section d'armatures :**Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U)**

$$b = 100 \text{ cm} \quad C = 2 \text{ cm} \quad d = 8 \text{ cm} \quad e = 10 \text{ cm}$$

L'élément est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable

Calcul de l'excentricité

L'excentricité de calcul : $e_0 = e_1 + e_a + e_2$

Avec :

e_1 : excentricité du 1^{ère} ordre.

e_2 : excentricité du 2^{ème} ordre due au flambement.

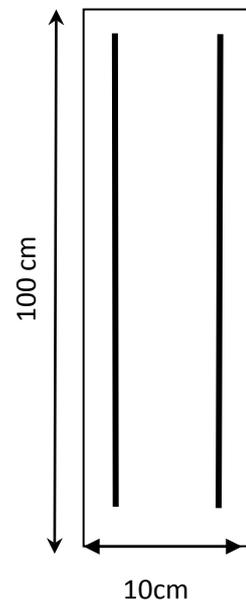
e_a : excentricité additionnelle.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{3,037} = 0,2963 \text{ m} = 29,63 \text{ cm}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{60}{250} = 0,24 \text{ cm}\right) = 2 \text{ cm}$$

e_2 : prend en compte si :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20 \times e_1}{h}\right) = \max\left(15; \frac{20 \times 29.63}{60} = 9.87\right) = 15$$



$$l_f = 2 \times h = 120 \text{ cm}$$

$$\frac{l_f}{e} = \frac{120}{10} = 12 \leq 15 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\text{Donc : } e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \cdot \Phi)$$

$$\text{Avec : } \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_U}{1,5 M_{SER}} \right) \rightarrow \text{BAEL 91 modifier 99 (page 168) (2)}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{0,9}{1,5 \times 0,6} \right)$$

Donc : $\alpha = 0$ $\Phi = 2$ Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \cdot \Phi)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 120^2}{10^4 \times 60} \cdot 2 = 0,144 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } e_0 = 29,63 + 2 + 0,144 = 31,77 \text{ cm}$$

$$e_0 = 31,77 \text{ cm} > \frac{e}{2} - c = 3 \text{ cm}$$

Donc la section est partiellement comprimée, on calcule la section d'armature réelle en flexion composée $M_1 = N_u \times e_{totale}$

$$\text{Avec : } e_T = e + \frac{e}{2} - c = 34,77 \text{ cm}$$

$$M_1 = N_u \times e_{totale} = 3,037 \times 34,77 \cdot 10^{-2} = 1,055 \text{ KN} / \text{m.l}$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \cdot 1,34 - 0,1711 = 0,280$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,055 \cdot 10^3}{14,17 \cdot 100 \cdot (8^2)} = 0,011 < \mu_1 = 0,280$$

$\Rightarrow A' = 0$ (Armature comprimées non nécessaires).

$$A_1 = \frac{1,07 \cdot M_1}{\sigma_s \cdot d} = \frac{1,128 \cdot 10^3}{348 \cdot 8} = 0,405 \text{ cm}^2$$

La section réelle d'acier en flexion composée :

Puisque " N_u " est un effort de compression:

$$A = A_1 - \frac{N_\mu}{100 \cdot \sigma_s} = 0,405 - \frac{3,037 \cdot 10^3}{100 \cdot 348}$$

$$A = 0,317 \text{ cm}^2.$$

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,828 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A$$

On prend : $A = 2,02 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T8$

▪ **L'espacement :**

$$S_{t \min} \leq \min(3h; 33) = 30 \text{ cm}.$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

▪ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T8$$

▪ **L'espacement :**

$$S_{t \min} \leq \min(4h; 45) = 40 \text{ cm}.$$

$$\text{On prend } S_t = 25 \text{ cm}$$

a).Vérification à l'effort tranchant (E.L.U):

$$V_\mu = 1,5 \cdot Q = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_\mu = \frac{V_U}{b \cdot d} = \frac{1,5 \cdot 10}{100 \cdot 8} = 0,0187 \text{ MPa}$$

On considère que la fissuration est préjudiciable, d'après B.A.E.L99 on a :

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

$$\tau_u = 0,0187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires. Mais pour empêcher la fissuration excessive due aux intempéries, on prévoit des armatures de réparation dans le sens longitudinal.

b). Vérification de l'acrotère à E.L.S :

On a: $N_s = 2, 25 \text{ KN}$. $V_s = 1, 00 \text{ KN}$. $M_s = 0,6 \text{ N.m}$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 26,66 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm} \text{ Donc on a une section partiellement comprimée.}$$

- **Position de l'axe neutre:**

$$Y_{SER} = Y_C + C$$

C: c'est la distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée et compte tenu des conventions de signe ($c < 0$).

Y_s : distance de l'axe neutre ou centre de pression.

$$c = -\left(e_0 - \frac{h}{2}\right) = -\left(26,66 - \frac{10}{2}\right) = -21,66 \text{ cm}$$

$$Y_c^3 + pY_c + q = 0$$

$$\text{Avec : } p = -3C^2 + \frac{90A_s}{b}(d-c) = -3 \times (-21,66)^2 + \frac{90 \times 1,13}{100}(8 + 21,66)^2 = -1378,59$$

$$q = -2C^3 - \frac{90A_s}{b}(d-c)^2 = -2 \times (-21,66)^3 - \frac{90 \times 1,13}{100}(8 + 21,66)^2$$

$$q = 19456,70$$

On résout l'équation du troisième degré :

$$Y_c^3 - 1378,59Y_c + 19456,70 = 0$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -9588620,06 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) = \text{Arc cos} \left(\frac{3 \times 19456,70}{2 \times (-1378,59)} \times \sqrt{\frac{-3}{-1378,59}} \right)$$

$$\Rightarrow \varphi = 171^\circ$$

$$a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{1378,70}{3}} = 42,87$$

3_ solutions :

$$Y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 23,34 \text{ cm}$$

$$Y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = -42,81 \text{ cm}$$

$$Y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 19,46 \text{ cm}$$

$$Y_{ser1} = Y_1 + C = 23,34 - 21,66 = 1,68 \text{ cm}$$

$$Y_{ser2} = Y_3 + C = 19,46 - 21,66 = -2,2 \text{ cm}$$

Il faut que : $Y_{ser} > 0$

Donc : $Y_{ser} = Y_{ser1} = 1,68 \text{ cm}$

$$Y_1 = 23,34 \text{ cm}$$

III.1.6. Calcul des contraintes :

 **Le moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \cdot A_s (d - y_{ser})^2 = \frac{100 \times 1,68^3}{3} + 15 \cdot 1,13 (8 - 1,68)^2 = 834,41 \text{ cm}^4.$$

 **Le coefficient angulaire des contraintes est :**

$$k = \frac{N_{ser} \cdot Y_c}{I} = \frac{2,25 \cdot 23,34}{834,41} = 0,0629$$

 **L'Etat limite de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_{ser} = 0,0629 \times 1,68 = 0,105 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 12 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

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

$$\sigma_s = n \cdot k (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s.$$

$$\sigma_s = 15 \times 0,0629 \times (8 - 1,68) = 59,73 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 150 \eta\right) = 240 \text{ MPa} \dots\dots \text{C.V}$$

Donc les armatures calculées à L' E.L.U.R sont convenables.

III.1.7. Vérification au séisme :

Selon (R.P.A 99 version 2003, Art 6.2.3)[2] les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure, sujettes à des forces horizontales données par la formule suivante :

$$F_p = 4. A . C_p . W_p$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) page105 R.P.A 99.

Pour la zone et le groupe d'usage appropriés :

$$\text{Groupe 2} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Zone III} \longrightarrow A=0.25 \end{array} \right.$$

C_p : facteur de force horizontale pour l'élément secondaire obtenu dans

D'après le tableau 6.1 (R.P.A 99, p53) $\longrightarrow C_p = 0,8$

W_p : poids de l'élément pour une bande de 1,00m

$$W_p = 1,82 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4.(0,25).(0,8).(1,82)=1,45 \text{ KN/ml}$$

La condition pour que l'acrotère puisse résister à cette force est

$$F_p = 0,821 \text{ KN / ml} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN / ml} \dots\dots\dots (CV)$$

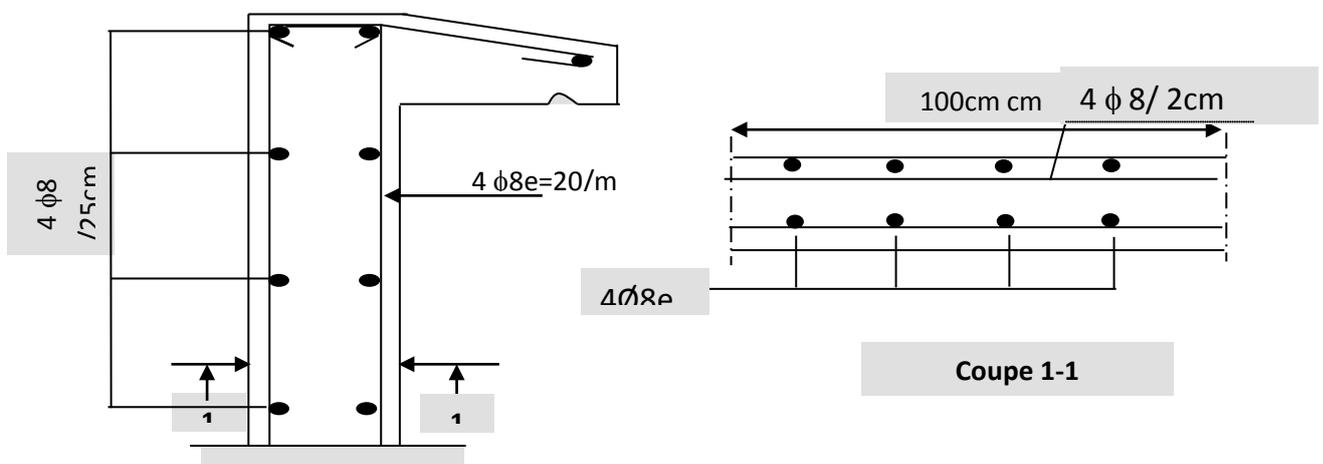


Figure. III.2:schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.2. Plancher

III.2.1. Introduction :

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane (horizontale) séparant deux niveaux, destinée à limiter les revêtements de sol et il assure les fonctions principales suivantes :

- ✚ Fonction de résistance mécanique où il doit supporter son poids propre et les surcharges.

- ✚ Fonction d'isolation thermique et phonique qui peut être assurée complémentirement par un faux plafond ou revêtement de sol approprié.
- ✚ Transmet les charges verticales aux éléments porteurs et repartit les charges horizontales au système de contreventement qui assure la compatibilité des déplacements horizontaux (plancher infiniment rigide).

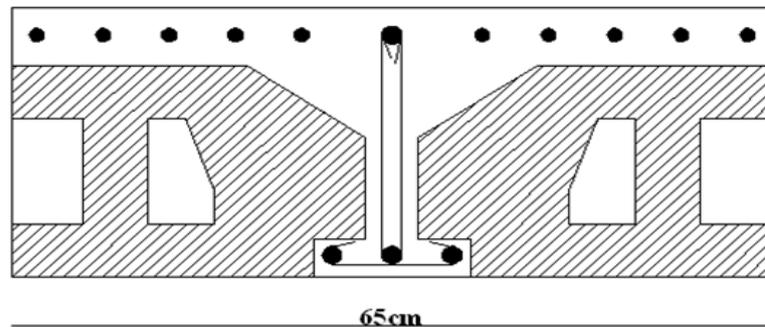


Figure III.3 : Corps creux.

Le choix du plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation car il répond aux conditions suivantes :

- Facilité et rapidité d'exécution.
- Plus légère que la dalle pleine.
- Economie.
- Sur le plan sécuritaire, il offre une bonne résistance au feu.

Les planchers de notre structure sont en corps creuxils sont composés de :

- Poutrelles
- Hourdis
- Dalle de compression

III.2.2. Etude des poutrelles :

✚ Dimensionnement des poutrelles :

- Largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{ cm}$
- Hauteur de la poutrelle $h = 16 \text{ cm}$

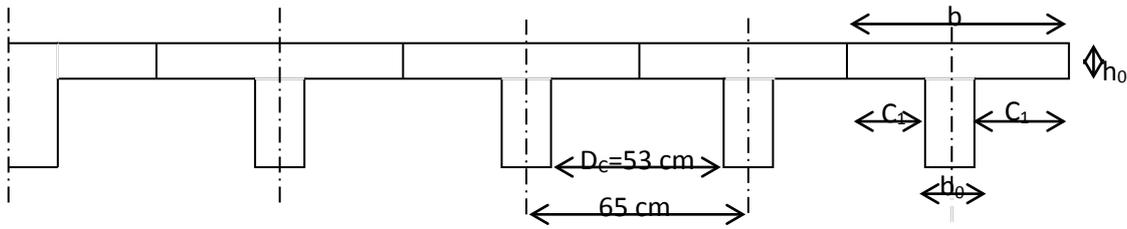


Figure III.4 : Dimension des poutrelles.

Hauteur de la poutrelle :

D’après B.A.E.L 99 : La hauteur du plancher est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{L}{25} = \frac{440}{25} = 17,6cm \leq h_t \leq \frac{L}{20} = \frac{440}{20} = 22cm$$

On prend : $h_t=20cm$

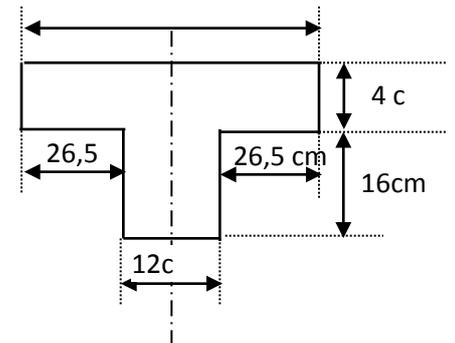


Figure III.5 : Hauteur de la poutrelle.

- L’épaisseur du corps creux : $e = 16cm$.
- Epaisseur de la dalle de compression : $h_0 = h_t - e = 20-16= 4cm$
- La largeur de la poutrelle : $b = b_0 + 2 c_1$ avec : $b_0 = 12 cm$
- Le corps Creux utilisé pour ce plancher est : $D_C = 53 cm$

$$C_1 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{D_c}{2} = \frac{53}{2} = 26,5cm \\ \frac{L_{max}}{10} = \frac{480}{10} = 48cm \\ (6;8).h_0 = (6;8) \times 4cm = 24 \text{ à } 32cm \end{array} \right.$$

On prend : $C_1 = 26.5 cm$

$$b = 12 + 2(26.5) = 65cm$$

III.2.3.Méthode de calcul :

Calcul des moments :

Il existe trois méthodes de calcul en béton armé : la méthode **forfaitaire**, méthode de **Caquot** et la méthode de **RDM**.

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

✚ Méthode forfaitaire :

Condition d'application :

1- il faut que le plancher soit a surcharge modérée : $Q \leq \max\{2G, 5KN / M^2\}$

2- : les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

3 : les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1, 25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} < 0,25$$

4 : la fissuration est non préjudiciable.

Dans ce cas les conditions n'est pas vérifié on applique la méthode de Caquot.

-Exposée de la méthode :

Le principe consiste à autoriser le transfert de moment entre les sections sur appuis, et en travées et réciproquement.

-Calcul des moments :

Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$

Les moments en travées et en appuis doivent vérifier :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max\{(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0\}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots \text{(Cas d'une travée de rive).}$$

$$M_{t1} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots \text{(Cas d'une travée intermédiaire).}$$

Avec :

-M₀ : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (c'est le moment isostatique)

-M_g et M_d: les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

- M_t : le moment maximal en travée dans la travée considérée

- M = 0.2 M₀.....appui de rive

- M = 0.6 M₀.....pour une poutre à deux travées

$-M = 0.5 M_0$pour les appuis voisins des appuis de rive
d'une poutre à plus de deux travées

$-M=0.4 M_0$pour les autres appuis intermédiaires d'une
poutre à plus de trois travées

Calcul des efforts tranchants :

Le moment varie paraboliquement, le maximum est ainsi à des abscisses a et b, tels que
 $L=a+b$

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_o + M_t}}} \dots \text{Appuis gauche}$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_o + M_t}{M_e + M_t}}} \dots \text{Appuis droit}$$

$$\text{Effort tranchant à gauche} \quad V_o = -2 \times \frac{M_o + M_t}{a}$$

$$\text{Effort tranchant à droite} \quad V_e = 2 \times \frac{M_e + M_t}{b}$$

III.2.4. Calcul des efforts dans les poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en deux phases :

1^{ère}étape : avant le coulage de la table de compression.

2^{ème}étape : après le coulage de la table de compression.

1^{ère}étape (avant le coulage)

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée, elle supporte :

-Son Poids propre

-Poids propre du corps creux

-Surcharge due à l'ouvrier $Q=2.5\text{KN} / m^2$

a). Les sollicitations

Charges permanente :

-Poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$

Poids propre du corps creux : $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ kN/ml}$

$$G=0.74 \text{ kN/ml}$$

Surcharge d'exploitation :

- surcharge due aux ouvriers: $Q = 0.65 \times 2.5 = 1.63 \text{ kN/ml}$

b). les combinaisons :

E.L.S : $q_s = Q + G$

E.L.U : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$

On prend: $L_{\max} = 4,4 \text{ m}$

$G = 0,74 \text{ kN/ml}$

$Q = 1.63 \text{ kN/ml}$

$q_u = 1,35 (0,74) + 1,5 (1.63) = 3.44 \text{ kN/ml}$

$q_s = 0,74 + 1.63 = 2.37 \text{ kN/ml}$

Pour une poutrelle isostatique, le moment à la travée est donné par :

$$M_u = \frac{3.44(4.4)^2}{8} = 8.32 \text{ kN.m}$$

$$M_s = \frac{2.37(4.4)^2}{8} = 5.73 \text{ kN.m}$$

III.2.5. Calcul de ferrailage :

La poutrelle travaille en flexion simple

$b = 12 \text{ cm}$; $d = 4.5 \text{ cm}$; $h = 5 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$

$$\mu = 2.41 > \mu_R = 0.392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Les aciers comprimés sont nécessaires, il faut soulager la poutrelle par des étaitements verticaux chaque un mètre pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse

 **2^{ème} étape (après le coulage) :**

❖ **Poutrelle à quatre travées**

-Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, les poutrelles travaillent Comme une section en T

III.2.7. Evaluation des charges et Surcharges :

Tableau III.1: Evaluation des charges et surcharges :

Plancher terrasse	
Charges permanentes	6,25×0,65 = 4.06Kn/ml.
Surcharge d'exploitation	1×0,65= 0,65 Kn/ml.
Plancher étage courant	
Charges permanentes	5,38×0,65= 3,52 Kn/ml.
Surcharge d'exploitation	1,5×0,65=0,975 Kn/ml.
RDC	
Charges permanentes	5,38×0,65= 3,52 Kn/ml.
Surcharge d'exploitation	2,5×0,65=1,625Kn/ml.

Tableau III.2 : Combinaison des charges :

Plancher terrasse	
ELU	$q_u=1,35G+1,5Q = 6,45 \text{ Kn/ml.}$
ELS	$q_{ser}= G+Q = 5,03 \text{ Kn/ml}$
Plancher étage courant	
ELU	$q_u=1,35G+1,5Q = 6,18 \text{ Kn/ml}$
ELS	$q_{ser}= G+Q = 4,47 \text{ Kn/ml.}$
RDC	
ELU	$q_u=1,35G+1,5Q = 7,19 \text{ Kn/ml}$
ELS	$q_{ser}= G+Q = 5,15\text{Kn/ml.}$

Conclusion:

Le plancher de RDC est le plus sollicité.

Vérification des conditions de la méthode de forfaitaire :

$$1) \quad Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2 < \begin{cases} 5 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ 2G = 2 \times 5.38 = 10.76 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

2) Le moment d'inertie des sections transversales sont les même dans les différents travées.

$$3) \text{ Vérifié : } 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 < \frac{AB}{BC} = \frac{2,95}{3,85} = 0,76 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$0.8 < \frac{BC}{CD} = \frac{3,85}{4,40} = 0,87 < 1.25 \dots\dots\dots CV$$

$$0.8 \leq \frac{CD}{DE} = \frac{4,40}{3,60} = 1,22 \leq 1.25 \dots\dots\dots CV$$

4) La fissuration est préjudiciable.

La méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée

✚ Alors, on utilise la méthode de CAQUOT **Application de la méthode :**

✚ **Méthode de Caquot**

a). **Moment sur appuis :**

$$M_i = \frac{q_w \cdot L_w'^3 + q_e \cdot L_e'^3}{8,5(L_w' + L_e')}$$

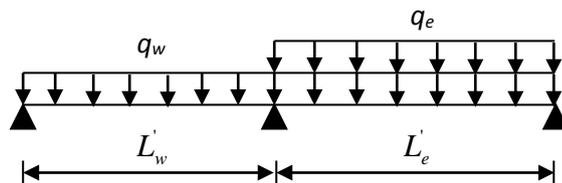


Figure III.6 : Les longueurs effectives.

Avec :

$L' = L$ pour une travée de rive.

$L' = 0,8L$ pour une travée intermédiaire.

q_w : charge permanente a gauche de l'appui.

q_e : charge permanente a droite de l'appui.

b). **Moment en travée :**

$$M_{tm} = \frac{P \cdot X_{tm}^2}{2} + M_w$$

$$X_{tm} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{qL}$$

X_{tm} : abscisses de la valeur max du moment en travée.

c). **Effort tranchant :**

$$V_w = \frac{M_e - M_w}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$V_e = V_w - qL$$

$$P_g = 1,35 \cdot G \cdot b = 1,35 \times 5,38 \times 0,65 = 4,72 KN / ml$$

$$P_q = 1,5 \cdot Q \cdot b = 1,5 \times 2,5 \times 0,65 = 2,44 KN / ml$$

$$P = P_g + P_q = 7,16 \text{ KN/ml}$$

Tableau.III.3. Les différents cas de chargement :

Cas de chargement	Appuis	q_w	q_e	L'_w	L'_e
1	B 5.05	4.72	4.72	2.95	3.08
	C 6.12	4.72	4.72	3.08	3.52
	D 7.03	4.72	4.72	3.52	3.60
2	B 7.66	7.16	7.16	2.95	3.08
	C 9.30	7.16	7.16	3.08	3.52
	D 10.67	7.16	7.16	3.52	3.60
3	B 6.27	7.16	4.72	2.95	3.08
	C 6.12	4.72	4.72	3.08	3.52
	D 7.03	4.72	4.72	3.52	3.60
4	B 6.27	7.16	4.72	2.95	3.08
	C 7.39	7.16	4.72	3.08	3.52
	D 7.03	4.72	4.72	3.52	3.60
5	B 7.66	7.16	7.16	2.95	3.08
	C 9.29	7.16	7.16	3.08	3.52
	D 8.79	7.16	4.72	3.52	3.60
6	B 5.05	4.72	4.72	2.95	3.08
	C 6.10	4.72	4.72	3.08	3.52
	D 8.92	4.72	7.16	3.52	3.60
7	B 5.05	4.72	4.72	2.95	3.08
	C 8.02	4.72	7.16	3.08	3.52
	D 8.92	4.72	7.16	3.52	3.60
8	B 6.44	4.72	7.16	2.95	3.08
	C 9.30	7.16	7.16	3.08	3.52
	D 10.67	7.16	7.16	3.52	3.60

Tableau III.2.4 : les moments et les efforts tranchants :

	Travée	L	Q	MW	ME	Vw	Ve	X	MT
1	AB	2.95	4.72	0	5.05	8.67	-5.25	1.12	4.49
	BC	3.85	4.72	5.05	6.12	9.35	-8.82	1.87	17.56
	CD	4.40	4.72	6.12	7.03	10.58	-10.18	2.15	22.66
	DE	3.60	4.72	7.03	0	6.53	-10.46	2.21	24.51
2	AB	2.95	7.16	0	7.66	13.15	-7.97	1.11	4.41
	BC	3.85	7.16	7.66	9.30	14.20	-13.36	1.87	21.46
	CD	4.40	7.16	9.30	10.67	16.06	-15.44	2.15	25.84
	DE	3.60	7.16	10.67	0	9.92	-15.85	2.21	28.15
3	AB	2.95	7.16	0	6.27	12.68	-8.44	1.18	4.98
	BC	3.85	4.72	6.27	6.12	9.04	-9.13	1.93	19.6
	CD	4.40	4.72	6.12	7.03	10.58	-10.18	2.24	24
	DE	3.60	4.72	7.03	0	6.46	-10.53	2.21	24.51
4	AB	2.95	7.16	0	6.27	9.08	-12.04	1.18	4.98
	BC	3.85	7.16	6.27	7.39	14.07	-13.49	1.88	18.92
	CD	4.40	4.72	7.39	7.03	10.29	-10.27	2.21	24.87
	DE	3.60	4.72	7.03	0	6.53	-10.46	2.21	24.51
5	AB	2.95	7.16	0	7.66	13.56	-7.76	0.92	3.03
	BC	3.85	7.16	7.66	9.29	14.20	-13.36	1.87	19.67
	CD	4.40	7.16	9.29	8.79	15.63	-15.87	2.21	26.77
	DE	3.60	4.72	8.79	0	6.49	-10.5	2.31	27.89
6	AB	2.95	4.72	0	5.05	8.67	-5.25	1.11	4.41
	BC	3.85	4.72	5.05	6.10	9.35	-8.82	1.87	17.56
	CD	4.40	4.72	6.10	8.92	13.20	-7.56	2.06	21.29
	DE	3.60	7.16	8.92	0	10.41	-15.36	2.14	25.31
7	AB	2.95	4.72	0	5.05	8.67	-5.25	1.11	4.41
	BC	3.85	4.72	5.05	8.02	9.85	-8.32	1.76	16.13
	CD	4.40	7.16	8.02	8.92	15.95	-15.55	2.17	24.87
	DE	3.60	7.16	8.92	0	10.40	-15.37	2.14	25.31
8	AB	2.95	4.72	0	6.44	9.14	-4.78	1.01	3.65
	BC	3.85	7.16	6.44	9.30	13.74	-13.82	1.82	18.29
	CD	4.40	7.16	9.30	10.67	16.06	-15.44	2.15	25.84
	DE	3.60	7.16	10.67	0	9.91	-15.86	1.41	17.78

D'après les résultats obtenus par les deux types de poutrelle, on constate que le 2^{ème} type est le plus défavorable :

Donc on a :

En travée : $M_{tmax} = 28.15 \text{KN.m}$

Sur appui : $M_{a max} = 10.67 \text{KN.m}$

L'effort tranchant : $T_{\max} = 16.06 \text{ KN}$

III.2.7. Calcul des armatures :

- En travée : $M_u = 28.15 \text{ KN.m}$
- Moment de la table :

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = 14,16$$

$$M_{tu} = 14.16 \times 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 10^3 = 58.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 58,90 \text{ KN.m} > M_u = 28.15 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fait comme une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu = \frac{M_u \times 10^3}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{28.15 \times 10^3}{14.16 \times 12 \times 18^2} = 0.094 < \mu_1 = 0.392$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0.95$$

$$A_s = \frac{M_u \times 10^3}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{28.15 \times 10^3}{348 \times 0.95 \times 18} = 4.73 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{65 \cdot 20}{1000}, (0,23 \times 2,1 \times 65 \times 18) / 400 \right\}$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_s = 4.73 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A_s)$$

$$A_s = \max(1,41; 7.88) A_s = 4.73 \text{ cm}^2$$

Dans le tableau de section des armatures on choisit 3T16 $A_s = 6,03\text{cm}^2$

➤ **Sur appui :** $M_{a\max} = 10.67\text{KN.m}$

▪ **Moment de la table :**

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = 14,16$$

$$M_{tu} = 14,16 \times 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \times 10^3 = 58,9\text{KN.m}$$

$$M_{tu} = 58,9\text{KN.m} > M_u = 10.67\text{KN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fait comme une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu = \frac{M_u \times 10^3}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10,67 \times 10^3}{14,16 \times 12 \times 18^2} = 0,19 < \mu_1 = 0,392$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,89$$

$$A_s = \frac{M_u \times 10^3}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10,67 \times 10^3}{348 \times 0,89 \times 18} = 1,91\text{cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{65,20}{1000}, (0,23 \times 2,1 \times 65 \times 18) / 400 \right\}$$

$$A_{\min} = 1,41\text{cm}^2 < A_s = 1,91\text{cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A_s)$$

$$A_s = \max(1,41; 1,91) A_s = 1,91\text{cm}^2$$

Dans le tableau des sections des armatures on choisit 2T12 $A_s = 2,26\text{cm}^2$

➤ **Efforts tranchants :**

$$V = T_u = 16,06 \text{ KN}$$

Valeur de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{16,06 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,74 \text{ MPa}$$

Valeur limite de $\tau_u \rightarrow$ fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u < \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

• **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} = 5,714 \text{ mm}; \frac{b_0}{10} = 12 \text{ mm}; \Phi_{t \min} = 10 \text{ mm}\right) = 5,714 \text{ mm}$$

On prend : $\phi = 6 \text{ mm}$

$$A_t = 2\Phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

L'espacement :

$$\tau_t = \tau_u - \tau_b \geq 0,32 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,3 \cdot f_{t28} \cdot K = 0,63 \text{ MPa} \quad (K=1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$\tau_t = \tau_u - \tau_b = 0,74 - 0,63 = 0,11 \text{ MPa} \leq 0,32 \text{ MPa} \quad \text{On prend } \tau_t = 0,32 \text{ MPa}$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{b_0 \cdot \tau_t}; 0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}\right)$$

$$\text{Avec : } f_c = 23,5 \text{ MPa}$$

$$S_t \leq \min(27,41 \text{ cm}; 16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

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

✚ Condition de non fragilité :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} = \frac{0,56 \times 235}{12 \times 15} = 0,73 \text{Mpa} \geq \text{Max} \left(\frac{0,74}{2} = 0,37 \text{Mpa}; 0,4 \text{Mpa} \right) = 0,40 \text{Mpa}$$

0.73Mpa ≥ 0.40Mpa.....C.V

• Influence de l’effort tranchant aux voisinages des appuis :

$$V_u \leq 0,4 \cdot a \cdot b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : a = min(a’; 0.9d) = 16,2 cm

$$V_u \leq 0,4 \times 16,2 \times 12 \times 25 \times 10^{-1} / 1,5 = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u = 16,06 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \dots \dots \dots (cv)$$

• Influence de l’effort tranchant sur les armatures inférieures :

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{1,15}{400} \left[16,06 + \frac{5,05 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right] = -0,31 \text{cm}^2 < 0$$

Les armatures inférieures ne sont soumis a aucun effort de traction donc aucune vérification à faire.

▪ Vérification de liaison de la table de compression à la nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{a \times b \times h}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{16,06 \times 26,5 \times 10}{16,2 \times 65 \times 4} = 1,01 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots (cv)$$

▪ Vérification des contraintes à L’ELS :

D’après BAEL page 153

$$P_s = G + Q = (5,38 + 2,5) \times 0,65 = 5,12 \text{ KN}$$

III.2.8. Calcul les moments:

✚ **En travée:**

$$M_s = \frac{P_s}{P_u} \cdot M_u = \frac{5,12}{11,01} \cdot 28,15 = 13,09 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 13,09 \text{ KN.m}$$

✚ **Sur appuis:**

$$M_{as} = \frac{P_s}{P_u} \cdot M_{au} = \frac{5,12}{11,01} \cdot (-5,05) = -2,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{as} = -2,34 \text{ KN.m}$$

Vérification:

✚ **En travée :**

$$H = \frac{b \cdot h^2}{2} - 15 \cdot A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 6,03(18 - 4) = -746,3 \text{ cm}^2 < 0$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$\text{Avec : } D = 15 \frac{A}{b} = 15 \cdot \frac{6,03}{65} = 1,39 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \times 1,39 \times 18 = 50,04 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = 5,86 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{65}{3} (5,86)^3 + 15 \times 6,03(18 - 5,86)^2 = 17690,46 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{13,09 \times 10^3}{17690,46} = 0,73 \text{ Mpa/cm}$$

➤ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,73 \times 5,86 = 4,27 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 4,27 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

N.B : Les fissurations sont peut nuisible donc la vérification pour l'état limite d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire.

✚ Sur appuis:

$$H = \frac{b \cdot h^2}{2} - 15 \cdot A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2,26(18 - 4) = 24,4 \text{ cm}^2 > 0$$

$H > 0$ donc l'axe neutre passe par la table, donc on vérifie une section rectangulaire de section $(12 \times 20) \text{ cm}^2$.

• **Position de l'axe neutre :**

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

Avec :

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \cdot \frac{2,26}{12} = 2,82 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \times 2,82 \times 18 = 101,52 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = 7,64 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 A(d - y_1)^2 = \frac{12}{3} (7,64)^3 + 15 \times 2,26(18 - 7,64)^2 = 5422,24 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{6,10 \times 10^3}{5422,24} = 1,12 \text{ Mpa / cm}$$

• **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 1,12 \times 7,64 = 8,55 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 8,55 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

➤ **Etat limite des armatures tendues:**

$$\sigma_a = 15 \cdot k \cdot (d - y) = 15 \times 1,12 \times (18 - 7,64) = \mathbf{174,04 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(cv)}$$

➤ **Etat limite de déformation :**

D'après BAEL99 :

$$h/l \geq 1/22.5 \Rightarrow 20/440 = 0.045 > 0.044 \dots \dots \dots (cv)$$

$$h/l \geq M_t/15.M_0 \Rightarrow 20/440 = 0.045 > 9.42/15 \times 15.91 = 0.1 \dots \dots \dots (cnv)$$

$$A_s \leq 4.2 \times b_0 \times d/f_e \Rightarrow 6.03 \text{ cm}^2 \geq 4.2 \times 12 \times 18/400 = 2.268 \dots \dots \dots (cnv)$$

Il y a une condition qui n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h_0 \cdot \left(h - \frac{h_0}{2}\right) + b_0 \cdot (h - h_0) \cdot \left(\frac{h-h_0}{2}\right) + 15 \cdot A \cdot c}{b \cdot h_0 + b_0 \cdot (h - h_0) + 15 \cdot A}$$

$$V_1 = \frac{65 \times 4 \times 18 + 12 \times 16 \times 8 + 15 \times 1.46 \times 2}{65 \times 4 + 12 \times 16 + 15 \times 6.03} = \mathbf{11.79cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 11.79 = \mathbf{8.21cm}$$

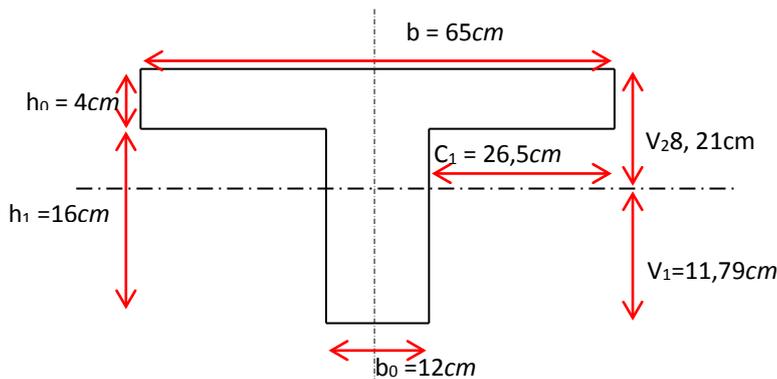


Figure III.7 : Position de l'axe neutre.

• **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{b \cdot h_0^3}{3} + b \cdot h_0 \cdot \left(V_2 - \frac{h_0}{2}\right)^2 + \frac{b_0 \cdot h_1^3}{12} + b_0 \cdot h_1 \cdot \left[V_1 - \frac{h_1}{2}\right]^2 + 15 \cdot A \cdot (V_1 - 2)^2$$

$$I = \frac{65 \times 4^3}{3} + 65 \times 4 \times 6.67^2 + \frac{12 \times 16^3}{12} + 12 \times 16 \times 13.33^2 + 15 \times 1.46 \times 11.33^2$$

$$I = 17897.32 \text{ cm}^4$$

• **Module de déformation**

$$\begin{cases} E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 29858,593 \text{ MPa} \\ E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10043,345 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ **Evaluation des flèches**

Evaluation des charges :

Charge instantanée : $q_i = Q \cdot b/2 = 1.25 \times 0.65 = 0.81 \text{ KN/m}$.

Charge différée : $q_v = \left(G + \frac{Q}{2}\right) \cdot b = (5.38 + 1.25) \times 0.65 = 4.30 \text{ KN/m}$.

Pourcentage d'armatures : $\rho = A/b_0 \times d = 6.03/18 \times 12 = 0.027$

• **Calcul des moments:**

Moment dû à la charge instantanée : $M_i = M_{st} \times q_i/q_s = 0.26 \text{ KN.m}$

Moment dû à la charge différée : $M_v = M_{st} \times q_v/q_s = 1.71 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des contraintes:**

• **Contrainte due à la charge instantanée :**

$$\sigma_{si} = \frac{15 \cdot M_i}{I} (d - y) = \frac{15 \times 0.26}{17897.32} \times (18 - 7.64) \cdot 10^3 = 2.25 \text{ MPa}$$

• **Contrainte due à la charge différée :**

$$\sigma_{sv} = \frac{15 \cdot M_v}{I} \times (d - y) = \frac{15 \times 1.71}{17897.32} \times (18 - 7.64) \cdot 10^3 = 14.84 \text{ MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{d}\right) \cdot \rho} = \frac{0.05 \times 1.92}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{18}\right) \times 0.0109} = 2.2$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 0.4 \times 2.2 = \mathbf{0.88}$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{si} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 1.92}{4 \times 0.0109 \times 3.99 + 1.92} = -0.6$$

On a $\mu_i = -0.6 < 0 \Rightarrow$ donc prend $\mu_i = \mathbf{0}$

$$\mu_v = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sv} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0109 \times 14.84 + 2.1} = 0.27$$

• **Moment d'inertie :**

$$If_i = \frac{1.1 \times I}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} = \frac{1.1 \times 17897.32}{1} = 22023.16 \text{ cm}^4$$

$$If_v = \frac{1.1 \times I}{1 + \lambda_v \cdot \mu_v} = \frac{1.1 \times 1789.32}{1 + 0.88 \times 0.276} = 17719.46 \text{ cm}^4$$

• **Evaluation des flèches :**

$$f_i = \frac{M_s \times l^2}{10 \cdot E_i \cdot If_i} = \frac{6.67 \times 3.6^2 \times 10^7}{10 \times 32164.19 \times 22023.16} \approx 0.10 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{M_s \times l^2}{10 \cdot E_v \cdot If_v} = \frac{6.87 \times 3.6^2 \times 10^7}{10 \times 10818.86 \times 17719.46} \approx 0.60 \text{ cm}$$

• **La flèche totale :**

$$f_t = f_i + f_v = 0.10 + 0.60 = 0.70 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la flèche admissible :**

$$\bar{f} = l/500 = 360/500 = 0.72 \text{ cm}$$

$$f_t = 0.48 \text{ cm} < \bar{f} = 0.72 \text{ cm} \dots \dots \dots (cv)$$

Les flèche calculées a L'EUR sont convenable.

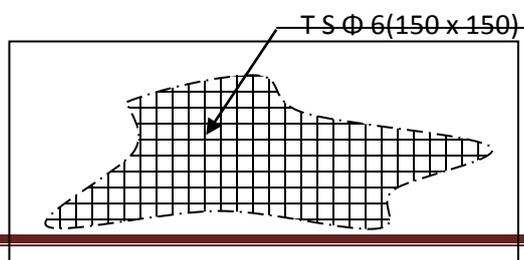
➤ **Dalle de compression**

La dalle à une épaisseur de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés) dont les dimensions de mailles sont satisfaisantes.

➤ La section d'armature satisfait la condition :

$$A \geq \frac{4 \times l}{fe} = \frac{4 \times 0,65 \times 10^2}{400} = 0,65 \text{ cm}^2$$

On adopte un treillis soudé de (150x150) de diamètre 6 mm



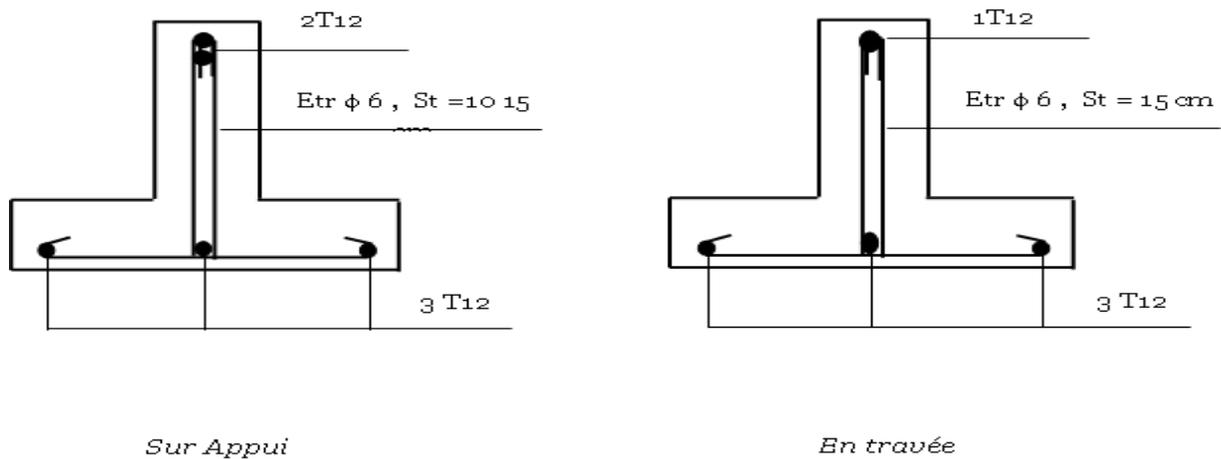


Figure III.8 : ferrailage des poutrelles.

III.3.L'ESCALIER

III.3.1.Définition :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires. Celui-ci comporte un seul type d'escalier droit, et qui se compose de deux volées et un palier chacun.

a) .Définition des éléments d'un escalier :

On appelle « marche » la partie horizontale (g) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (h) de ces gradins.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse

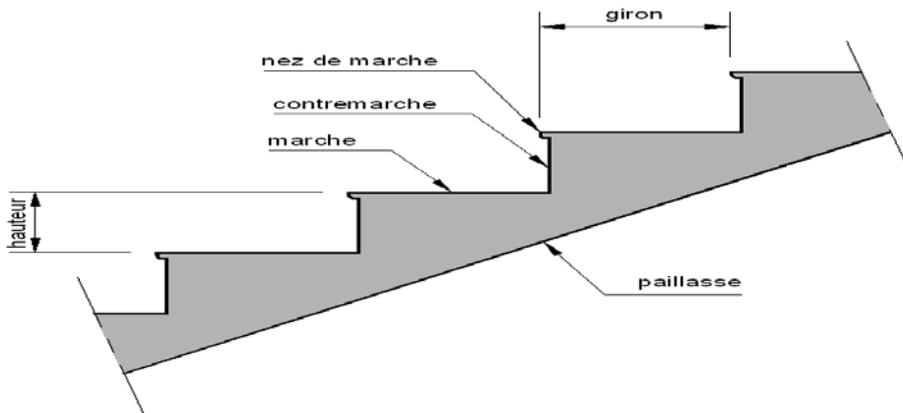


Figure III.9 : Les éléments d’escalier.

b).Dimensionnement des marches :

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marches (h), on utilise généralement la formule de BLONDEL suivante : $59 \leq g + 2h \leq 64$

Dans notre cas :

La hauteur étage courant : 3.06m avec deux volées

➤ Deux volées de hauteur H=1,53 m dites : Volée 01

On utilisé la formule de « **blondel** » :

$2h+g=64$ (1)

$n \times h = H$ (2)

$(n-1)g=L$ (3)

Avec :

n : Le nombre des contre marches

(n-1) : Le nombre des marches

c).Pré dimensionnement :

- Hauteur de la contre marche $h = 17 \text{ cm}$ ($16 \leq h \leq 18$) cm
- Largeur de la marche $g = 30 \text{ cm}$ ($22 \leq g \leq 34$) cm

Nombre de contre marches

$n = H/L = 306/17 = 18$ contremarches (9 contremarches par volée).

- Nombre de marches $m = n - 1 = 8$ marches
- Longueur horizontale de la volée $L = g (n - 1) = 0,30(9 - 1) \Rightarrow L = 2,4 \text{ m}$

c).Vérification de la relation de BLONDEL :

On doit vérifier que : $59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$

▪ Calculer de reculement L_0 :

$$L_0 = g \times (n-1) = 30 \times 8 = 240 \text{ cm.}$$

Donc : la largeur de palier $L_p = 390 - 240 = 150 \text{ cm.}$

Calculer la longueur de la paillasse:

$$\tan \alpha = H/L_0 = 153/240 = 0.63 \quad \text{Donc } \alpha = 32.52^\circ.$$

$$lv = 240/\cos \alpha = 284.63 \text{ cm.}$$

La ligne de foulée : $L_T = Lv + L_p = 395 \text{ cm} = 390 \text{ cm}$

• **Vérification :** $g + 2.h = 30 + 2 \times 17 = 64 \dots\dots\dots \text{ C.V}$

RDC : $3,06 + 1,02 = 4,08 \text{ m}$ avec trois volées comme suit :

- Deux volées de hauteur $H = 1.53 \text{ m}$ dites : Volée 01
- Une petite volée de hauteur de $H = 1.02 \text{ m}$ dite : Volée 02

Type I:

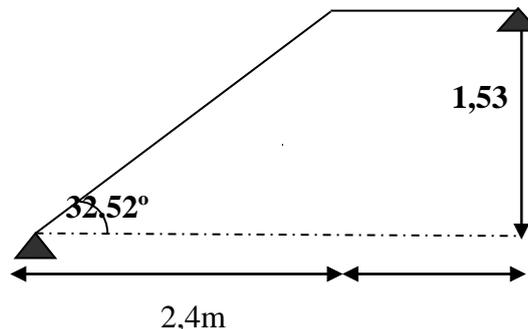


Fig.III.10: Schéma statique de l'escalier.

Pour Volée 01 : Nombre de contremarches : $n = \frac{153}{17} = 9 \dots\dots\dots$ comme l'étage courant

Pour Volée 02 : Nombre de contremarches : $n = \frac{102}{17} = 6$

D'où : $H = 1,02 \text{ m}$ et $L = 1,35 \text{ m}$

• **Epaisseur de la paillasse**

$$\frac{l}{30} \leq e_p \leq \frac{l}{20} \quad \text{avec: } l = l_{\text{paillasse}} + l_{\text{palier}}$$

$$l_{\text{paillasse}} = \sqrt{1.53^2 + 2.4^2} = 2.84 \text{ m} \Rightarrow l = 2.84 + 1.50 = 4.34 \text{ m} = 434 \text{ cm}$$

$$\frac{434}{30} \leq e_p \leq \frac{434}{20} \Rightarrow 14.46 \leq e_p \leq 21.7 \text{ cm} \quad \text{On choisit : } e_p = 18 \text{ cm}$$

III.3.2. Evaluation des Charges

Tableaux III.5 : Charges et surcharges Palliase :

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre de la palliase ($e = 15cm$)	25	$1 \times 0.15 / \cos 32.52^\circ$	5.15
Poids propre du contre marche ($e = 17cm$)	22	$1 \times 0.17 / 2$	1.87
Carrelage horizontal ($e = 2cm$)	22	0.02×1	0.44
Mortier de pose horizontal ($e = 2cm$)	20	0.02×1	0.40
Carrelage vertical ($e = 2cm$)	22	0.02×1	0.44
Mortier de pose vertical ($e = 2cm$)	20	0.02×1	0.40
Enduit en plâtre ($e = 2cm$)	10	0.02×1	0.20
Poids du garde-corps	1KN/ml	-	1.00
La charge permanente	$G_1 = \sum G_i$		9,9
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage habitation		2.5

➤ **Palier :**

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre du palier ($e = 18cm$)	25	1×0.15	4.5
Carrelage ($e = 2cm$)	22	0.02×1	0.440
Mortier de pose ($e = 2cm$)	20	0.02×1	0.400
Enduit en plâtre ($e = 2cm$)	10	0.02×1	0.200
La charge permanente	$G_2 = \sum G_i$		5.54
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage habitation		2.5

Volée:Charge permanente : $G=9,90 \text{ KN/m}^2$ Charge d'exploitation : $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$ **Palier:**Charge permanente : $G=5,54 \text{ KN/m}^2$ Charge d'exploitation : $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$ **b).Combinaison des charges :**

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

A l'état limite ultime : $q_u = 1.35G + 1.5 Q$

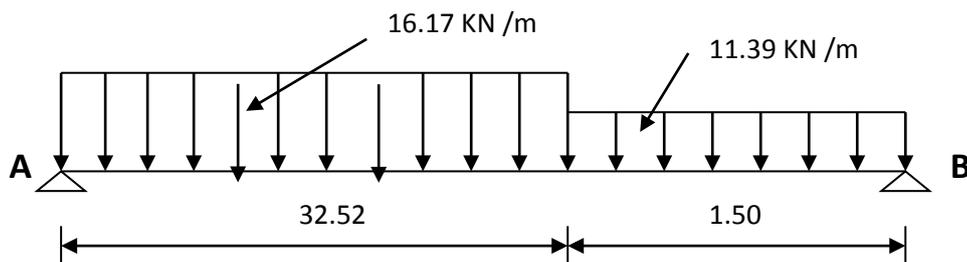
A l'état limite service : $q_{ser} = G + Q$

Tableau.III.6 : combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/M ²)	Q (KN/M ²)	Q _U (KN/M ²)	Q _{SER} (KN/M ²)
Palier	5,66	2,5	11,39	8,16
Paillasse	9,2	2,5	16,17	11,7

III.3.3. Calcul de moments fléchissant et effort tranchant :

a). A L'E.L.U :



$$\sum f_{/x} = 0 \rightarrow R_{Ax} = 0$$

$$\sum f_{/y} = 0 \rightarrow R_{By} + R_{Ay} - 17,12 \times 3,6 - 11,34 \times 1,50 = 0$$

$$\rightarrow R_{By} + R_{Ay} =$$

$$\sum M_{/A} = 0$$

$$17,12 \times 1,2 + 11,34 \times 1,50 \times 3,15 - R_{By} \times 3,90 = 0$$

$$\rightarrow R_{By} = 26,37 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/B} = 17,12 \times 2,4(1,2 + 1,5) + 11,34(1,5)(1,5/2) - R_{Ay} \times 3,9$$

$$\rightarrow R_{Ay} = 31,71 \text{ KN.}$$

La coupe A-A :

$$0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$$

$$\sum f_{/y} = 0 \rightarrow -T(x) + 31,71 - 17,12 \cdot x = 0$$

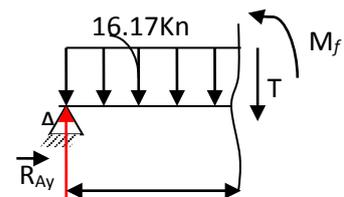
$$\rightarrow T(x) = 31,71 - 17,12 \cdot x$$

$$\begin{cases} T(0) = 31,71 \text{ KN} \\ T(2,4\text{m}) = -9,37 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_{/y} = 0 \rightarrow -M_{f(x)} - 17,12 \times (x^2/2) + 31,71 \cdot x = 0$$

$$\rightarrow M_{f(x)} = -17,12 \times (x^2/2) + 31,71 \cdot x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2,4\text{m}) = 26,79 \text{ KN.m} \end{cases}$$



La coupe B-B :

$$0 \leq x \leq 1.50\text{m}$$

$$\sum f_{/y} = 0 \rightarrow T(x) + 26,37 - 11,34 \cdot x = 0$$

$$\rightarrow T(x) = -26,37 + 11,34 \cdot x$$

$$\begin{cases} T(0) = -26,37 \text{ KN} \\ T(1,50\text{m}) = -9,36 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_{/y} = 0 \rightarrow M_{f(x)} + 11,34 \times (x^2/2) - 26,37 \cdot x = 0$$

$$\rightarrow M_{f(x)} = -11,34 \times (x^2/2) + 26,37 \cdot x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,50\text{m}) = 13,61 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

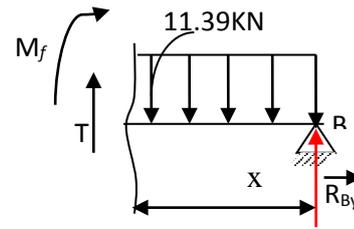


Diagramme de moment :

Calcul de M_{MAX} :

$$T(x)=0$$

$$\rightarrow T(x) = 30,48 - 16,17 \cdot x = 0$$

$$\rightarrow x = 30,48 / 16,17 = 1,88\text{m}$$

$$M_{f(x)} = -16,17 \times (x^2/2) + 30,48 \cdot x$$

$$\rightarrow M_{\text{MAX}} = -16,17 \times (1,88)^2/2 + 30,48 \times 1,88$$

$$\rightarrow M_{\text{MAX}} = 28,73 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

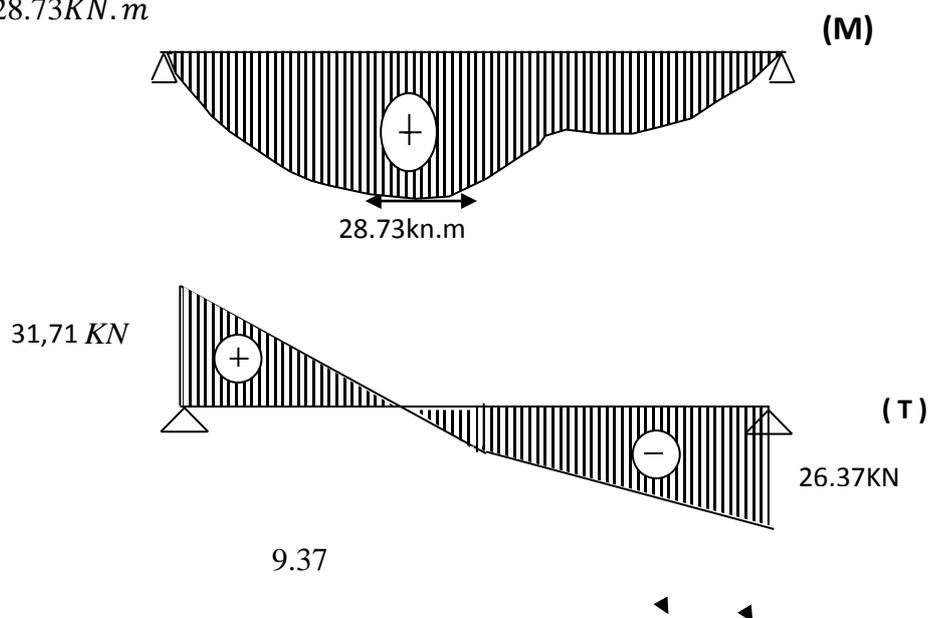
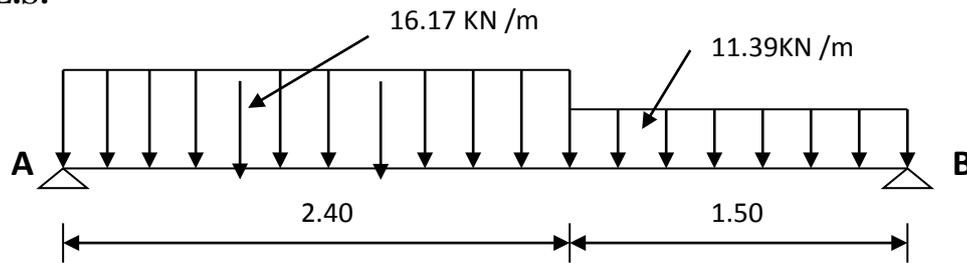


Figure.III.11:diagrammes des efforts tranchant et moments à ELU

b). à L'E.L.S:



$$\sum f_{/X} = 0 \rightarrow R_{AX} = 0$$

$$\sum f_{/y} = 0 \rightarrow R_{BY} + R_{AY} - 12.4 \times 2.4 - 8.04 \times 1.50 = 0$$

$$R_{BY} + R_{AY} = 40.95$$

$$\sum M_{/A} = 0$$

$$- R_{BY} \times 3.90 + 8.04 \times 1.50 (1.5/2 + 2.4) + 12.4 \times 2.4 (2.4/2)$$

$$\rightarrow R_{BY} = 18.89 \text{ KN.}$$

$$\rightarrow R_{AY} = 22.06 \text{ KN}$$

La coupe A-A :

$$0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$$

$$\sum f_{/y} = 0 \rightarrow -T(x) + 22.06 - 12.4 \cdot x = 0$$

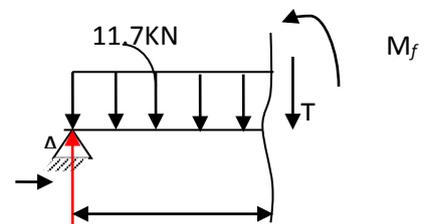
$$\rightarrow T(x) = 22.06 - 12.4 \cdot x$$

$$\begin{cases} T(0) = 22.06 \text{ KN} \\ T(2.4\text{m}) = -7.7 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_{/y} = 0 \rightarrow -M_{f(x)} - 12.4 \times (x^2/2) + 22.06 \cdot x = 0$$

$$\rightarrow M_{f(x)} = -12.4 \times (x^2/2) + 22.06 \cdot x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.4\text{m}) = 17.23 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$



La coupe B-B :

$$0 \leq x \leq 1.50 \text{ m}$$

$$\sum f_{/y} = 0 \rightarrow T(x) + 18.89 - 8.04 \cdot x = 0$$

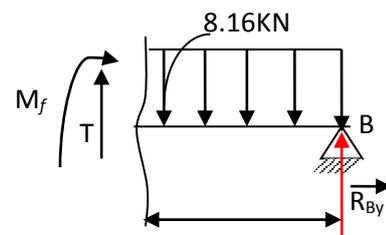
$$\rightarrow T(x) = -18.89 + 8.04x$$

$$\begin{cases} T(0) = -18.89 \text{ KN} \\ T(1.50\text{m}) = -6.83 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_{/y} = 0 \rightarrow M_{f(x)} + 8.04 \times (x^2/2) - 18.89 \cdot x = 0$$

$$\rightarrow M_{f(x)} = -8.04 \times (x^2/2) + 18.89 \cdot x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.50\text{m}) = 19.14 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$



Calcul de M_{MAX} :

$T(x)=0$

$\rightarrow T(x) = 22.06 - 12.4.x = 0$

$\rightarrow x = 22.06/12.4 = 1.88m$

$M_{f(x)} = -12.4 \times (x^2/2) + 22.06.x$

$\rightarrow M_{MAX} = -12.4 \times (1.8)^2/2 + 22.06 \times 1.8$

$\rightarrow M_{MAX} = 19.63KN.$

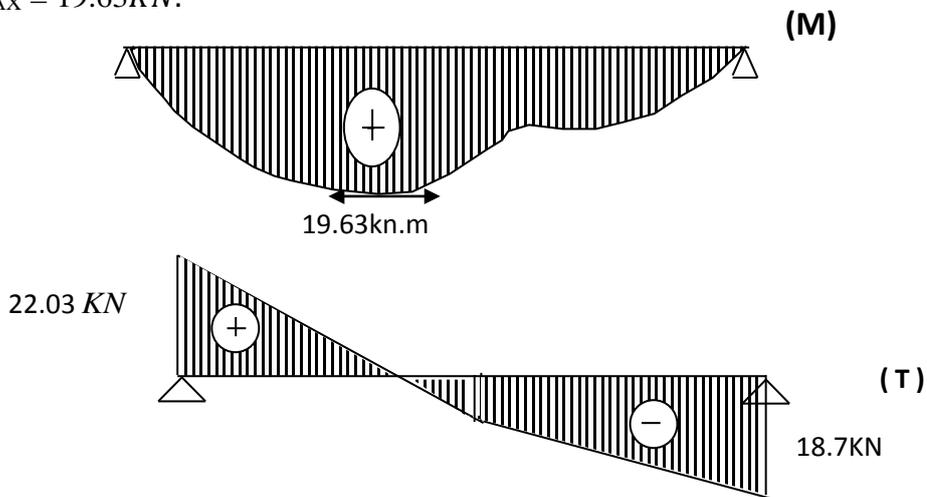


Figure.III.12:diagrammes des efforts tranchant et moments à ELS

III.3.4. Ferrailage de l'escalier:

Le ferrailage sera déterminé pour une bande de 1m de largeur, avec :

$b = 100cm.$ $e = 18 cm.$ $d = 0.9x e = 16.2cm.$ $d' = 0.1 x e = 1.8 cm$

Acier FeE400; Fissuration peu nuisible

$f_{bu} = (0.85 x f_{c28}) / \gamma_b$

$f_{t28} = 0.6 + 0.06 x f_{c28}$

$\sigma_s = f_e / \gamma_s$

Tableau. III.7: Caractéristiques géométriques et mécaniques.

f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	γ_b	γ_s	d (cm)	f_{bu} (MPa)	σ_s (MPa)	f_c (MPa)	b (cm)
25	2,1	1.5	1.15	16.2	14.17	348	400	100

A) Calcule les sections des armatures à l'E.L.U:

1) Calcul les sections d 'armature dans la travée :

- Moment en travée :

A L'E.L.U:

$$M_t = 0.85 \times M_{MAX} = 24.42 \text{ kN.m.}$$

A L'E.L.S:

$$M_t = 0.85 \times M_{MAX} = 16.68 \text{ KN.m.}$$

D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

$$D'où: \mu_{bu} = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 0.065 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \varepsilon_{bu} = 10 \text{ ‰.}$$

$$\delta = M_u / M_{ser} = 1.463.$$

$$\mu_{lu} = 0.3367 \delta - 0.1711 = 0.321$$

$$\mu_{lu} > \mu_{bu} \Rightarrow A_u' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée).}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.087.$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 15.63 \text{ cm.}$$

$$A_t = M_u / (3 \times \sigma_s) = 4.48 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_t \geq A_{min} = \text{Max} \{ (b \times e) / 1000 ; (0, 23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \} = 1.9 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{OK.}$$

$$\text{- Choix des barres : } A_t = 2T12 + 2 T14 = 5,34 \text{ cm}^2.$$

-L'espacement:

$$S_t \leq \text{Min} (3h; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm.}$$

-Armatures de répartition:

$$A_r = A_t / 4 = 1,34 \text{ cm}^2.$$

$$\text{- on prendre : } A_r = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

- L'espacement:

$$S_t \leq \text{Min} (4h, 45 \text{ cm}) \leq \text{Min} (72 \text{ cm}, 45 \text{ cm}).$$

$$\Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm. On prendre: } S_t = 25 \text{ cm}$$

1. Calcul la section d 'armature sur appuis :

$$b = 100 \text{ cm; } d = 16.2 \text{ cm; } h = 18 \text{ cm } ; c = 2 \text{ cm.}$$

- Moment sur appui:**A L'E.L.U :**

$$M_u = 0.2 \times M_{MAX} = 5.74 \text{ kN.m.}$$

A L'E.L.S:

$$M_{ser} = 0.2 \times M_{MAX} = 3.92 \text{ kN.m.}$$

D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

D'où: $\mu_{bu} = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 0.015 < 0.186 \Rightarrow$ pivot A $\Rightarrow \epsilon_{bu} = 10 \%$.

$$\delta = M_u / M_{ser} = 1.464.$$

$$\mu_{lu} = 0.3367 \delta - 0.1711 = 0.321 > \mu_{bu} = 0.015 \Rightarrow A_u' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée).}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.025.$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 16.03 \text{ cm.}$$

$$A_t = M_u / (3 \times \sigma_s) = 1.02 \text{ cm}^2.$$

-Condition de non fragilité :

$$A_t \geq A_{min} = \text{Max} \{ (b \times e) / 1000 ; (0, 23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_c \} = 1,96 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CNV.}$$

Donc on choisit : $A_a = A_{min} = 1,96 \text{ cm}^2$.

-Choix des barres : $A_a = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

- L'espace :

$$S_a \leq \text{Min} (3h; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_a \leq 33 \text{ cm.}$$

-Armatures de répartition:

$$A_r = A_a / 4 = 0,50 \text{ cm}^2$$

- Choix des barres : $A_r = 2T8 = 1,01 \text{ cm}^2$.

-L'espace :

$$S_t \leq \text{Min} (4h, 45 \text{ cm}) \leq \text{Min} (72 \text{ cm}, 45 \text{ cm}).$$

$\Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}$. On prendre : $S_t \leq 25 \text{ cm}$

- Vérification à l'effet tranchant :

On doit vérifier :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$T_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{31.71 \times 10}{100 \times 16,2} = 0.195 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{min} (0,133 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa.}$$

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

Les Armatures transversales :

D'après le C.B.A 93, il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales si :

1. $\tau_u < 0,046 f_{c28} = 1,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{OK.}$
2. Il n'y a pas de reprise de bétonnage..... OK.

Conditions vérifiées donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

b). Calcul les sections des armatures à l'E.L.S:

1. Calcul les sections d'armature dans la travée :

▪ **Position de l'axe neutre :**

$$A = A_s = 5,34 \text{ cm}^2$$

$$D = \frac{15A}{b} = 0,801 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 25,95 \text{ cm}^2$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E} = 4,36 \text{ cm}$$

▪ **Moment d'inertie :**

$$I = 13991,6 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{19,63 \times 10^3}{13991,6} = 1,40 \text{ MPa / cm}$$

a). **Calcul des contraintes :**

▪ Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma'_b = K \cdot y = 1,40 \times 4,36 = 6,10 \text{ MPa}$$

▪ Contrainte dans les armatures tendues :

$$\sigma_a = n \cdot k \cdot (d - y) = 15 \times 1,40 \times (16,2 - 4,36) = 248,64 \text{ MPa}$$

b). **Vérifications**

▪ Etat limite de compression du béton :

$$\sigma'_b = 5,49 \text{ Pa} \leq \sigma_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ OK}$$

▪ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire

2. Calcul les sections d'armature Sur appuis

$$M_s = 4,92 \text{ Kn.m}$$

$$A = 2,01 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre

Equation s'écrit :

$$by^2 + 30(A)y - 30(A)d = 0$$

Solution :

$$y = \frac{15(A)}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A)}{7,5(A)^2}} \right] = \frac{15 \times 2,01}{100} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{100 \times 16,2 \times 2,01}{7,5 \times 2,01^2}} \right] = 2,84 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A(d - y)^2] = \frac{100 \times 2,84^3}{3} + 15 \times [2,01 \times (16,2 - 2,84)^2] = 6145 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{3,92 \times 10^3}{6145} = 0,63 \text{MPa} / \text{cm}$$

a) Calcul des contraintes

- Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma'_b = K.y = 0,63 \times 2,84 = 1,789 \text{MPa}$$

- Contrainte dans les armatures tendues :

$$\sigma_a = n.k.(d - y) = 15 \times 0,63 \times (16,2 - 2,84) = 126,25 \text{MPa}$$

b) Vérifications

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma'_b = 1,789 \text{MPa} \leq \sigma_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{(CV)}$$

- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire

III.3.5. Etude de la poutre palière

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier. Avec une longueur de 3,90 m, son schéma statique est le suivant :

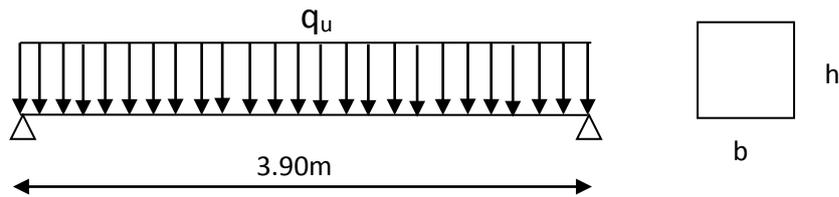


Figure.III.13:Schéma statique de la poutre palière.

La poutre palière se calcule à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

III .3.5.1. Pré dimensionnement:

On a: $L=3.90\text{m} \quad \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm} \quad \frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10}$

$26\text{cm} \leq h \leq 39\text{cm}$ On prend $h = 30\text{cm}$

- la largeur b de la poutre palière doit être :

$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad 9\text{cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$ on prend : $b = 30\text{cm}$

▪ **Vérification des conditions exigées par R.P.A.99 :**

$b \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(c.v.)}$

$h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(c.v.)}$

$h / b < 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(c.v.)}$

Donc, la section de la poutre palière est de $(b \times h) = 30 \times 30 \text{ cm}^2$

III.3.5.2. Evaluation des charges

Poids propre $0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25 \text{ KN/ml}$

$$\text{A E.L.U} : \frac{RA_y}{L} = \frac{31,71}{3,90} = 8,13 \text{ kn/ml}$$

$$\text{A E.L.S} : \frac{RA_y}{L} = \frac{22,06}{3,90} = 5,65 \text{ kn/ml}$$

III.3.5.3. Sollicitations

- E.L.U : $P_u = 8,13 + 1,35 \times 2,25 = 11,16 \text{ kn/ml}$

$$\text{E.L.S} : P_s = 5,65 + 2,25 = 7,90 \text{ kn/ml}$$

III.3.5.4. Déterminations des efforts

➤ Etat limite ultime

$$\text{Moments aux appuis} : M_a = \frac{P_u \times L^2}{12} = \frac{11,16 \times (3,90)^2}{12} = 14,14 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en travée} : M_t = \frac{P_u \times L^2}{24} = \frac{11,16 \times (3,90)^2}{24} = 7,07 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant} : T = \frac{P_u \times L}{2} = \frac{11,16 \times 3,90}{2} = 21,76 \text{ KN}$$

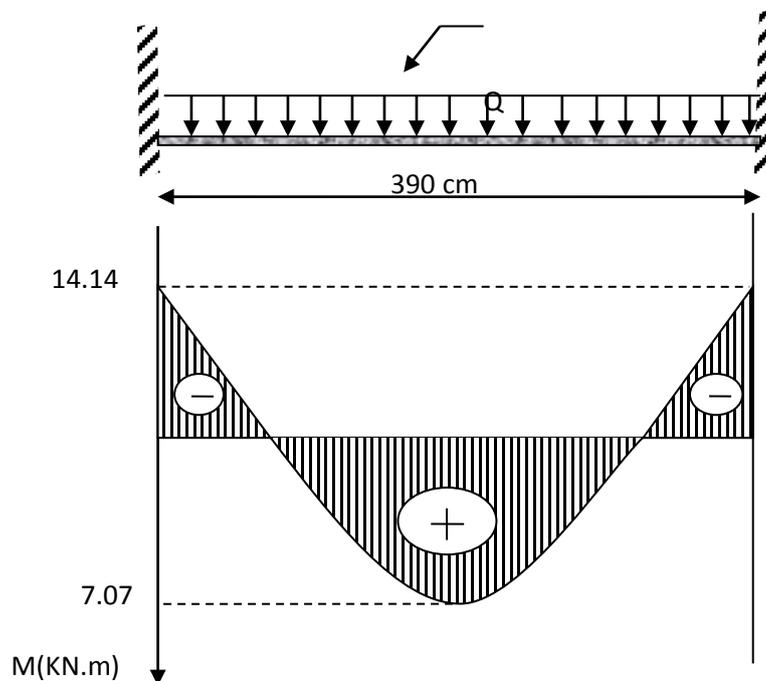


Figure.III.14 : diagramme des moments du poutre palière à ELU

➤ Etat limite de service

$$\text{Moments aux appuis} : M_a = \frac{P_s \times L}{12} = \frac{7,90 \times (3,90)^2}{12} = 10,01 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en travée} : M_t = \frac{P_u \times L^2}{24} = \frac{7,90 \times (3,90)^2}{24} = 5 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant : $T = \frac{P_u \times L}{2} = \frac{7.90 \times 3.90}{2} = 15.40 \text{KN.m}$

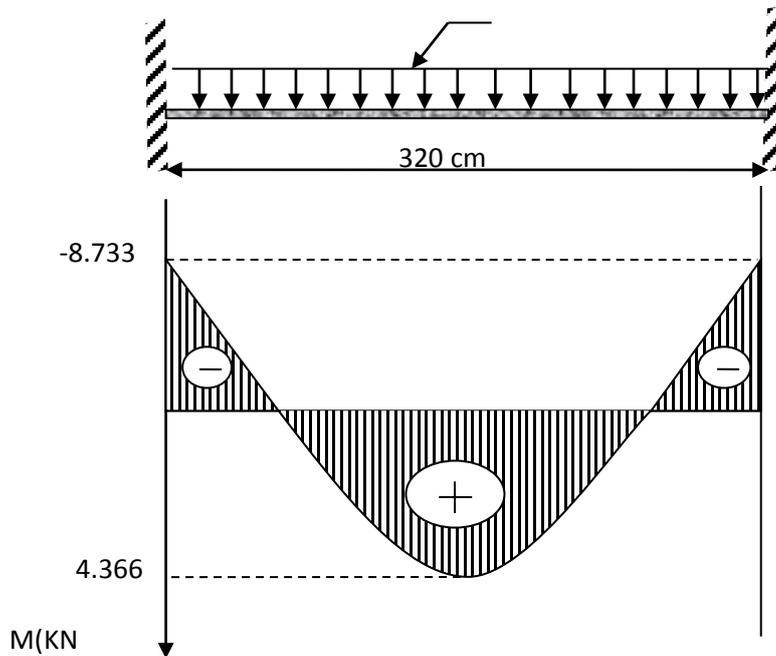


Figure.III.15 : diagramme des moments du poutre palière à ELS

Armatures longitudinales à E.L.U

1) Sur appuis

➤ **Armatures longitudinales**

$M_u = 14.14 \text{KN.m}$

$b = 30 \text{cm}$

$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 30 = 27 \text{cm}$

$h = 30 \text{cm}$

$M_{ser} = 10.01 \text{KN.m}$

$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot f_{bu}}$

$\mu_{bu} = \frac{14.14 \times 10^3}{0.3 \times (0.27)^2 \times 14.16} = 0.047$

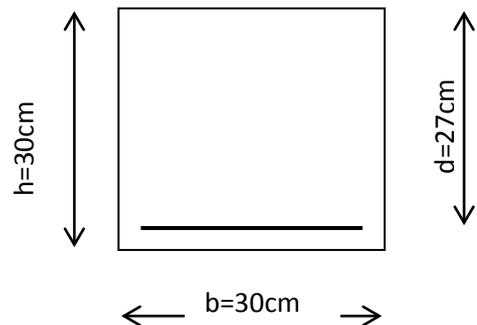
$\mu_{bu} = 0.047 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot "A"}$

$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{14.14}{10.01} = 1.41$

$\mu_{lu} = 0.3367\gamma - 0.1711$

$\mu_{lu} = 0.3367 \times 1.38 - 0.1711 = 0.30$

$\mu_{bu} = 0.062 < \mu_{lu} = 0.30$



Danc : $A' = 0$ \Rightarrow (pas d' Armatur comprimé)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,054}) = 0,08$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,27(1 - 0,4 \times 0,069) = 0,26 \text{ m}$$

$$Z = 26 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0,062 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot "A"} \Rightarrow \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ MPa}$$

➤ **Section d'armature tendue**

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{14,14 \times 10^3}{347,8 \times 0,26} = 1,56 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{20 \times 30}{1000}, 0,23 \times 20 \times 27 \times \frac{2,1}{400} \right\} = 0,65 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,56 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (CV)$$

On choisit **3T10** soit **2.36cm²**

2) **En travée**

$$M_u = 7,07 \text{ KN.m}$$

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

$$d = 27 \text{ cm}$$

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

$$M_{ser} = 4,53 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{6,43 \times 10^{-3}}{0,3 \cdot (0,27)^2 \cdot 14,16} = 0,056$$

$$\mu_{bu} = 0,056 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot "A"}$$

$$\mu_{lu} = 0,3367\gamma - 0,1711$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7,07}{4,53} = 1,56$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \times 1,56 - 0,1711 = 0,354$$

$$\mu_{bu} = 0,056 < \mu_{lu} = 0,354$$

Danc: $A' = 0$ \Rightarrow (pas d' Armatur comprimé)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,031}) = 0,57$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,27(1 - 0,4 \times 0,034) = 0,20$$

$$Z = 20 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0,056 < 0,186 \text{ donc } \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ MPa}$$

➤ **Section d'armature tendue**

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{7,07 \times 10^{-3}}{347,8 \times 0,27} = 0,678$$

Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{20 \times 30}{1000}, 0,23 \times 20 \times 27 \times \frac{2,1}{400} \right\} = 0,65 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,6 \text{ cm}^2 \leq A_{\min} = 0,65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié.}$$

D'après la vérification on on prendre $A_s = A_{\min} = 0,65 \text{ cm}^2$

On choisit : 3T10 soit $2,36 \text{ cm}^2$

III.3.5.5. Armatures transversales

Valeur de l'effort tranchant : $V_u = T = 21,76 \text{ KN}$

Valeur de la contrainte tangentielle : τ_u

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{21,76 \times 10}{20 \times 27} = 0,40 \text{ Mpa}$$

Valeur limite de la contrainte tangentielle : $\overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \min\{0,10 f_{c28}, 4 \text{ Mpa}\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

• **Vérification**

$$\tau_u = 0,40 \leq \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

D'après le "BAEL91 modifié 99" le diamètre des armatures transversales est de :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{20}, \phi_{t \min} \right\} = \min \left\{ \frac{300}{35}, \frac{300}{20}, 12 \text{ mm} \right\} = 8.57 \text{ mm}$$

On pred : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$A_t = \frac{\pi \cdot \phi_t^2}{4} = \frac{3.14 \times 0.8^2}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

$$A_t = m_t \cdot A_t = 4 \times 0.502 = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement des armatures transversales**

$$S_t \leq \min(0.9.d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 27; 40 \text{ cm}) = 24,3 \text{ cm}$$

Sur une longueur de 97,5 cm (0.25.L) on choisit un espacement de 10 cm dans la zone nodale.

L'espacement dans la zone courante est pris égal 15 cm

Valeur de τ_0 :

-Il n'ya pas reprise de bétonnage

-La fissuration est non préjudiciable

Donc : $\tau_0 = 0.3 \cdot f_{tj} \cdot k = 0.3 \times 2,1 \times 1 = 0.63 \text{ Mpa}$

➤ **Condition de non fragilité**

$$\rho_t = \frac{A_t}{b \cdot S_t} = \frac{2.01}{20 \times 10} = 0.01$$

$$\rho_{t \min} = \frac{1}{f_e} \cdot \max \left\{ \frac{\tau_0}{2}, 0.4 \text{ Mpa} \right\} = \frac{1}{400} \cdot \max \left\{ \frac{0.63}{2}, 0.4 \text{ Mpa} \right\} = 0.001$$

• $\rho_t \geq \rho_{t \min} \dots\dots\dots CV$

III.3.5.6. Vérification à E.L.S

1. Sur appuis

$$M_a = 8.10 \text{ kn.m}$$

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2$$

➤ **Position de l'axe neutre**

$$y = \frac{15 \cdot (A_s + A')}{b} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{b \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A')}{7.5 \cdot (A_s + A')}} - 1 \right) = \frac{15 \times 2,36}{20} \times \left(\sqrt{1 + \frac{20 \times (27 \times 2,36)}{7.5 \times 2,36}} - 1 \right) = 13,35 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \cdot [A_s \cdot (d - y)^2 + A' \cdot (d' - y)^2] \Rightarrow I = \frac{20 \times 13.35^3}{3} + 15 \times 439.72 = 22457.619 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_a}{I} = \frac{8.10 \times 10^3}{22457,619} = 0,36 \text{ Mpa/cm}$$

➤ **Calcul des contraintes**

- Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_b' = K.y = 0,36 \times 13,35 = 4,806 \text{ Mpa}$$

- Contrainte dans les armatures tendues

$$\sigma_a = n.k.(d - y) = 15 \times 0,36 \times (27 - 13,35) = 73,71 \text{ Mpa}$$

➤ **Vérifications**

-Etat limite de compression du béton

$$\sigma_b' = 4.806 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(C.V)$$

-Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peut nuisible donc aucune vérification à faire.

3) En travée

$$M_t = 4,05 \text{ kn.m} \quad A_s = 2,36 \text{ cm}^2$$

➤ **Position de l'axe neutre**

$$y = \frac{15.(A_s + A')}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b.(d.A_s + d'.A')}{7.5.(A_s + A')}} - 1 \right) = \frac{15 \times 2,36}{20} \times \left(\sqrt{1 + \frac{20 \times (27 \times 2,36)}{7,5 \times 2,36}} - 1 \right) = 13,35 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15. [A_s.(d - y)^2 + A'.(y - d')^2] \Rightarrow I = \frac{20 \times 13,35^3}{3} + 15 \times 439,72 = 22457,619 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t}{I} = \frac{4,05 \times 10^3}{22457,619} = 0,18 \text{ MPa/cm}$$

➤ **Calcul des contraintes**

Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_b' = K.y = 0,18 \times 13,35 = 2,403 \text{ Mpa}$$

Contrainte dans les armatures tendues

➤ **Vérifications** $\sigma_a = n.k.(d - y) = 15 \times 0,18 \times (27 - 13,35) = 36,855 \text{ Mpa}$

-Etat limite de compression du béton

$$\sigma_b' = 2.403 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(C.V)$$

-Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peut nuisible donc aucune vérification à faire.

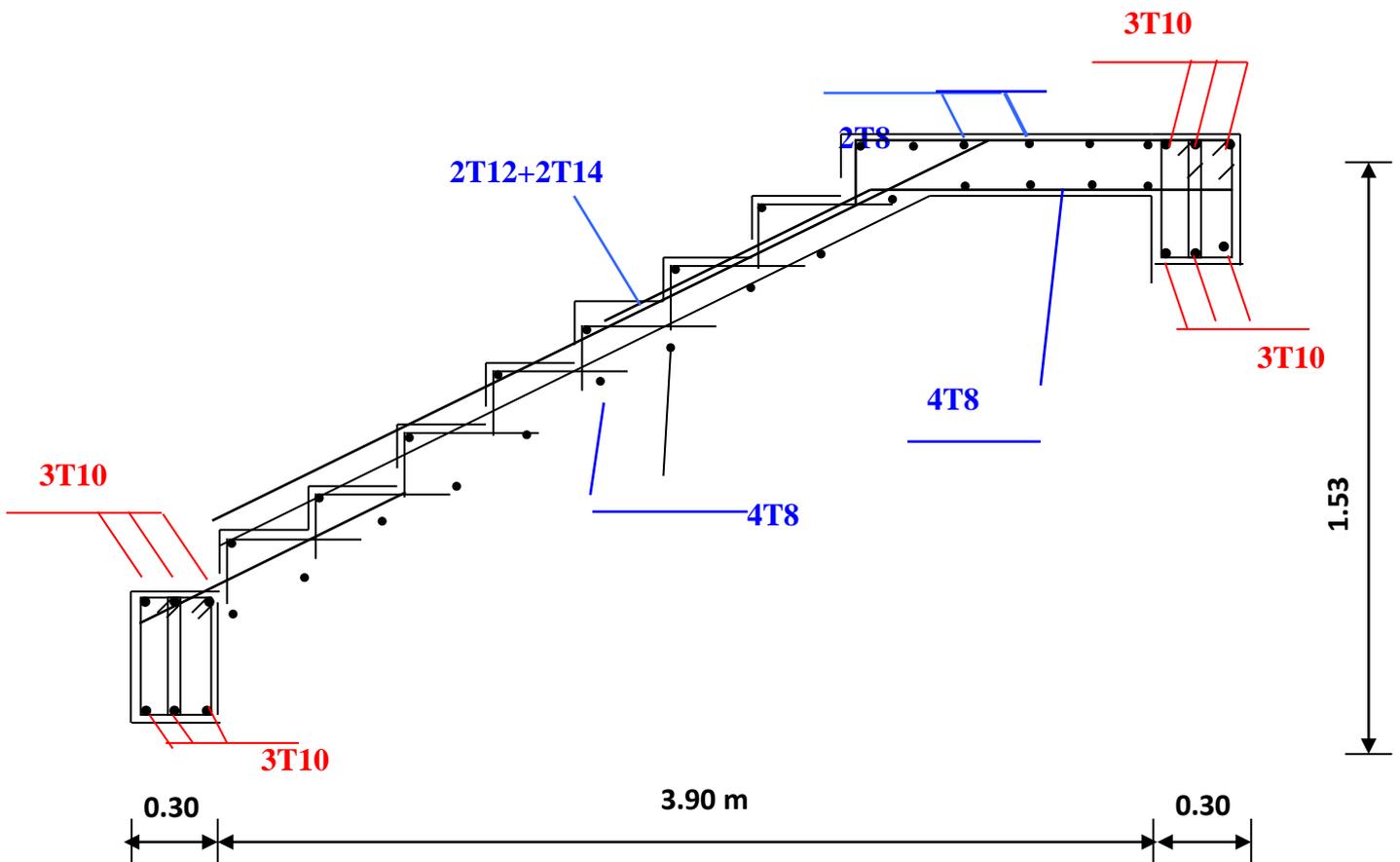


Figure. III.16 : Schéma de ferrailage des escaliers.

III .4. Balcon

III.4.1. Définition

Le balcon est un élément décoratif dans les constructions à usage d'habitation, ainsi il donne une belle image à la construction. Il est constitué d'une dalle pleine ancrée dans les poutres longitudinales. Il travaille en flexion simple, sous l'effet des sollicitations du 1^{er} genre. Dans notre projet, on a deux types de balcons :

1^{ere} type: encastré sur deux (2) cotés

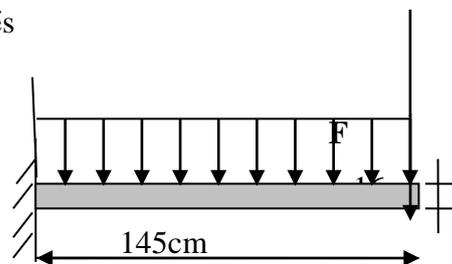


Figure.III.17 : Schéma statique du balcon

III.4.2. Rapport d'élanement

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{145}{380} = 0,38 < 0,4 \text{ Donc la dalle travaille dans un seul sens.}$$

III.4.3. Dimensionnement

Panneau isolé simple : $\frac{L_x}{m} \leq h \leq \frac{L_x}{m}$ avec $m=25 \div 35$

$$\frac{145}{35} \leq h \leq \frac{145}{25} \Rightarrow 4,14 \leq h \leq 5,8 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques on prend : $h = 16 \text{ cm}$

III.4.4. Evaluation et combinaison des charges**❖ Le chargement sur le balcon :**

❖ Poids propre de la dalle (e = 12 cm)	❖ $0,12 \times 25 = 3,00 \text{ KN} / \text{m}^2$
❖ Mortier de pose (e = 2 cm)	❖ $0,02 \times 20 = 0,4 \text{ KN} / \text{m}^2$
❖ Carrelage (e = 2 cm)	❖ $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN} / \text{m}^2$
❖ Enduit de ciment (e = 2 cm)	❖ $0,02 \times 20 = 0,40 \text{ KN} / \text{m}^2$
❖ Lit de sable	❖ $0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN} / \text{m}^2$
	❖ $G_1 = 4.6 \text{ KN/m}^2$

❖ **$G_1 = 4,60 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$**

Poids propre du mur

❖ Brique creuse de 10cm d'épaisseur	❖ $(0.1 \times 1) \times 9 = 0.9 \text{ KN/ml}$
❖ Enduit en ciment d'épaisseur de (2cm)	❖ $(0.02 \times 1) \times 18 \times 2 = 0.72 \text{ KN/m}$
	❖ $G_2 = \sum = 1.62 \text{ KN/ml}$

$G_2 = 1.62 \text{ KN/m}^2$ $Q_m = 1 \text{ KN/m}^2$

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

❖ Sollicitation des efforts:

À l'E.L.U :

$$q_{u1} = 1.35 \cdot G_1 + 1.5 \cdot Q_1 = 11.46 \text{ kN/ml}$$

$$P_{u1} = 1.35 \cdot G_2 \cdot L = 2.1 \text{ kN/ml}$$

À l'E.L.S :

$$q_{s1} = G_1 + Q_1 = 8.1 \text{ kN/ml}$$

$$P_{s2} = G_2 \cdot L = 1.62 \text{ kN/m}$$

$$M_0 = Q_m \cdot h_{gc} = 1 \text{ KN.M}$$

Calcul des efforts dans le balcon :**➤ Moment fléchissant :**

$$M_U = \left(\frac{q_{u1} \cdot L^2}{2} + 1,35 G_2 \cdot L + 1,5 M_0 \right) = \left(11,46 \times \frac{(1,0)^2}{2} + 2,19 + 1,5 \right) = 9,42 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \left(q_s \frac{L^2}{2} + G_2 \cdot L + M_0 \right) = \left(8,1 \times \frac{(1)^2}{2} + 1,62 + 1 \right) = 6,67 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T_U = q_{U1} \times L + 1,35 \times G_2$$

$$T_U = 11,46 \times 1 + 1,35 \times 1,62$$

$$T_U = 13,65 \text{ KN}$$

Tableau. III. : les efforts internes à l'ELU et à l'ELS

	Q _U (KN/M ²)	M _{MAX} (KN.M)	V _{MAX} (KN)
ELU	11,46	9,42	13,65
ELS	8,10	6,67	10,53

III.4.3. Le Ferrailage

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

Le calcul Pour une bande de **1 ml**

$$b=100 \text{ cmh}=16 \quad d=14 \quad c=2 \text{ cm}$$

$$M_u = 9,42 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot (d) \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{9,42 \times 10^{-3}}{1 \cdot (0,14)^2 \cdot 14,16} = 0,03$$

$$\mu_{bu} = 0,03 < 0,186$$

Pivot ∴ A ∴

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{9,42}{6,67} = 1,41$$

$$\mu_{lu} = 0,3367\gamma - 0,1711$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \times 1,41 - 0,1711 = 0,30$$

$$\mu_{bu} = 0,03 < \mu_{lu} = 0,30$$

Donc A' = 0 les acier comprimés n' pas nécessaire

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,03}) = 0,04$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,14(1 - 0,4 \times 0,04) = 0,14 \text{ m}$$

$$\mathbf{Z = 14cm}$$

$$\mu_{bu} = 0,03 < 0,186\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ MPa}$$

➤ **Section d'armature tendue**

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{9,42 \times 10^{-3}}{347,8 \times 0,14} = 1,90 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{100 \times 12}{1000}, 0,23 \times 100 \times 10 \times \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \quad A_s = 1,90 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

On choisit : **A = 4T12 = 4,52 cm²**

➤ **Espacement**

$$St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 12; 33) = 33 \text{ cm}$$

On prend St=30 cm

➤ **Section d'armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On choisit **4T8=2,01cm²**

Espacement

$$St \leq \text{Min}(4h, 45\text{cm}) = \min(4 \times 16; 45) = 45\text{cm}$$

On prend St=30cm

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = T_u = 13,65 \text{ KN}$$

➤ **Valeur de la contrainte tangentielle (τ_u)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{13,65 \times 10^{-3}}{1 \times 0,14} = 0,10 \text{ MPa}$$

➤ **Valeur limite de la contrainte tangentielle**

La fissuration est préjudiciable

$$\bar{\tau}_u \leq \min\{0,1 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(cv)}$$

➤ **Armature d'effort tranchant**

- Le bétonnage est sans reprise

$$V_u \leq 0.07 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad h = 16\text{cm}$$

Donc aucune armature d'âme à prévoir.

E.L.S:

➤ **Moment de service :**

$$M_s = 6,67 \text{ KN.m}$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$D = 15 \cdot \frac{A}{b} = \frac{15 \cdot 4.52}{100} = 0.678\text{cm}$$

$$E = 2D \cdot d = 2 \cdot 13,5 \cdot 0.678 = 18.3\text{cm}^2.$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 3.65 \text{ cm.}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b \cdot y_1^3 + 15 \cdot A (d - y_1)^2 = 8199.02\text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = 0,08\text{Mpa/cm}$$

• **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0.3\text{Mpa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15\text{Mpa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

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

Fissuration préjudiciable

$$\sigma_s = 15 \cdot k (d - y_1) = 11.82\text{Mpa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 150\eta \right] = 240\text{Mpa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables

• **Schéma du ferrailage :**

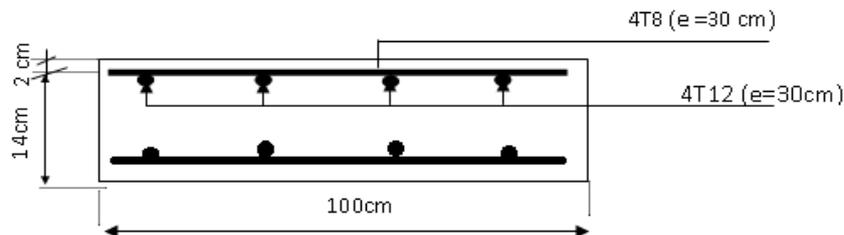


Figure.III.18 : ferrailage du balcon.

IV.1. INTRODUCTION

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celle qui a le plus d'effets de structures dans les zones urbanisées.

Peut-on prévoir un tremblement de terre ? Il semble qu'on ne puisse encore apporter qu'une réponse fragmentaire à travers la convergence d'un certain nombre d'observations plus ou moins empiriques. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude c'est que plus nous nous éloignons du dernier tremblement de terre ; plus nous sommes proches du suivant. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismique consiste à formuler des critères à la fois économique justifier et techniquement cohérent.

IV.2. ÉTUDE DYNAMIQUE

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.3. Généralité sur le logiciel SAP2000 :

Parmi les logiciels utilisés, le plus vu est le logiciel « SAP » dont les différentes modifications et rectifications nous ont donné la version SAP2000 ce dernier a acquis une renommée des plus respectueuses dans l'ensemble des bureaux d'étude et organisme de control le SAP2000 est basé dans l'analyse des structures par l'élément finis.

Le SAP2000 offre autres performances indispensables telles que la bonne précision, une vitesse d'exécution appréciable ainsi qu'une capacité de calcul bénéfique dans les deux types d'analyse statique et dynamique, linéaire et non linéaire, plane et tridimensionnel.

Dans le cas probable ou l'ingénieur ignore les principes de la méthode des éléments finis (MEF) il pourrait utiliser les programmes de calcul et de savoir les règlements en vigueur, néanmoins il est quelque fois délicat pour un débutant d'interpréter les résultats

donnés par l'ordinateur et une bonne précaution doit être apportée dans l'appréciation de ces différents résultats.

C'est pourquoi il est préférable que tout ingénieur en génie civil sache les fondements et les bases de la « MEF » afin de juger et d'apprécier les aptitudes, les capacités ainsi que les limites du logiciel SAP2000.

IV.4. ÉTUDE SISMIQUE

IV.4.1. INTRODUCTION

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel *SAP2000* qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basés sur le principe de la superposition modale.

IV.4.2. MODÉLISATION MATHÉMATIQUE

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

IV.4.3. CARACTÉRISTIQUE DYNAMIQUES PROPRES

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec $[M]$: Matrice de masse de la structure.

$[K]$: Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{x}\}$: Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements relatifs.

L'analyse d'un système à plusieurs degré de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{x}\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M])\{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M])\{A\} = \{0\}, \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues "A_i". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω sa nulle c'est à dire :

$$\Delta_{\omega} = |[K.] - \omega^2 [M]| = 0, \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci dessus est appelée "**Equation caractéristique**".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω²).

Les (n) solutions (ω₁²; ω₂²;; ω_n²) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond a ω₁ et il est appelé mode fondamental (ω₁ < ω₂ < ... < ω_n)

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre {A_i} ou forme modale (modale Shape).

IV.4.4. MODÉLISATION DE LA RIGIDITÉ

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre (frame) a deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- * Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- * Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément coque (Schelle) à quatre nœuds (rectangulaire).

- Les planchers ne sont pas modéliser, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan (donc indéformable).
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

IV.4.5. MODÉLISATION DE LA MASSE

✚ Pour la masse des planchers ; nous avons concentré en chaque nœud d'un panneau de dalle le $(1/4)$ de la masse de ce panneau. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.

✚ La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.

✚ La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été concentrée aux niveaux des nœuds qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

✚ La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher).

✚ La masse de chaque balcon a été concentrée au niveau des deux nœuds de la poutre servant d'appui au balcon.

IV.5. Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) (1) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.5.1. La méthode modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas ou la méthode statique équivalente n'est pas permise.

a) Principe :

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

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égales 90%.
 - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.
 - Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{Et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus de sol et T_K la période du mode K.

Analyse modale spectrale :**➤ Utilisation des spectres de réponse :**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogrammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

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

✚ Représentation graphique du spectre de réponse Sa/g



Figure IV.1. Spectre de réponse

Avec :

g : accélération de la pesanteur,

A : coefficient d'accélération de zone,

η : facteur de correction d'amortissement,

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement,

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,

Q : Facteur de qualité.

✚ Estimation de la période fondamentale de la structure (T) : (1)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

- Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$\mathbf{T=\min} \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

$C_T = 0,05$ (Contreventement assuré par des voiles en béton armé)

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

$\Rightarrow 25.5\text{m}$

D : est la dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considéré

$$\begin{cases} \Rightarrow D_x = 27,60\text{m}, \\ \Rightarrow D_y = 18.25\text{m} \end{cases}$$

Selon x-x :

$$\mathbf{T_X=\min} \begin{cases} T_x = 0,09 \times \frac{25,5}{\sqrt{27,60}} = 0,44 \text{ sec} \\ T = 0,05 \times (25,5)^{3/4} = 0,66 \text{ sec} \end{cases}$$

-sens (x-x) : $T_x = \min(0.44, 0.66) = 0.44 \text{ sec.}$

Selon y-y :

$$\mathbf{T_Y=\min} \begin{cases} T_y = 0,09 \times \frac{25,5}{\sqrt{18,25}} = 0,54 \text{ sec} \\ T = 0,05 \times (25,5)^{3/4} = 0,66 \text{ sec} \end{cases}$$

-sens (y-y) : $T_y = \min(0.54, 0.66) = 0.54 \text{ sec.}$

Donc on prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = 0,44 \text{ sec} \\ T_y = 0,54 \text{ sec} \end{array} \right.$$

IV.5.2. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{(ART 4.2.3)} \quad (1)$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

$$\left. \begin{array}{l} * \text{ groupe d'usage : } \mathbf{2} \\ * \text{ zone sismique : } \mathbf{III} \end{array} \right\} \longrightarrow \mathbf{A=0.25} \quad (1)$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

$$\longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} Dx = 2,5\eta \dots\dots\dots 0 < Tx < T2 \\ Dy = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{Ty} \right)^{2/3} \dots\dots T2 < Ty < 3,0 \text{ sec} \end{array} \right.$$

Sol meuble site3 (T1 =0.15 sec, T2 =0.50 sec)

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \dots\dots\dots (1)$$

ξ (%) : est Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages [tableau 4.2] (1)

Pour notre cas on prend $\xi = 7\%$

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} \geq 0,7 \longrightarrow \eta = 0,88$$

Alors :

$$\longrightarrow \begin{cases} Dx = 2,5\eta \dots 0 < T_x < T_2 \\ Dy = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} \dots T_2 < T_y < 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

Donc :

$$\longrightarrow \begin{cases} Dx = 2,5\eta = 2,5 \times 0,88 = 2,2 \\ Dy = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,5}{0,54}\right)^{2/3} = 2,09 \end{cases}$$

Coefficient de comportement :

Les valeurs du coefficient de comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement tableau (4.3) (Art 4.2.3 RPA 99/version 2003.), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Pour le cas de notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé (R=4).

➤ **Q : facteur de qualité**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité de contrôle de la construction

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad (2)$$

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

Sa valeur est donné par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003).

Tableau IV.1. Facteur de qualité

Critère q	observée (o/n)	Pq // xx	observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les sites de contreventement	Non	0.05	non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05	non	0.05
Régularité en plan	Oui	00	oui	00
Régularité en élévation	Oui	00	oui	00
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	non	0.05
Contrôle de la qualité matériaux	Non	0.1	non	0.1

$$Q//xx = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1) = 1.25$$

$$Q//yy = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1) = 1.25$$

Danc: Q= 1,25

➤ **W : poids de la structure :**

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

W_i Étant donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (1)$$

Avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher "i";

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau « i »;

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau « i »;

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés). (Tableau 4.5) (1)

On calcule les coefficients C_x, C_y qui sont obtenus par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} C_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \quad \text{Suivant l'axe X.} \\ C_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \quad \text{Suivant l'axe Y.} \end{array} \right.$$

Sachant que :

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_x = C_x \times W \\ V_y = C_y \times W \end{array} \right.$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} C_x = \frac{0,25 \times 2,2 \times 1,25}{4} = 0,171 \quad \text{Suivant l'axe X.} \\ C_y = \frac{0,25 \times 2,09 \times 1,25}{4} = 0,163 \quad \text{Suivant l'axe Y.} \end{array} \right.$$

L'effort tranchant :

:

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = 0,171 \times W \\ V_y = 0,163 \times W \end{array} \right.$$

✚ Résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des premières vérifications préconisée 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 combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport :

$$\text{Le rapport } \frac{0,8V}{V_t}.$$

IV .5.3. Interprétation des résultats de l'analyse sismique:

a). Modèle initial :

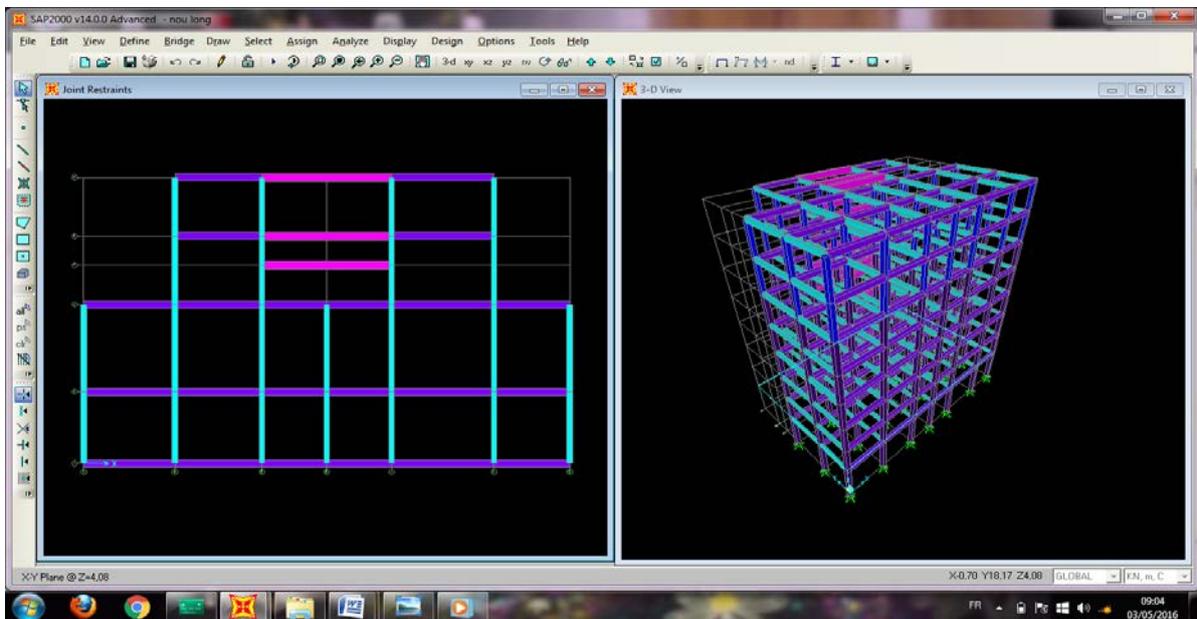


Figure IV.2 : Modèle initial.

✚ Caractéristiques dynamiques propres du modèle initial

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau.

Tableau. IV.2 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial

mode	Période (sec)	UX (mm)	UY (mm)	UZ (mm)	$\sum UX$	$\sum UY$	$\sum UZ$
1	1,241356	0,00021	0,55080	0,00000	00,021	55,080	0,4820
2	1,080739	0,54355	0,00297	0,00000	54,376	55,377	0,7760
3	1,042043	0,04522	0,01907	0,00000	58,898	57,284	0,1250
4	0,414044	0,00014	0,17787	0,00000	58,913	75,071	0,1810
5	0,377317	0,19149	0,00094	0,00000	78,062	75,166	0,3090
6	0,359576	0,00786	0,00984	0,00000	78,848	76,149	0,4160
7	0,315485	0,00506	0,00000	0,00000	79,354	76,149	0,4430
8	0,298914	0,00095	0,01018	0,00000	79,449	77,167	0,6690
9	0,274781	0,01572	0,09969	0,00000	81,021	87,136	0,7530
10	0,270419	0,02631	0,05325	0,00000	83,652	92,461	0,1210
11	0,257131	0,07062	0,00007	0,00000	90,714	92,469	0,1350

On constate que le modèle présente :

Une période fondamentale : $T=1,24\text{sec}$.

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 11^{ème} mode,

- Le 1^{er} mode est mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est mode de translation parallèlement à X-X
- Le 3^{ème} mode est mode de torsion.

D'après le fichier des résultats de sap 2000 on a :

A.1. Vérification

✚ la période :

Comparons maintenant les périodes obtenues par le SAP 2000 et celles calculées par les formules empiriques.

$$T_{x(RPA99)} = 1,3 \times 0,44 = 0,57 \text{ sec} > T_{x(SAP2000)} = 1,24 \text{ sec} \quad (C.N.V)$$

$$T_{y(RPA99)} = 1,3 \times 0,54 = 0,70 \text{ sec} > T_{y(SAP2000)} = 1,24 \text{ sec} \quad (C.N.V)$$

✚ la force sismique :

$$\text{D'après le fichier des résultats du SAP2000 on a : } \begin{cases} F_1 = V_t^x = 5168,92 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 6108,07 \text{ KN} \end{cases}$$

On a : $w=70885,38 \longrightarrow \begin{cases} V_x = 0,171 \times 70885,38 = 12121,4KN \\ V_y = 0,163 \times 70885,38 = 11554,32KN \end{cases}$

$V_{XSAP} = 5168,92KN \leq 0,8.V_{XRPA} = 0,8(12121,4) = 9697,12KN \dots\dots\dots C..V$
 $V_{YSAP} = 6108,07KN \leq 0,8.V_{YRPA} = 0,8(11554,32) = 9243,46KN \dots\dots\dots C..V$

Le rapport $\left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,88 \right.$ Le rapport $\left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,51 \right.$

Donc tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) seront multipliés par les rapports utilisés dans la vérification dans les deux sens .

A.2.Vérification des déplacements latéraux inter étages :

L'une des vérifications préconisée par le RPA99 version 2003, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon RPA99 version 2003 l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad et \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta} \quad (1)$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01he \quad (1)$

Où : he : représente la hauteur de l'étage.

Avec : $\begin{cases} \delta_K^x = R.\delta_{eK}^x & et & \delta_K^y = R.\delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x & et & \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{cases} \quad (1)$

Δ_K^x : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y).

➤ **Déplacements inter étages du modèle initial :**

Tableau IV.3 : Vérification des déplacements inter étages du modèle initial.

Niveaux	$\delta_{ex}(mm)$	$\delta_{ey}(mm)$	$R*\delta_{ex}$	$R*\delta_{ey}$	Δ_{ex}	Δ_{ey}	0,01h	Observation
8 ^{ème}	289,81	351,88	1159,24	1407,52	14,16	256,24	30,6	non vérifier
7 ^{ème}	286,27	287,82	1145,08	1151,28	214,32	539,76	30,6	non vérifier
6 ^{ème}	232,69	152,88	930,76	611,52	528,76	50,44	30,6	non vérifier
5 ^{ème}	100,50	140,27	402	561,08	40,16	180,56	30,6	non vérifier
4 ^{ème}	90,46	95,13	361,84	380,52	98,92	158,48	30,6	non vérifier
3 ^{ème}	65,73	55,51	262,92	222,04	34,84	0,2	30,6	non vérifier
2 ^{ème}	57,02	55,46	228,08	221,84	204,56	209,76	30,6	non vérifier
1 ^{ème}	5,88	3,02	23,52	12,08	23,52	12,08	40,8	Vérifier

b). Modèle 1

➤ **Caractéristiques dynamiques propres :**

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau.

Tableau. IV.4. Périodes et facteurs de participation massique du modèle 1.

Mode	Période	UX	UY	UZ	$\sum UX$	$\sum UY$	$\sum UZ$
1	0,792965	0,00073	0,81626	0,00001	00,073	81,626	0,00001
2	0,784310	0,80192	0,00046	0,00000	80,265	81,672	0,00000
3	0,771170	0,00315	0,00085	0,00001	80,580	81,757	0,00001
4	0,619024	0,00361	0,04354	0,00000	80,940	86,111	0,00001
5	0,601456	0,00105	0,00006	0,00002	81,045	86,118	0,00004
6	0,540293	0,05045	0,00804	0,00000	86,090	86,922	0,00004
7	0,488716	0,00121	0,02226	0,00000	86,210	89,147	0,00005
8	0,387883	0,02118	0,00082	0,00002	88,329	89,229	0,00008
9	0,378636	0,00000	0,00418	0,00000	88,329	89,647	0,00009
10	0,374719	0,00328	0,01073	0,00004	98,656	90,721	0,00009

On constate que le modèle présente :

Une période fondamentale : $T=0,79$ sec.

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10^{ème} mode,

- Le 1^{er} mode est mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 2^{ème} mode est mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 3^{ème} mode est mode de torsion.

b.1. Vérification

✚ la période :

Comparons maintenant les périodes obtenues par le SAP 2000 et celles calculées par les formules empiriques.

$$T_{x(RPA99)} = 1,3 \times 0,44 = 0,57 \text{ sec} > T_{x(SAP2000)} = 0,79 \text{ sec} \quad (C.N.V)$$

$$T_{y(RPA99)} = 1,3 \times 0,54 = 0,70 \text{ sec} > T_{y(SAP2000)} = 0,79 \text{ sec} \quad (C.N.V)$$

✚ la force sismique :

D'après le fichier des résultats du **SAP2000** on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 9076,82 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 9128,92 \text{ KN} \end{cases}$$

On a : $w=70885,38$ \longrightarrow $\begin{cases} V_x = 0,171 \times 70885,38 = 12121,4 \text{ KN} \\ V_y = 0,163 \times 70885,38 = 11554,32 \text{ KN} \end{cases}$

$$V_{XSAP} = 9076,82 \text{ KN} \leq 0,8.V_{XRPA} = 0,8(12121,4) = 9697,12 \text{ KN} \dots\dots\dots C..V$$

$$V_{YSAP} = 9128,92 \text{ KN} \leq 0,8.V_{YRPA} = 0,8(11554,32) = 9243,46 \text{ KN} \dots\dots\dots C..V$$

Le rapport $\left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,06 \right.$ Le rapport $\left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,01 \right.$

✚ Déplacements inter étages du modèle 1:

Tableau IV.5: Vérification des déplacements inter étages du modèle1.

Niv	$\delta_{ex}(mm)$	$\delta_{ey}(mm)$	$R*\delta_{ex}$	$R*\delta_{ey}$	Δ_{ex}	Δ_{ey}	$0,01h$	observation
8 ^{ème}	46,06	68,72	184,24	274,90	17,45	13,37	30,6	<i>vérifier</i>
7 ^{ème}	41,69	65,38	166,79	261,53	19,03	18,57	30,6	<i>vérifier</i>
6 ^{ème}	36,94	60,74	147,76	242,96	20,44	24,1	30,6	<i>vérifier</i>
5 ^{ème}	31,83	54,71	127,32	218,86	21,12	27,59	30,6	<i>vérifier</i>
4 ^{ème}	26,55	47,81	106,20	191,27	21,62	31,58	30,6	<i>Non vérifier</i>
3 ^{ème}	21,14	39,92	84,58	159,69	21,47	34,83	30,6	<i>Non vérifier</i>
2 ^{ème}	15,77	31,21	63,11	124,86	20,09	35,18	30,6	<i>Non vérifier</i>
1 ^{ème}	10,75	22,42	43,02	89,68	18,82	35,22	40,8	<i>vérifier</i>

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure on rajoutant des voiles .

Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure qui assure un bon comportement sismique.

Les voiles de contreventement seront disposés de manière symétrique. Donc dans ce qui suit il faut déterminer, le nombre de voiles nécessaires a rajouter ainsi que leurs positions.

C) Modèle final :

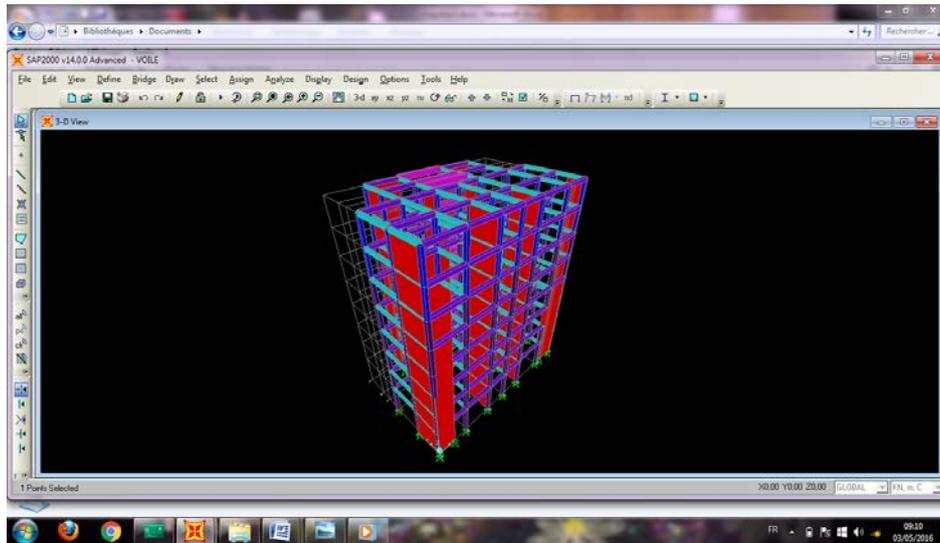


Figure IV.3: Modèle final.

Tableau. IV.6. Périodes et facteurs de participation massique du modèle final

Mode	période	UX	UY	UZ	$\sum UX$	$\sum UY$	$\sum UZ$
1	0,569811	0,71396	0,03503	0,00000	71,396	35,030	0,00000
2	0,554761	0,10374	0,57537	0,00004	81,771	61,040	0,00004
3	0,541850	0,00079	0,00819	0,00000	81,850	61,860	0,00005
4	0,534547	0,06425	0,11397	0,00005	88,275	73,257	0,00011
5	0,520020	0,00000	0,00096	0,00000	88,275	73,353	0,00011
6	0,512065	0,04456	0,00006	0,00000	92,731	73,359	0,00011
7	0,490847	0,00019	0,00318	0,00000	92,750	73,677	0,00011
8	0,471347	0,00007	0,02413	0,00001	92,758	76,090	0,00013
9	0,460488	0,00449	0,01435	0,00000	93,207	77,525	0,00013
10	0,378857	0,00405	0,00013	0,00000	93,612	77,539	0,00013
11	0,368374	0,01106	0,00004	0,00005	94,718	77,543	0,00018
12	0,342658	0,00032	0,05652	0,00000	94,750	83,195	0,00019
13	0,322730	0,01006	0,00065	0,00007	95,017	89,433	0,00020
14	0,304532	0,00020	0,04576	0,00000	97,632	91,153	0,00022

On constate que le modèle présente :

Une période fondamentale : $T=0,56\text{sec}$.

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 14^{ème} mode,

- Le 1^{er} mode est mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 2^{ème} mode est mode de translation parallèlement à Y-Y
- Le 3^{ème} mode est mode de torsion.

✚ Vérification:

Comparons maintenant les périodes obtenues par le SAP 2000 et celles calculées par les formules empiriques.

$$T_{x(RPA99)} = 1,3 \times 0,44 = 0,57 \text{ sec} > T_{x(SAP2000)} = 0,56 \text{ sec} \quad (C.V)$$

$$T_{y(RPA99)} = 1,3 \times 0,54 = 0,70 \text{ sec} > T_{y(SAP2000)} = 0,55 \text{ sec} \quad (C.V)$$

✚ la force sismique :

D'après le fichier des résultats du **SAP2000** on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 6016,98 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 7827,60 \text{ KN} \end{cases}$$

On a : $w=61754,50 \longrightarrow$

$$\begin{cases} V_x = 0,171 \times 61754,50 = 10560,02 \text{ KN} \\ V_y = 0,163 \times 61754,50 = 10065,98 \text{ KN} \end{cases}$$

$$V_{XSAP} = 6016,98 \text{ KN} \leq 0,8.V_{XRPA} = 0,8(10560,02) = 8448,02 \text{ KN} \dots\dots\dots C.V$$

$$V_{YSAP} = 7827,60 \text{ KN} \leq 0,8.V_{YRPA} = 0,8(10065,98) = 8052,78 \text{ KN} \dots\dots\dots C.V$$

Le rapport $\left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,40 \right.$ Le rapport $\left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,03 \right.$

✚ Déplacements inter étages du modèle final.

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements inter étages du modèle final.

Niv	$\delta_{ex}(mm)$	$\delta_{ey}(mm)$	$R*\delta_{ex}$	$R*\delta_{ey}$	Δ_{ex}	Δ_{ey}	0,01h	observation
8 ^{ème}	22,06	20,02	88,24	80,08	18,16	19,60	30,6	<i>vérifier</i>
7 ^{ème}	17,52	15,12	70,08	60,48	16,20	10,92	30,6	<i>Vérifier</i>
6 ^{ème}	13,47	12,39	53,88	49,56	2,44	2,76	30,6	<i>Vérifier</i>
5 ^{ème}	12,86	11,70	51,44	46,80	4,20	10,48	30,6	<i>Vérifier</i>
4 ^{ème}	11,81	9,58	47,24	36,32	0,16	3,80	30,6	<i>Vérifier</i>
3 ^{ème}	11,77	8,13	47,08	32,52	11,52	4,36	30,6	<i>Vérifier</i>
2 ^{ème}	8,89	6,04	35,56	24,16	0,92	16,96	30,6	<i>Vérifier</i>
1 ^{ème}	8,66	1,80	34,64	7,20	34,64	7,20	40,8	<i>Vérifier</i>

IV.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre) :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

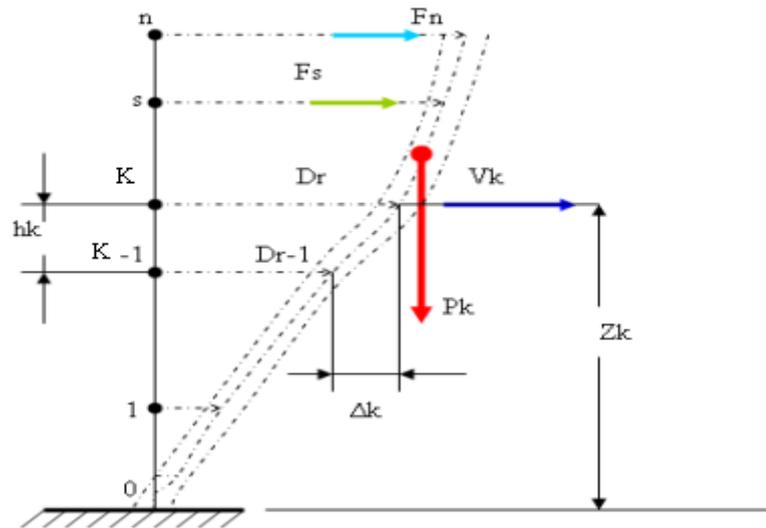


Figure IV.4. Evaluation des effets du second ordre.

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1 \quad (1)$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau

K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{déjà calculé.}$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.8: Calcul de l'effort tranchant.

Niveaux	H (mm)	F _x (kN)	F _y (kN)
---------	--------	---------------------	---------------------

RDC	4080	1559,91	1940,66
1^{er}	3060	1232,48	1775,61
2^{ème}	3060	1232,48	1775,61
3^{ème}	3060	1232,48	1775,61
4^{ème}	3060	1232,48	1775,61
5^{ème}	3060	1232,48	1775,61
6^{ème}	3060	1232,48	1775,61
7^{ème}	3060	1442,64	1907,59

Tableau IV.9 : Vérification l'effet p- Δ inter étages du modèle final.

Niveaux	P(KN)	Vx (KN)	Vy (KN)	Δ_{ex} (mm)	Δ_{ey} (mm)	H(mm)	Θ_x	Θ_y	Observation
8 ^{ème}	3052,032	33239,15	4776,25	18,16	19,6	3060	0,028	0,002	vérifier
7 ^{ème}	2562,84	8152,85	3243,53	16,2	10,92	3060	0,002	0,003	vérifier
6 ^{ème}	2562,84	1925,82	1863,81	2,44	2,76	3060	0,012	0,015	vérifier
5 ^{ème}	2562,84	10599,8	12362,09	4,2	10,48	3060	0,059	0,017	vérifier
4 ^{ème}	2562,84	49929,77	1215,37	0,16	3,8	3060	0,069	0,020	vérifier
3 ^{ème}	2562,84	23661,75	7573,65	11,52	8,36	3060	0,080	0,058	vérifier
2 ^{ème}	2562,84	13152,72	6179,93	0,92	16,96	3060	0,043	0,064	vérifier
1 ^{ère}	2562,84	20252,70	14432,96	34,64	7,2	4080	0,071	0,058	vérifier

IV.7. Conclusion :

Les étapes de vérification suivie pour définir le modèle finale étaient de:

Déterminer les modes propres de telle sorte que 1er et 2ème translation, le 3ème torsion pour avoir plus de sécurité.

La vérification de l'effort tranchant a la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base ($=0.8 \cdot VMSE$), avec l'implication de

ce obtenu par l'analyse dynamique qui est ajustée par rapport à la valeur obtenue par le calcul statique équivalent si inférieur.

Vérifié les déplacements inter-étage qui a pour but rigidité latérale imposé par **RPA99V2003**.
Vérifié l'effet $P-\Delta$ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2ème ordre.

Vérifié les pourcentages donné par le **RPA99version2003** pour justifier le choix de coefficient de comportement.

Ces critères sont vérifiés au fur et à mesure qu'on charge le modèle, donc on adopte cette disposition des voiles concernant le contreventement de la structure

V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91** et le **RPA99 version 2003**.

V.2. Hypothèses :

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications :

La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferraillage pour les poteaux du même niveau) ;

Les poutres seront ferraillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque niveau.

La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique.

V.3. Section minimales et maximales :

Selon **RPA 99 ver 2003** Les pourcentages minimaux et maximaux pour chaque type d'élément sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Sections minimales et maximales

Élément	Section minimale	Section maximale	
		Zone courante	Zone de recouvrement
Poteaux	0.9%	3.0%	6,0%
Poutres	0.5%	4.0%	6,0%
Voiles	0.2%	/	/

V.3.1. Diamètre des barres :

Pour les voiles le diamètre des barres utilisées ne doit pas dépasser le dixième de l'épaisseur des voiles (2), ce qui nous donne un diamètre maximal de 20mm.

D'après **RPA 99 ver 2003** Le diamètre minimal des barres longitudinales est de 12mm pour les poteaux et les poutres et de 10mm pour les voiles .

V.4. Ferraillage des poteaux:**V.4.1. Introduction:**

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M,N) qui est due à

l'excentricité de l'effort normal (N) par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- ✚ Section entièrement tendue *SET*.
- ✚ Section entièrement comprimée *SEC*.
- ✚ Section partiellement comprimée *SPC*.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (*E.L.U*) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

a. Situation durable:

- **Béton:** $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25MPa$; $\sigma_{bc} = 14,17MPa$
- **Acier:** $\gamma_s = 1,15$; Nuance *FeE400* ; $\sigma_s = 348MPa$

b. Situation accidentelle:

- **Béton:** $\gamma_b = 1,15$; $f_{c28} = 25MPa$; $\sigma_{bc} = 18,48MPa$
- **Acier:** $\gamma_s = 1,00$; Nuance *FeE400* ; $\sigma_s = 400MPa$

Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

Selon BAEL 91 :

ELU: Situation durable : $1,35G + 1,5Q$

ELS: Situation durable : $G + Q$

a. Selon RPA 99 : Situation accidentelle :

- ✚ $G + Q + E$
- ✚ $0,8G \pm E$

Avec:

G: Charges permanentes.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

1- N^{max} , M^{corr}

2- M^{max} , N^{corr}

V.4.2. RECOMMANDATION SELON RPA99 VERSION 2003

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par:

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 3\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de 50 \emptyset en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

Ferraillage avec le logiciel SOCOTEC :

Le logiciel « SOCOTEC » est utilisé pour le ferraillage des sections soumises à la flexion composée.

Les poteaux vont être calculés en flexion composée, en ne considérant que le plus grand Moment des deux moments orthogonaux agissant simultanément sur la section transversale du poteau

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

1- Effort normal maximal et le moment correspondant ($N_{\max}, M_{\text{corr}}$).

2- Le moment maximum et l'effort correspondant ($M_{\max}, N_{\text{corr}}$).

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

Les résultats des efforts et ferraillage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

➤ Situation durable

Combinaison 1,35G+1,5Q :

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 4,08 = 2,86 \text{ m}$$

L_f : longueur de flambement, cette grandeur est en fonction de la longueur libre de la pièce.

Calcul de l'excentricité :

$$\text{➤ Excentricité du 1}^{\text{er}} \text{ ordre : } e_1 = \frac{M}{N} = \frac{47,97 \times 10^2}{2167} = 2,21 \text{ cm}$$

➤ **Excentricité additionnelle :** $e_a = \max\left(\frac{L}{250}; 2cm\right) = \max\left(\frac{3.06}{250}; 2cm\right) = 2cm$

➤ **Excentricité du 2^{ème} ordre :** $e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\theta) \rightarrow \alpha = 0.2 \text{ et } \theta = 2$

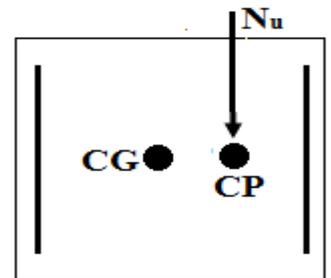
$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 2.39^2 \times 10^4}{10^4 \times 40} (2 + 0,2 \times 2) = 1.88cm$

➤ **Excentricité totale :** $e_t = e_1 + e_2 + e_a = 6.09cm$

Selon BAEL 91 Modifié 99 P274

$C=C' = \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm}$

$e_t < \frac{h}{2} - c \Rightarrow 6.09 < \frac{40}{2} - 4 = 16cm \dots \dots \dots CV$



Alors : Le centre de poussé situé a l'intérieur des nappes d'armatures.

\Rightarrow Il faut vérifier la condition suivante :

$$\underbrace{N_u \cdot (d - c')}_I < \underbrace{(0,337 - 0,81 \cdot \frac{c'}{h}) \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}_{II} \qquad M_1 = N_u \cdot e$$

$e = (e_t + \frac{h}{2} - c)$

$M_1 = 2167 \times \left(5.72 + \frac{40}{2} - 4\right) \times 10^{-2} = 470.67 KN.m$

➤ 1) $\Rightarrow 2167 \times (27 - 4) \times 10^{-2} - 470.67 = 27.74 KN.m$

➤ 2) $\Rightarrow \underbrace{(0,337 - 0,81 \cdot \frac{4}{40}) \cdot 40 \cdot 40^2 \cdot 14,17 \times 0,001}_{II} = 232,16$

$\underbrace{27.74 KN.m}_I < \underbrace{232,16 KN.m}_{II} \dots \dots \dots CV$

Alors : La section est partiellement comprimée (S.P.C)

Pour le poteau (35×35) la Section est entièrement comprimée SEC.

➤ **Remarque :**

Tout problème en flexion composée lorsque la section est partiellement comprimée, se ramène à un calcul de flexion simple..

En prenant comme moment fictif : $A'I, AI$

Pour le ferraillage du poteau, on utilise les armatures symétriques ($A = A'$)

Dans le cas suivant :

Changement du sens de moment, et on trouve dans ce cas les zone qui sont soumises au tremblement de terre (dangereux)

Les armatures symétriques $\Rightarrow (A = A')$

$$C = 3\text{cmd} = 27\text{cm} \quad e = 5.72\text{ cm} \quad M_1 = 470.60\text{KN.m}$$

➤ Calcul le coefficient μ_{bu}

$$\mu_{bu} = \frac{M_{1U}}{b.d^2.f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{470.60 \times 10^{-3}}{0.40 \times (0.27)^2 \times 14.17} = 1.139$$

$$\mu_{bu} = 1.139$$

Donc $A' = 0$

$$A_1 + A_2 = \max\left(\frac{N_u \times \gamma_s}{2 \times f_e}; B \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_1 = \max A_2 \left(\frac{2167 \times 1.15 \times 10}{2 \times 400}; 40 \times \frac{2.1}{400} \right) = 31.15 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité

$$A_1 \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b.h}{1000}; 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{40 \times 40}{1000}; 0.23 \times 40 \times 27 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{\min} = 1.30\text{cm}^2$$

$$A_s = 31.15\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.30\text{cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

Vérification d'après le (R.P.A.91) :

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 3\% \quad (\text{Zone III})$$

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 6\%$$

$$A_{\min} = 0,9\% . 40 . 40 = 14,4 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 31.15\text{cm}^2 > A_{\min} = 14.4\text{cm}^2$$

Donc en prend $A_s = A_{\min} = 31.15\text{cm}^2$

Combinaison 1,35G+1,5Q :A- N^{max} , M^{corr} **Tableau. V.2 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{max} , M^{corr})**

Niveau	Section	N^{max} (KN)	M^{cor} (KN.m)	Sollicitation	As' (cm ²)	As (cm ²)	As^{min} (cm ²)
RDC	40	2167	8,97	S.P.C	0	31,15	14.4
1, 2, 3, 4 et 5 ^{eme}	40	1112,3	30,07	S.P.C	0	15,99	14.4
6 et 7 ^{eme}	35	894	47,73	S.E.C	0	0	11.025

b- M^{max} , N^{corr} **Tableau. V.3 : Ferrailages des poteaux situation durable (M^{max} , N^{corr})**

Niveau	Section	N^{cor} (KN)	M^{max} (KN.m)	Sollicitation	As' (cm ²)	As (cm ²)	As^{min} (cm ²)
RDC	40	1027,02	68,93	S.E.C	0	0	14.4
1, 2, 3, 4 et 5 ^{eme}	40	1043,23	82,14	S.E.C	0	0	14.4
6 et 7 ^{eme}	35	511,56	158,01	S.P.C	0	2,27	11.025

➤ **Situation accidentelle:**

- **Combinaison : G+Q±E**

A- N^{max} , M^{corr} **Tableau V.4. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max} , M^{corr})**

Niveau	Section	N^{max} (KN)	M^{cor} (KN.m)	Sollicitation	As' (cm ²)	As (cm ²)	As^{min} (cm ²)
RDC	40	16,65	4,42	S.E.C	0	0	14.4
1.2, 3, 4 et 5 ^{eme}	40	33,49	27,57	S.E.C	0	0	14.4
6 et 7 ^{eme}	35	45,74	33,75	S.P.C	0	0,66	11.025

b- (M^{max} , N^{corr}) :**Tableau. V.5. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{max} , N^{corr})**

Niveau	Section	N^{cor} (KN)	M^{max} (KN.m)	Sollicitation	As' (cm ²)	As (cm ²)	As^{min} (cm ²)
RDC	40	13,25	30,17	S.E.C	0	0	14.4
1.2, 3, 4 et 5 ^{eme}	40	10,51	59,66	S.E.C	0	0	14.4
6 et 7 ^{eme}	35	14,14	298,61	S.P.C	0	4,29	11.025

➤ Combinaison : 0,8G±E

a-(N^{max}, M^{corr}) :

Tableau V.6. Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

Niveau	Section	N ^{max} (KN)	M ^{cor} (KN.m)	Sollicitation	As' (cm ²)	As (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
RDC	40 x 40	34,53	35,62	S.E.T	1,92	0,49	14.4
1,2,3,4 et 5 ^{eme}	40 x 40	16,97	59,58	S.E.T	0,92	0,24	14.4
6 et 7 ^{eme}	35 x 35	7,51	71,32	S.P.C	0	0,11	11.025

b- (M^{max}, N^{corr}) :

Tableau. V.7. Ferraillages des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

Niveau	Section	N ^{cor} (KN)	M ^{max} (KN.m)	Sollicitation	As' (cm ²)	As (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
RDC	40 x 40	19,9	24,94	S.E.C	0	0	14.4
1.2,3,4 et 5 ^{eme}	40 x 40	34,53	70,13	S.E.C	0	0	14.4
6 et 7 ^{eme}	35 x 35	31,47	188,61	S.P.C	0	2,71	11.025

Choix des armatures :

Niveaux	Sections (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R) cm ²	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	40X40	31,64	14,4	48	96	4T16+8T14	20,36
1.2.3.4 et 5 ^{eme}	40X40	16,23	14,4	48	96	4T16+8T14	20,36
6 et 7 ^{eme}	35X35	10,04	11,025	36,75	73,5	4T14+8T12	15,21

V.4.3. Vérification à l'état limite de service « E.L.S » :

La vérification s'effectue selon les règles de « BAEL91 » suivant la méthode indiquée :

Flexion composée avec compression, justification à l'état limite de service.

- Béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

- Acier :

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration

préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{nf_{ij}})\right)$

- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s$

Avec :

$\eta=1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=201,63MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- **Combinaison : G+Q**

a- (N^{max}, M^{corr})

Tableau .V.8. Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés

Niveau	Section	Mser (KN.m)	Nser (KN)	Sollicitation	σ_s (MPA)	σ_s^- (MPA)	σ_{bc} (MPA)	σ_{bc}^- (MPA)	vérification
RDC	40x40	4,5	1059,3	S.E.C	35	201,63	2,4	15	Vérifier
1,2,3,4et5 ^{eme}	40x40	7,28	688	S.E.C	35,2	201,63	2,5	15	Vérifier
6 et7 ^{eme}	35x35	12,43	149,20	S.P.C	30,5	201,63	2,2	15	Vérifier

b- (M^{max}, N^{corr})

Tableau .V.9. Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés

Niveau	Section	Mser (KN.m)	Nser (KN)	Sollicitation	σ_s (MPA)	σ_s^- (MPA)	σ_{bc} (MPA)	σ_{bc}^- (MPA)	vérification
RDC	40x40	43,17	688	S, E, C	58	201,63	4	15	Vérifier
1,2,3,4et5 ^{eme}	40x40	70,5	75,39	S, E, C	70,4	201,63	5	15	Vérifier
6 et7 ^{eme}	35x35	113,87	493,3	S.P.C	54,5	201,63	4,2	15	Vérifier

V.4.4. Vérification de l'effort tranchant :

a-Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{poteau carrée (ART A.5.1.1) (3)}$$

$$\tau_u = \frac{1,4T_u}{\phi d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{poteau circulaire}$$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

* Selon le CBA 93 :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

* Selon le RPA 99 version 2003 : (1)

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \dots\dots\dots \text{si l'élanement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \dots\dots\dots \text{si l'élanement } \lambda < 5$$

Avec :

λ : L'élanement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau .V.10. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés

Niveau	Section	Tu (KN)	τ_u (MPa)	Λ	ρ_d	τ_u -RPA (MPa)	τ_u -BAEL (MPa)	vérification
RDC	40X40	19,38	0,13	2,20	0,04	1	2,5	vérifiée
01	40X40	20,50	0,14	1,58	0,04	1	2,5	vérifiée
02	40X40	23,14	0,16	1,58	0,04	1	2,5	vérifiée
03	40X40	24,87	0,17	1,58	0,04	1	2,5	vérifiée
04	40X40	28,47	0,20	1,58	0,04	1	2,5	vérifiée
05	40X40	34,71	0,24	1,58	0,04	1	2,5	vérifiée
06	35X35	55,58	0,50	1,81	0,04	1	2,5	vérifiée
07	35X35	78,68	0,83	1,81	0,04	1	2,5	vérifiée

V.4.5. Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

* Selon **BAEL91 modifié 99** :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 31,5 \text{ cm} \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) = 1,14 \text{ cm} \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) ; \frac{A_t}{S_t} \geq 0,05 \text{ cm} \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

* Selon le RPA99 version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10 \text{ cm}$ Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l \right)$ Zone courante (zone III).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau. ($L_f=L/2$ poteau bi encastré).

Pour les armatures transversales $f_e=400MPa$ (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\} \Rightarrow \phi_t = \min \left\{ \frac{400}{35}; \frac{400}{10}; 14 \right\} \leq 11,43mm$$

On prend $\phi_t = 10mm$

$$A_t = 4\phi_{10} = 3,14cm^2$$

Calcul L'espacement des armatures transversales:

$$S_t \leq \min \{0,9.d; 40cm\} = \min \{0,9 \times 27; 40cm\} = 24,3cm$$

On prend $S_t = 20cm$

Vérification d'après le (R.P.A.91)

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min(10\phi_l; 15cm) = 14cm \Rightarrow S_t = 10cm$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\phi_l = 20cm \Rightarrow S_t = 15cm$$

Tableau .V.11. Espacements maximales selon RPA99

Niveau	Section	Barres	Φl (mm)	St (mm)	
				Z. N	Z. C
RDC	40x40	4T16+8T14	16	10	15
1, 2, 3,4 et 5 ^{eme}	40x40	4T16+8T14	16	10	15
6 et 7 ^{eme}	35x35	4T14+8T12	14	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau. V.12 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

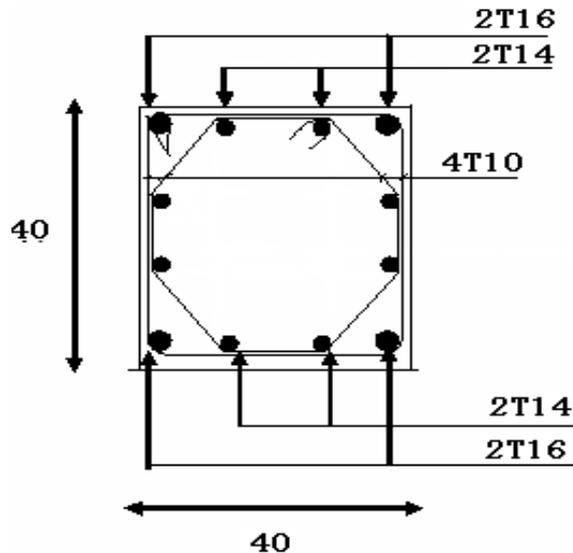
Niveau	Section (cm ²)	L _r (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	40X 40	2,541	6,35	2,5	19,38	N	10	0,30	4T10	3,14
						C	15	0,44	4T10	3,14
1 ^{er}	40 X 40	1,827	4,57	3,75	20,50	N	10	0,62	4T10	3,14
						C	15	0,94	4T10	3,14
2 ^{ème}	40 X 40	1,827	4,57	3,75	23,14	N	10	0,71	4T10	3,14
						C	15	1,06	4T10	3,14
3 ^{ème}	40 X 40	1,827	4,57	3,75	24,87	N	10	0,76	4T10	3,14
						C	15	1,14	4T10	3,14
4 ^{ème}	40 X 40	1,827	4,57	3,75	28,47	N	10	0,87	4T10	3,14
						C	15	1,31	4T10	3,14
5 ^{ème}	40 X 40	1,827	4,57	3,75	34,71	N	10	1,06	4T10	3,14
						C	15	1,59	4T10	3,14
6 ^{ème}	35 X 35	1,827	5,22	2,5	55,58	N	10	1,13	4T10	3,14
						C	15	1,70	4T10	3,14
7 ^{ème}	35 X 35	1,827	5,22	2,5	78,68	N	10	1,61	4T10	3,14
						C	15	2,41	4T10	3,14

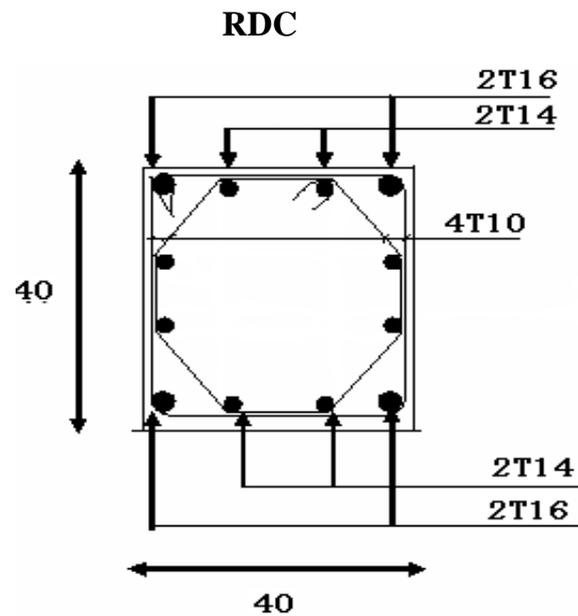
V.4.6. Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_{r.} = 50\phi_l$ en zone III.

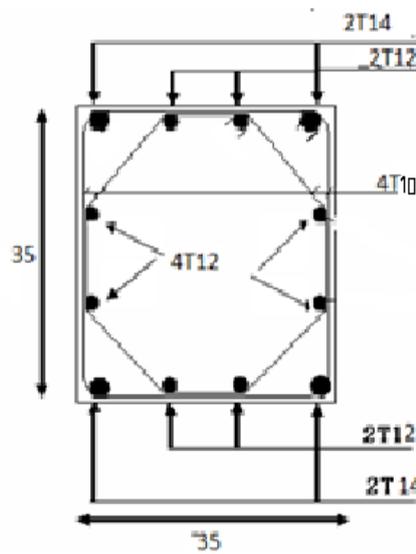
Pour :

- Ø=20mm.....L_r=100cm
- Ø=16mm.....L_r=80cm
- Ø=14mm.....L_r=70cm
- Ø=12mm.....L_r=60cm





1, 2, 3,4 et 5^{eme} étage



6 et 7^{eme} étage

Figure V.1. Ferraillage des poteaux

V.5. Ferraillage des Poutres :

V.5 .1.Introduction:

Les poutres sont des éléments de chaînages horizontaux, soumises à des moments fléchissant et des efforts tranchants. Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple selon le B.A.E.L 91 tout en respectant les règles du règlement R.P.A 99 (1).

Pour le ferraillage on utilise la combinaison : $1,35 G + 1,5 Q$

Et la vérification se fait avec la combinaison : $G + Q$

Recommandation du RPA99 version 2003 (I) :

- 1_ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre
 - 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 50ϕ en zone III.
- 4_ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.5 .2. Calcul du ferraillage des poutres transversales :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

1- Sens porteur :

a. Situation durable :

En travée :

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

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

$$c = 3 \text{ cm}$$

$$M_U = 45.28 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$d = h - 3 = 45 - 3 = 42 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{45.28 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.42)^2 \times 14.16} = 0.060$$

$$\mu_{bu} = 0.060 < 0.187$$

Pivot 

$$\mu_{lu} = 0.3367\gamma - 0.1711$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{SER}} = \frac{52.95}{37.52} = 1.41$$

$$\mu_{lu} = 0.3367 \times 1.41 - 0.1711 = 0.30$$

$$\mu_{bu} = 0.091 < \mu_{lu} = 0.30$$

Donc $A' = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.060}) = 0.075$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.42(1 - 0.4 \times 0.075) = 0.407m$$

$$Z = 40,7cm$$

$$\mu_{bu} = 0.091 < 0.187 \quad \varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ MPa}$$

• Combinaison 1.35G+1.5Q

Tableau .V.13. Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)

Niveau	Section	Position	M ^{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} Z.C	A _s ^{max} Z.C
RDC	30 x 45	Travée	45,28	3,17	0	6,75	54	81
		Appui	72,82	5,11	0	6,75		
1, 2, 3,4 et 5 ^{ème}	30 x 45	Travée	53,30	3,74	0	6,75	54	81
		Appui	93,45	6,55	0	6,75		
6 et 7 ^{ème}	30 x 45	Travée	73,21	5,13	0	6,75	54	81
		Appui	193,62	13,58	0	6,75		

a. Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau .V.14 : Ferrailage des poutres principales (30X45). (Situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC	30X45	Travée	61,12	4,29	0	6,75
		Appui	123,03	8,63	0	6,75
1.2.3.4. et 5 ^{ème}	30X45	Travée	47,49	3,33	0	6,75
		Appui	100,5	7,05	0	6,75
6 et 7 ^{ème}	30X45	Travée	53,06	3,72	0	6,75
		Appui	92,20	6,46	0	6,75

2. Sens non porteur :

2.1. Poutres secondaires (25X40) :

a. Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau .V.15 : Ferraillage des poutres secondaires (situation durable)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	25X40	Travée	22,27	1,56	0	5	2,26
		Appui	41,64	2,92	0	5	3,08
1.2.3.4. et 5 ^{eme}	25X40	Travée	33,98	2,38	0	5	3,08
		Appui	54,41	3,81	0	5	4,02
6 et 7 ^{eme}	25X40	Travée	45,17	3,17	0	5	4,02
		Appui	80,62	5,65	0	5	6,16

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau .V.16: Ferraillage des poutres secondaires (25X40). (Situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC	25X40	Travée	29,17	2,04	0	5
		Appui	59,69	4,18	0	5
1.2.3.4. et 5 ^{eme}	25X40	Travée	82,77	5,80	0	5
		Appui	98,89	6,93	0	5
6 et 7 ^{eme}	25X40	Travée	48,68	3,41	0	5
		Appui	85,73	6,01	0	5

V.5.3. Choix des armatures :

Remarque :

Plusieurs choix sur le ferraillage ont été faite, de telles manières à vérifier toutes les conditions

A fin de satisfaire la vérification à L'ELS nous avons été obligé d'augmenter la section d'armature en appuis.

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

Sens porteur

➤ **Section d'armature tendue**

$$A_s = \frac{M_U}{\sigma_s \times Z} = \frac{52.95 \times 10}{347.8 \times 0.36} = 4.23 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{30 \times 40}{1000}, 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{\min} = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

Calcul des contraintes admissibles

➤ **Dans le béton**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Dans l'acier fissuration préjudiciable**

$$\overline{\sigma}_{ser} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e; 150\eta \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 150 \times 1.6 \right\} = 240 \text{ MPa}$$

Vérification des armatures RPA99 VERSION 2003

• **zone courante :**

$$A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h = 40 \text{ cm}^2 > 2T14 = 3.08 \text{ cm} \dots\dots\dots CV$$

• **zone de recouvrement.**

$$A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h = 60 \text{ cm}^2 > 3T14 = 4.62 \text{ cm} \dots\dots\dots CV$$

• **Condition de non fragilité selon**

$$A_{\max} = 0.5\% \cdot b \cdot h = 6.75 \text{ cm}^2 > 3T14 = 4.62 \text{ cm} \dots\dots\dots CV$$

Les armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_t \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{450}{35}; \frac{300}{10}; 14 \right)$$

$$\Phi_t \leq \min(11.42 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 14 \text{ mm})$$

$$\Phi_t \leq 11.42mm$$

On prend $\Phi_t = 8mm$

➤ **Espacement :**

➤

$$St \leq \min\{0,9.d;40cm\} = \min\{0,9 \times 37;40cm\} = 33,3cm$$

➤ **Vérification d'après le (R.P.A.91)**

- Zone nodale : $St \leq \min\left\{\frac{h}{4};12\phi;30cm\right\}$

$$St \leq \min\{10cm;16.8cm;30cm\}$$

$$St \leq 10cm$$

On prend $S_t = 8 cm$

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \Rightarrow S_t = 20cm$

A. Poutres principales (30X45) :

Tableau .V.17 : Choix des armatures pour les poutres principales (30X45).

Niveau	Section	Position	As ^{max} Z.C	As ^{max} Z.C	As ^{min} RPA	As ^{cal} (cm ²)	Choix	As ^{adp} (cm ²)
RDC	30 x 45	Travée	54	81	6.75	4,57	2T14+3T14	7,70
		Appui				6,85	3T16+2T16	10,06
1, 2, 3,4 et 5 ^{ème}	30 x 45	Travée	54	81	6.75	7,24	3T14+3T14	9,24
		Appui				10,04	3T16+3T16	12,07
6 et 7 ^{ème}	30 x 45	Travée	54	81	6.75	8,41	3T14+3T14	9,24
		Appui				11,5	3T16+3T16	12,07

2. Sens non porteur :

b. Poutres secondaires (25X40)

Tableau. V. 18 : Choix des armatures pour les poutres secondaires.

Niveau	Section	Position	As ^{max} Z.C	As ^{max} Z.R	As ^{min} RPA	As ^{cal} (cm ²)	Choix	As ^{adp} (cm ²)
RDC	25 x 40	Travée	40	60	5	3.55	3T12+2T12	5,66
		Appui				3.78	3T12+2T12	5,66
1, 2, 3, 4 et 5 ^{ème}	25 x 40	Travée	40	60	5	7,87	3T14+3T12	8,01
		Appui				8.44	3T14+3T14	9,24
6 et 7 ^{ème}	25 x 40	Travée	40	60	5	7,73	3T14+3T12	8,01
		Appui				8,95	3T14+3T14	9,24

V.5.4. Vérification dans les états limite de service (E.L.S) :**V.5.4.1. Vérifications nécessaires :****Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (1)$$

Avec : $f_{t28}=2,1MPa ; f_e=400Mpa$ **Tableau .V.19. Vérification de la condition de non fragilité**

Section (cm ²)	$A_{s(\min)}^{choisi}$ (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	Vérification
30x45	7,70	1,46	Vérifiée
25x40	5,66	1,14	Vérifiée

V.5.4.2. Vérification vis a vis de l'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, organigramme)., puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

- **Acier :**

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot ftj})\right)$

- Fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_s = 0,8 \cdot \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot ftj})\right)$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.ADans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 201,63MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

1. Sens porteur :

a. Combinaison G+Q

Tableau .V.20. Vérification des poutres principales

Niveau	Section	Position	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	vérification
RDC	30 x 45	Travée	23,48	1,47	15	46,96	201,63	Vérifiée
		Appui	52,19	3,26		104,38		
1,2,3,4 et 5 ^{ème}	30 x 45	Travée	23,32	1,46	15	46,64	201,63	Vérifiée
		Appui	63,25	3,95		126,5		
6 et 7 ^{ème}	30 x 45	Travée	48,17	3,01	15	96,34	201,63	Vérifiée
		Appui	65,93	4,12		131,86		

Tableau .V.21 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS.

Niveau	Section	Position	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	vérification
RDC	25 x 40	Travée	19,45	1,21	15	38,9	201,63	Vérifiée
		Appui	31,37	1,96		62,74		
1,2,3,4 et 5 ^{ème}	25 x 40	Travée	24,37	1,52	15	48,74	201,63	Vérifiée
		Appui	57,76	3,61		115,52		
6 et 7 ^{ème}	25 x 40	Travée	39,34	2,46	15	78,68	201,63	Vérifiée
		Appui	25,04	1,56		50,08		

V.5.5. Vérification de l'effort tranchant

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

Tableau .V.22: Vérification de la contrainte de cisaillement de la poutre principale.

Niveaux	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
RDC	114	0,84	2,5	OK
1.2.3.4. et 5 ^{eme}	112,66	0,83	2,5	OK
6 et 7 ^{eme}	110,15	0,81	2,5	OK

Tableau .V.23 : Vérification de la contrainte de cisaillement de la poutre secondaire (25X40)

Niveaux	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
RDC	40,58	0,40	2,5	OK
1.2.3.4. et 5 ^{eme}	76,4	0,76	2,5	OK
6 et 7 ^{eme}	97,27	0,97	2,5	OK

b. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 ($f_e=400\text{MPa}$).

- Selon le BAEL 91 modifié 99 (2):

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- Selon le RPA 99 version 2003 : (1)

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,00\text{cm}$$

On prend : $\phi_t=8\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .V.24. Calcul des armatures transversales

Sens	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC		
Porteur	112,27	0,83	36,45	11,25	22,5	10	20	1,8	4T8
Non porteur	71,42	0,71	28,35	10	20	8	15	1,35	4T8

V.5.6. Recouvrement des armatures longitudinales :

$$L_r = 50\phi \text{ (zone III).}$$

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- $\phi=20\text{mm} \dots\dots\dots L_r=100\text{cm}$
- $\phi=16\text{mm} \dots\dots\dots L_r=80\text{cm}$
- $\phi=14\text{mm} \dots\dots\dots L_r=70\text{cm}$
- $\phi=12\text{mm} \dots\dots\dots L_r=60\text{cm}$

V.5.. Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$ $\left\{ \begin{array}{l} \frac{L^{MAX}}{4} \end{array} \right.$ Appuis en travée de rive.

Armatures supérieures : $h' \geq \frac{L^{MAX}}{5}$ Appuis en travée intermédiaire.

Avec :

$$L = \max(L_{gauche}; L_{droite})$$

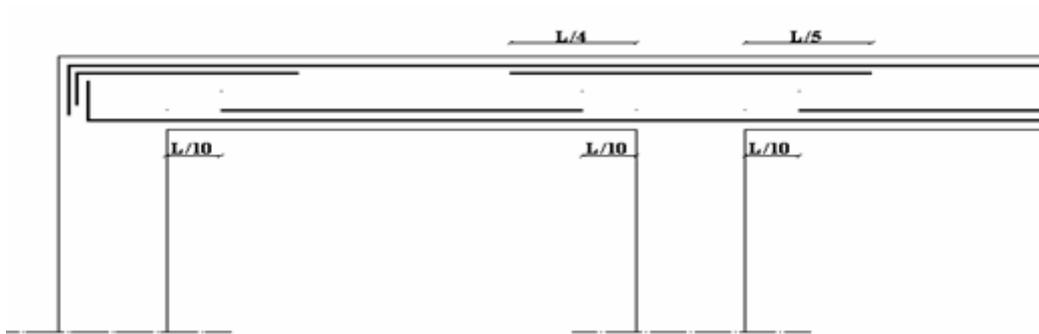


Figure 5.1. Arrêt des barres

V.5.8. Vérification de la flèche :

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

Tel que : Poutre porteuse : $\bar{f}_1 = \frac{L}{500} = 0,94cm$ ($L = 4,70m < 5m$)

Poutre secondaire : $\bar{f}_2 = \frac{L}{500} = 0,88cm$ ($L = 4,4m < 5m$)

Poutre palière : $\bar{f}_3 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,12cm$ ($L = 6,2 > 5m$)

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- Position de l'axe neutre « y_1 »:

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} ,$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau .V.24. Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

	M _{ser} Kn:m	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	Δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
Poutre Porteuse	46,06	6,62	22,81	0,0163	25,77	1,84	0,74	0,97	226198,9 1	89348,89	131679,24

Poutre non Porteuse	32,89	4,73	20,46	0,0140	25,75	2,14	0,86	1,04	130510,29	44506,86	68892,68
---------------------	-------	------	-------	--------	-------	------	------	------	-----------	----------	----------

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MP$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre porteuse):

$$f_{i1} = \frac{M_{ser}l^2}{10E_i I_{fi}} = 3,54mm \quad (L = 4,70m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v1} = \frac{M_{ser}l^2}{10E_v I_{fv}} = 7,14mm$$

$$\Delta f_{T1} = f_{v1} - f_{i1} = 3,6mm \langle \bar{f} = 9,4mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre non porteuse):

$$f_{i2} = \frac{M_{ser}l^2}{10E_i I_{fi}} = 4,45mm \quad (L = 4,40m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v2} = \frac{M_{ser}l^2}{10E_v I_{fv}} = 8,54mm$$

$$\Delta f_{T2} = f_{v2} - f_{i2} = 4,09mm \langle \bar{f} = 8,8mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v3} = \frac{M_{ser}l^2}{10E_v I_{fv}} = 3,53mm$$

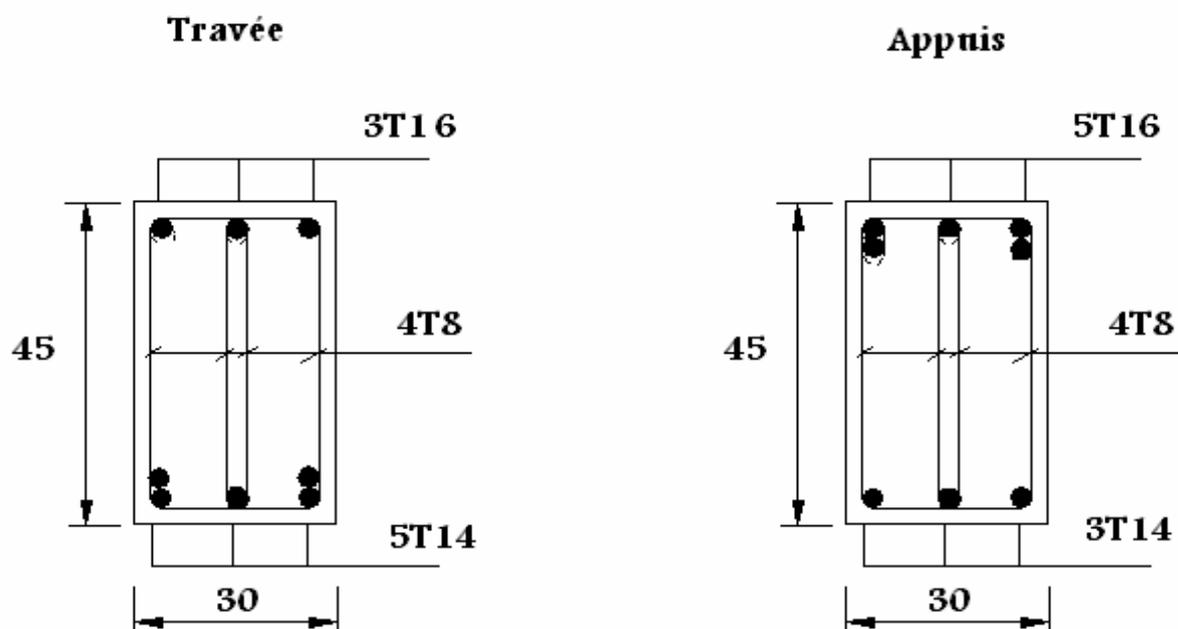
$$\Delta f_{T3} = f_{v3} - f_{i3} = 2,43mm \langle \bar{f} = 11,20mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Section	f_v (mm)	f_i (mm)	f (mm)	\bar{f} (mm)	Observation

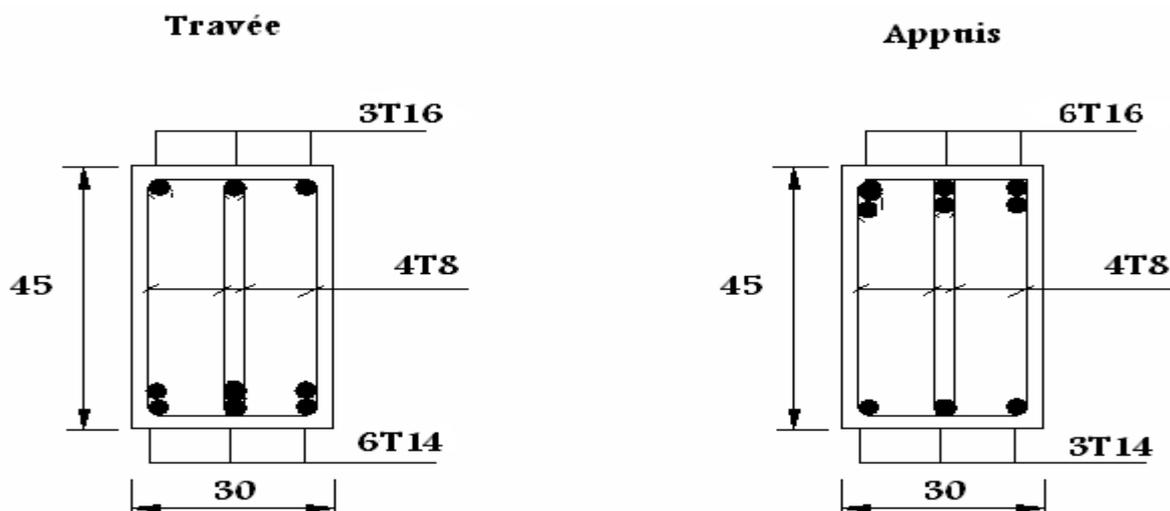
30x45	3,54	7,14	3,6	9,4	Vérifier
25x40	4,45	8,54	4,09	8,8	Vérifier

V.5.8. Vérification de la flèche.

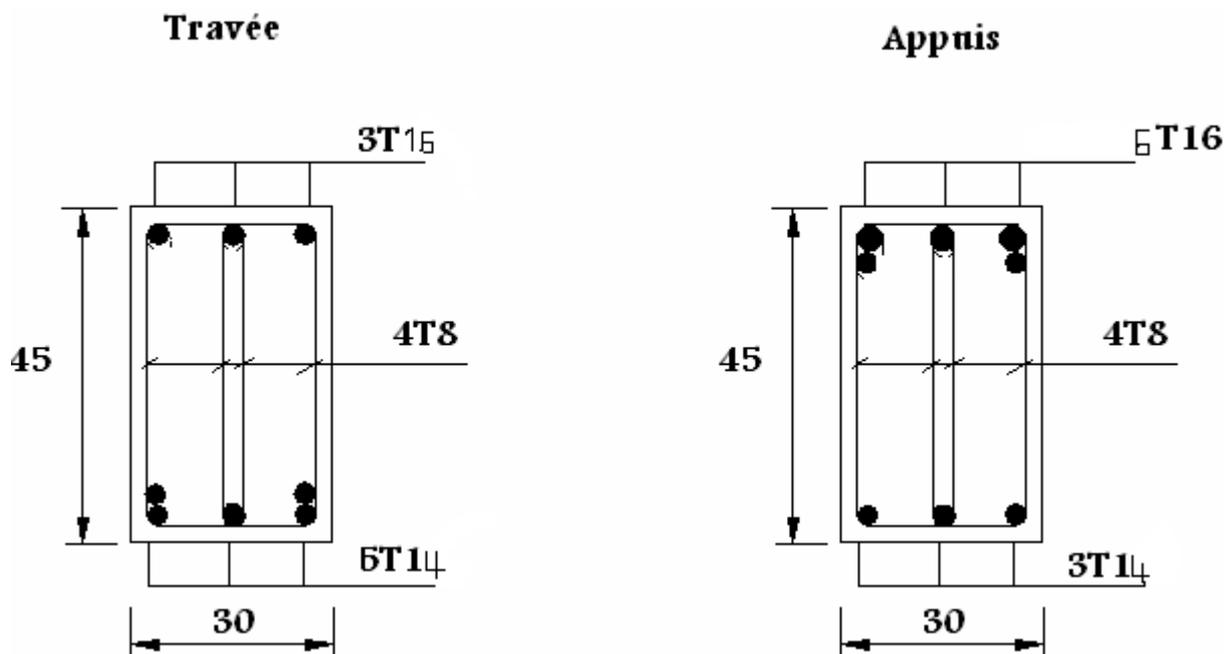
➤ Les poutres porteuses :



RDC

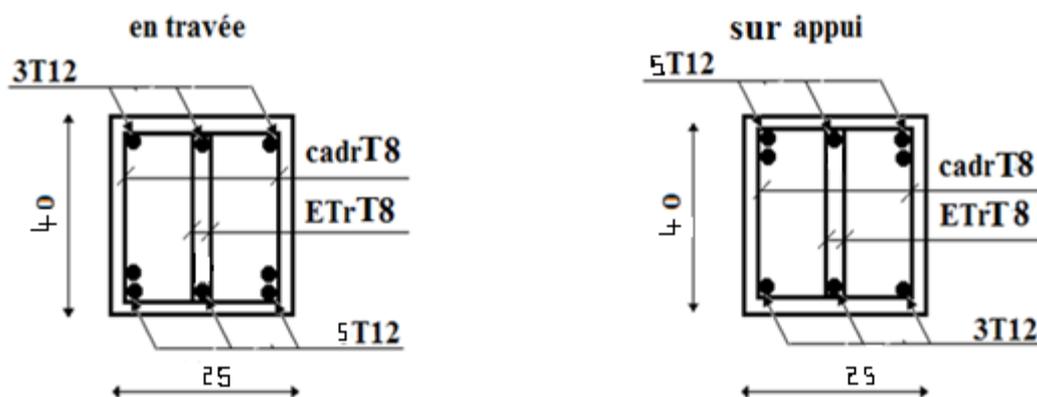


1,2, 3,4 et 5^{eme} étage

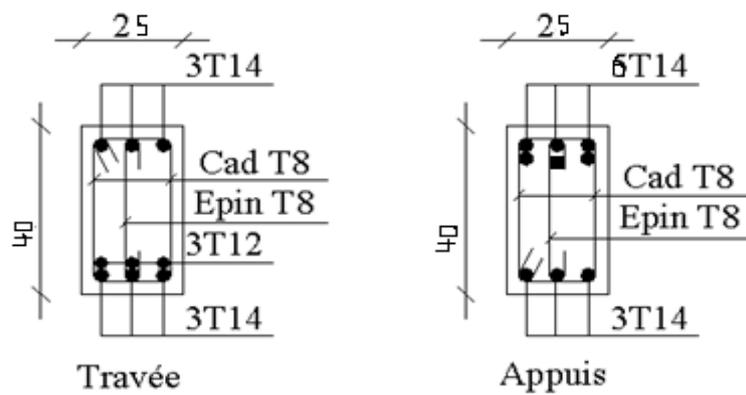


6 et 7^{eme} étages

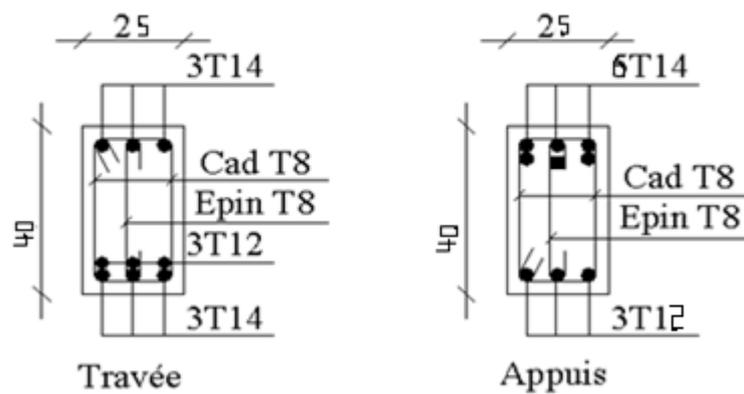
Figure V.2. Ferraillage des poutres porteuses



RDC



1, 2, 3, 4 et 5^{eme} étages



6 et 7^{eme} étages

Figure V.3. Ferrailage des poutres non porteuses

V.6. FERRAILLAGE DES VOILES

V.6.1. Généralités :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée. auxquels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non armé. et appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

V.6.2. Stabilité des constructions vis-à-vis les 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 portiques appelés contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

V.6.3. Rôle de contreventement :

Un voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes :

- Justification de la stabilité de forme (résistance au flambement).
- Résistance à l'effort tranchant.
- Résistance en flexion composée.

Dans ce qui suit, nous présentons deux méthodes de calcul des voiles : la première méthode dite méthode des contraintes (ou méthode simplifiée), elle suppose que le diagramme des contraintes dans la section du voile est linéaire et le calcul des sollicitations est basé sur ce diagramme.

La deuxième méthode est basée sur des recommandations réglementaires et expérimentales. Le voile est considéré comme un élément vertical sollicité en flexion composée, (Nu , Mu) et un effort tranchant Vu

Les différentes étapes de calcul et vérifications pour cette dernière méthode seront effectuées selon le code American ACI-318-02 (American Concrete Institute), toute en faisant référence aux recommandations des RPA 99 Ver. 2003 ainsi que l’Euro code 8.

V.6.4. Introduction au ferraillage des voiles :

Le modèle le plus simple d’un voile est celui d’une console parfaitement encastree à la base. Le voile est sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d’encastrement.

Le ferraillage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D’armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d’armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v)
- 2- D’armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d’importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d’équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d’organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l’âme horizontale et verticale ont le rôle d’assurer la résistance à l’effort tranchant.

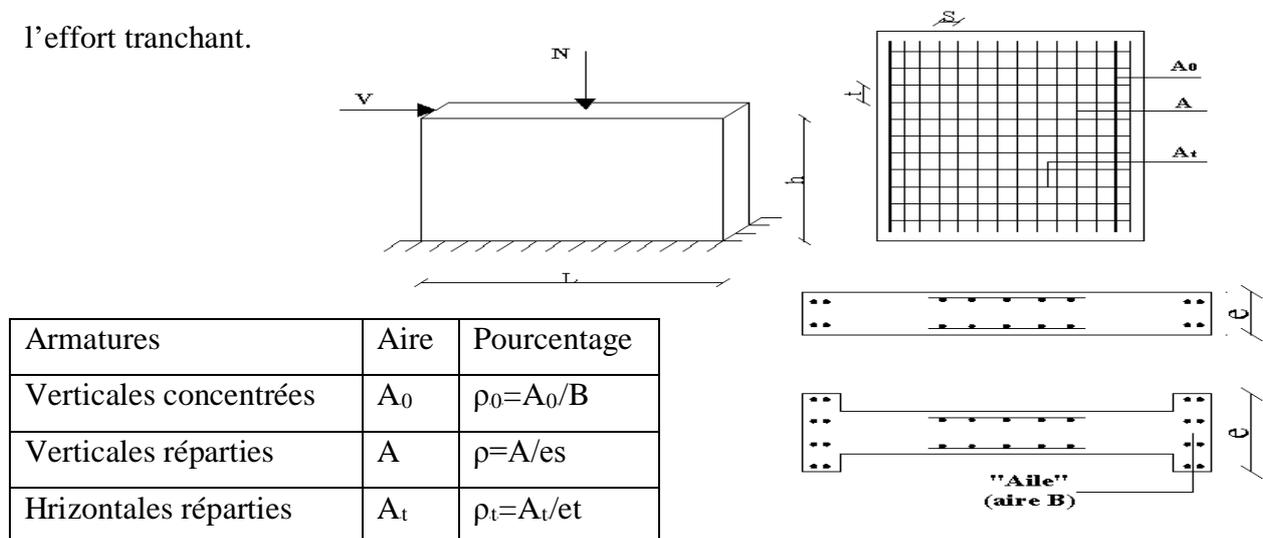


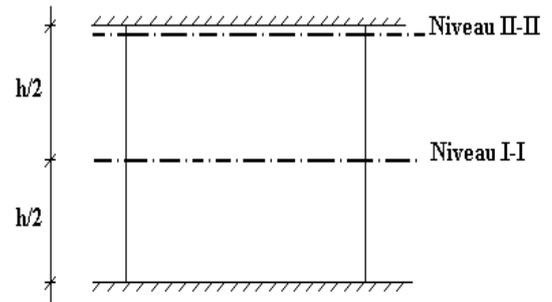
Figure V.4: Schéma d'un voile plein et disposition du ferraillage

4. Niveaux de vérification :

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$

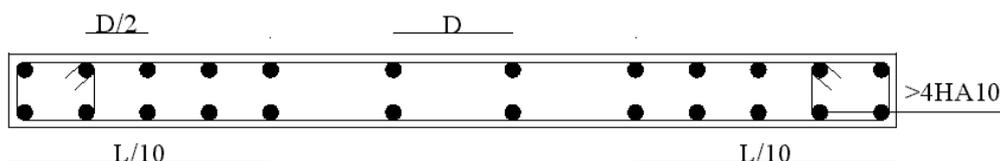
En cas de traction, on négligera le béton tendu.



V.7.6.4 Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA99 modifié en 2003) :

❖ Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2 %.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la 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 du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



Disposition des armatures verticales dans les voiles

❖ Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

❖ **Règles communes :**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

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

V.6.5. Méthode de ferraillage des voiles :

On calcule les contraintes max et min par la formule de NAVIER

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

Pour le calcul du ferraillage en à 3 cas :

1^{ere} cas :

✚ Si $(\sigma_1; \sigma_2) \geq 0$ la section du voile est entièrement comprimé, la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 2003 ($A_{\min}=0,2\%a.l$)

2^{eme} cas :

✚ Si $(\sigma_1; \sigma_2) \leq 0$ la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée) on calcule le volume des contraintes de traction F_t

✚ La section des armatures verticales $A_v = \frac{F_t}{f_e}$

On compare A_v avec la section minimale exigée par RPA 2003 :

- Si $A_v \leq A_{\min} = 0,20\% .a.L$ on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{\min} = 0,20\%a.L$ on ferraille avec A_v .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimale est suivant :

$$A_h = 0,15\% .a.100 (1ml)$$

3^{eme} cas :

✚ Si σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

▪ **Armature horizontale :**

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction d'après (RPA 2003 articles 7-7-2)

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 4MPa$$

Avec : $\bar{T} = 1,4T$

T : effort tranchant du au séisme.

a : épaisseur du voile.

d = 0,9h. h : hauteur total de la section.

$\bar{\tau}_b$: Contraintes admissible du béton.

Le pourcentage minimal total des armatures données par RPA 2003 :

$$\tau_b \leq 0,025 f_{c28} = 0,5MPa \Rightarrow A = 0,15\% a.lm$$

$$\tau_b > 0,025 f_{c28} = 0,5MPa \Rightarrow A = 0,25\% a.lm$$

- **L'espacement** : d'après le RPA 2003 $S \leq (1,5a ; 30cm)$

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40 ϕ les barres situées dans la zone où le renversement des efforts sont possibles.
- 20 ϕ les barres situées dans la zone comprimées sous l'action des charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de

couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} \times \frac{x}{L}$

Avec : $\bar{V} = 1,4V$ V : L'effort tranchant dans la section considérée

X : Longueur de la zone tendue

L : Longueur du voile

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales perpendiculaire au face du voile sont des épingles au nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

V.6.6. Ferraillage des voiles sous : (0,8G ± E)

1. Premier type : voile en L

1.1. Vérification de la contrainte de compression sous : (G+Q ± E)

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{w} \dots\dots\dots w = \frac{I}{V}$$

Avec:

$$A = 0,9200 \text{ m}^2$$

$$V = 1,856 \text{ m}$$

$$V' = 1,644 \text{ m}$$

$$I = 2,24 \text{ m}^4$$

$$w = 180810,81 \text{ m}^3$$

$$N = 1574,23 \text{ KN}$$

$$M = 5229,01 \text{ KN.m}$$

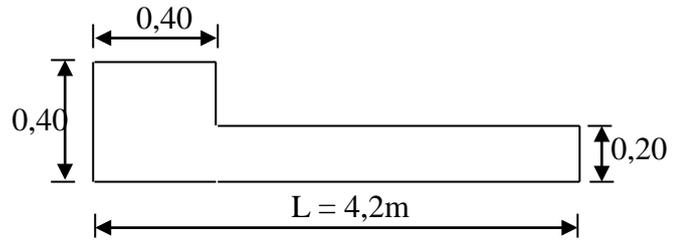


Figure V.5. Vue en plan du voile plein en L.

✓ **Calcul des contraintes:**

$$\sigma_1 = \left[\frac{1574,23}{0,9200} + \frac{5229,01 \times 1,856}{2,24} \right] \times 0,001 = 6,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{1574,23}{0,9200} - \frac{5229,01 \times 1,856}{2,24} \right] \times 0,001 = -2,62 \text{ MPa}$$

σ_1 et σ_2 sont de signe différent donc la section est partiellement comprimée (SPC).

✓ **Vérification de la contrainte de compression sous : (G+Q ± E)**

$$N = 1306,90 \text{ KN}$$

$$M = 5229,01 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[\frac{1306,90}{0,9200} + \frac{5229,01 \times 1,856}{2,24} \right] \cdot 10^{-3} = 5,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = 5,75 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 14,78 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

1.2. Longueur de la zone tendue :

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = \frac{2,62}{2,62 + 6,04} \times 4,2$$

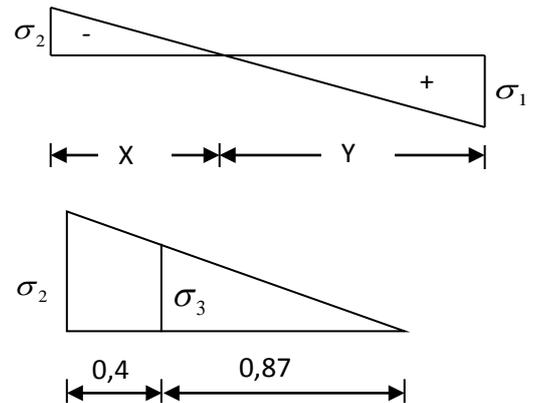
$$X = 1,27\text{m}$$

$$Y = L - X = 4,2 - 1,27 = 2,93\text{ m}$$

Avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée.



2. Calcul de la contrainte σ_3 :

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{2,62 \times (1,27 - 0,40)}{1,27} = 1,79\text{MPa}$$

✓ Détermination des armatures verticales :

-Tronçon AB :

La force de traction résultante :

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b \cdot h = \left(\frac{2,62 + 1,79}{2} \right) \cdot 0,40 \times 0,40 \times 10^3 = 352,8\text{KN}$$

$$A_{V1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{352,8 \times 10}{400} = 8,82\text{cm}^2$$

-Tronçon BC :

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_3 (X - b) \cdot a = \frac{1}{2} \cdot 1,79 \times (1,27 - 0,40) \times 0,20 \times 10^3 = 155,73\text{KN}$$

$$A_{V2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{155,73 \times 10}{400} = 3,89\text{cm}^2$$

$$A_t = A_{V1} + A_{V2} = 8,82 + 3,89$$

$$A_t = 12,71\text{cm}^2$$

✓ Calcul de A_{vj} : On a :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 414,36 \times 10}{400} \times \frac{1,27}{4,2} = 4,82 \text{ cm}^2$$

✓ **Section total d'armature :** $A_{Total} = A_t + A_{vj} = 12,71 + 4,82 = 17,53 \text{ cm}^2$

D'après le RPA 2003 : (1)

$$A_{Total} = 17,53 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0,2\% \times 0,20 \times 1,27 \times 10^4 = 5,08 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

Détermination des armatures horizontales :

✓ **La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot V}{a \cdot 0,9L} = \frac{1,4 \times 414,36 \times 10}{20 \times 0,9 \times 420} = 0,77 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

✓ **Le pourcentage minimal selon RPA 2003 :**

$$\tau_b = 0,77 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \quad (1)$$

$$A_h \geq 0,25\% \cdot a \cdot 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_h = 2(8T10) = 12,56 \text{ cm}^2$ $S_h = 25 \text{ cm}$

N.B : Puisque le séisme peut changer de signe, on considère comme une section tendue les deux extrémités de largeur X.

▪ **Ferraillage de la 2^{eme} partie :**

$$F_3 = \frac{1}{2} \sigma_2 \cdot a \cdot X = \frac{1}{2} \times 2,62 \times 0,20 \times 1,27 \times 10^3 = 332,74 \text{ KN}$$

$$A_{v3} = \frac{F_3}{f_e} = \frac{332,74 \times 10}{400} = 8,32 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul de Avj :** On a :

$$A_{Vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 414,36 \times 10}{400} \times \frac{1,27}{4,2} = 4,28 \text{ cm}^2$$

▪ **Section total d'armature :**

$$A_{Total} = A_{V3} + A_{Vj} = 8,32 + 4,82 = 13,14 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 : (1)

$$A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot X = 0,2\% \cdot 0,20 \times 1,27 \times 10^4 = 5,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{Total} = 13,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5,08 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

▪ **L'espacement :**

$$S_v \leq \min(1,5a = 30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

▪ **Choix d'armature :**

Le poteau : on prend $A_p = 8T16 = 16,08 \text{ cm}^2$.

La zone voile : $\begin{cases} A_{V_{poteau}} = 2(3T14) = 9,24 \text{ cm}^2 \\ A_{V_{extrimité}} = 2(3T14) = 9,24 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad S_v = 10 \text{ cm.}$

La zone courante : $A_c = 2(10T14) = 30,79 \text{ cm}^2. \quad S_c = 20 \text{ cm}$

La partie interne s'appelle zone courante qui sera soumise à la compression et la section d'armature est donnée par :

$$A_c \geq 0,2\% \cdot a(Y - X) = 0,2\% \times 0,2 \times (2,93 - 1,27) \times 10^4 = 6,64 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (C)$$

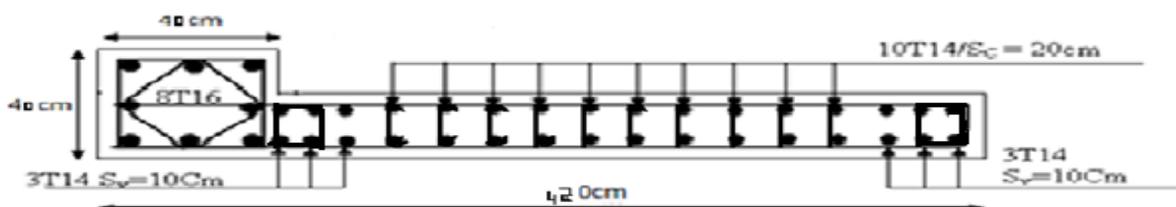


Figure V.6. Coupe transversale à la base du voile en L montrant la disposition des armatures verticales et transversales.

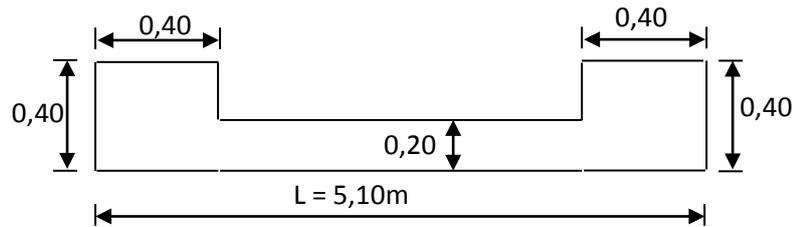
V.6.6.1 : 2^{ème} Type : Voile plein en U : (Axe D)

Figure V.7 : Vue en plan du voile plein en U

$$A = 1,18\text{m}^2$$

$$V = 2,55\text{m}$$

$$V' = 2,55\text{m}$$

$$I = 0,690\text{ m}^4$$

$$N = 2204,54\text{KN}$$

$$M = 7125,43\text{KN.m}$$

$$T = 915,01\text{KN}$$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_1 = \left[\frac{2204,54}{1,18} + \frac{7125,43 \times 2,55}{6,90} \right] \cdot 10^{-3} = 4,50\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{2204,54}{1,18} - \frac{7125,43 \times 2,55}{6,90} \right] \cdot 10^{-3} = -7,65\text{MPa}$$

σ_1 et σ_2 sont de signe différent \longrightarrow Donc la section est partiellement comprimée.

✓ **Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q±E)**

$$N = 2636,79\text{KN}$$

$$M = 7823,74\text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[\frac{2636,79}{1,18} + \frac{7823,74 \times 2,55}{6,90} \right] \times 10^{-3} = 5,12\text{MPa}$$

$\sigma_1 = 5,12\text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 14,78\text{MPa}$ condition vérifier.

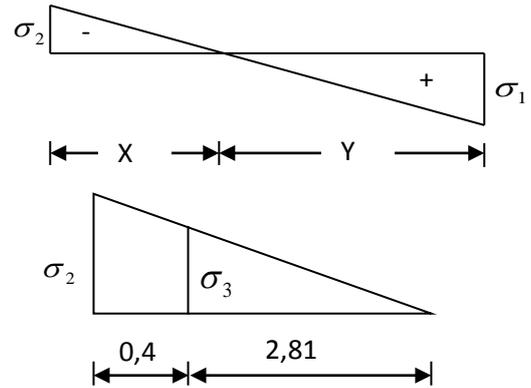
✓ **Longueur de la zone tendue :**

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L = \frac{7,65}{4,50 + 7,65} \times 5,10 = 3,21m$$

$$Y = L - X = 5,10 - 3,21 = 1,89m$$

X : La longueur de la zone tendue.

Y : La longueur de la zone comprimée.



✓ **Calcul de la contrainte σ_3 :**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{-7,65 \times (3,21 - 0,40)}{3,21} = -6,70MPa$$

Détermination des armatures verticales :

- **Tronçon AB :** la force de traction résultante.

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b \cdot h = \left(\frac{7,65 + 6,70}{2} \right) \cdot 0,40 \times 0,40 \times 10^3 = 1148KN$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{1148 \times 10}{400} = 28,7cm^2$$

- **Tronçon BC :**

$$F_2 = \frac{1}{2} \sigma_3 (X - b) a = \frac{1}{2} \times 6,70 \times (3,21 - 0,40) \times 0,20 \times 10^3 = 1882,7KN$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{1882,7 \times 10}{400} = 47,07cm^2$$

$$A_t = A_{v1} + A_{v2} = 28,7 + 47,07$$

$$A_t = 75,77cm^2$$

Calcul de A_{vj} : On a :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 524,40 \times 10}{400} \times \frac{3,21}{5,10} = 12,71cm^2$$

✓ **Section total d'armature :** $A_{Total} = A_t + A_{Vj} = 75,77 + 12,71 = 88,48 \text{ cm}^2$

D'après le RPA 2003 : (1)

$$A_{Total} = 88,48 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0,2\% \cdot 0,20 \times 3,21 \times 10^4 = 12,84 \text{ cm}^2$$

Détermination des armatures horizontales :

✓ **La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot V}{a \cdot 0,9L} = \frac{1,4 \times 524,40 \times 10}{20 \times 0,9 \times 510} = 0,8 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,8 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

✓ **Le pourcentage minimal selon RPA 2003 :**

$$\tau_b = 0,8 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \quad (1)$$

$$A_h \geq 0,25\% \cdot a \cdot 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_h = 2(8T10) = 12,56 \text{ cm}^2$ $S_h = 25 \text{ cm}$

L'espacement :

$$S_v \leq \min(1,5a = 30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Choix d'armature :

Les poteaux : $8T16 = 16,08 \text{ cm}^2$

La zone poteau voile : $2(3T16) = 12,06 \text{ cm}^2$; $S_v = 10 \text{ cm}$.

La zone courante : $2(15T16) = 60,32 \text{ cm}^2$; $S_c = 16 \text{ cm}$

N.B : Pour tous les voiles, on prend la même section d'armature horizontale.

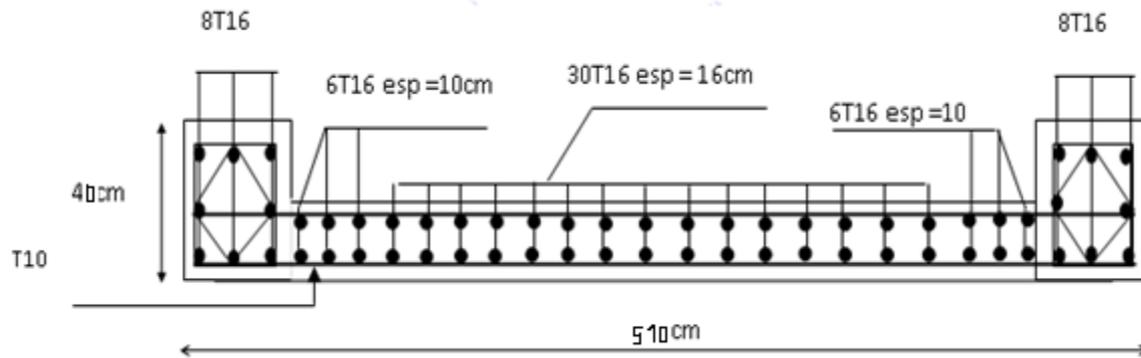


Figure V.8: Schéma de ferraillage

Le ferraillage des différents types de voile est donné dans les tableaux suivants :

V. 7 : Caractéristiques et ferraillage des voiles :

1. Caractéristiques et efforts :

Tableau. V.27: Tableau de Caractéristiques et ferraillage des voiles :

Voile	L (m)	V (m)	V'(m)	N (KN)	M (KN.m)	T (KN)	A m ²	I m ⁴
VL1 axe A en U	3,60	1,8	1,8	1245,65	1371,56	923,38	0,512	0,84
VL2 Axe D en U	2,00	1,00	1,00	1050,24	1235,87	736,17	0,256	0,56
VL3 Axe A en L	3,60	1,8	0,98	550,25	786,23	476,34	0,512	0,22
VL4 Axe F en L	5,10	2,55	1,64	1130,43	5427,77	536,12	0,752	0,58

Tableau. V.28: Ferraillage des voiles

Voile	X (m)	σ_1 MPa	σ_2 MPa	σ_3 MPa	A _{min} RP A	A _{Calcul}	A _{vj}	A _{Tot} = A _{cal} +A _{vj}	A _{adopté}
VL1 Axe A en U	0,31	5,37	-0,506	0,15	6,16	A _G = 31,9	13,9 1	A _G = 45,81	A _P = 8T16 A _{V-P} =2(3T16) A _C =2(15T16)
						A _D = 5,08		A _D = 18,99	
VL2 Axe D en L	0,46	6,31	1,89	0,25	4,2	A _G = 32,63	6,12	A _G = 38,75	A _P = 8T16 A _{V-P} = 2(2T14) A _{V-EX} =2(2T14) A _C = 2(19T14)
						A _D = 24,43		A _D = 30,55	
VL3 Axe A en U	1,5	7,50	-5,36	-3,93	3,98	A _G =2,06	2,57	A _G = 7,74	A _P = 8T14 A _{V-P} =2(2T10) A _C =2(8T10)
						A _D = 2,06		A _D = 7,74	
VL4 Axe F en L	2,39	2,54	-2,24	-1,86	3,44	A _G = 19,06	5,75	A _G = 24,81	A _P = 8T14 A _{V-P} = 2(2T12) A _{V-EX} =2(2T12) A _C = 2(11T12)
						A _D = 15,67		A _D = 21,42	

VI.1. Introduction :

La fondation est la base de l'ouvrage qui se trouve en contact avec le terrain d'assise. Elle Supporte les charges transmises par la superstructure, de façon à assurer sa stabilité.

VI.2. Différents types des fondations :

Lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles, lorsque ces couches sont à une grande profondeur on réalise des fondations profondes appuyés sur une couches résistante ou flotter dans un terrain peu résistant; On mobilise alors les forces de frottement du sol sur les fondations pour soutenir l'ouvrage.

VI.3. Choix de type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs critères à savoir:

- Nature du sol
- Nature de l'ouvrage

VI.4. Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage, la portance du sol, l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

VI.5. Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

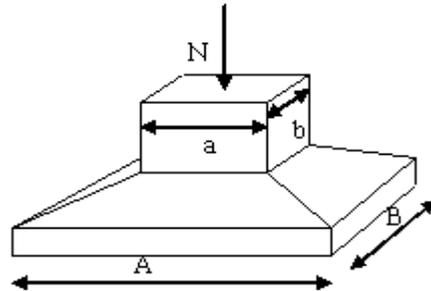


Figure VI.1:Dimensions de la semelle isolée.

$$S = A \cdot B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

✚ Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

Avec :

A, B : dimensions de la semelle

a, b : dimensions du poteau

✚ Pour les poteaux carrés

$$a=b \text{ Donc } A=B \Rightarrow S=A^2$$

$$A = \sqrt{S} \quad ; \quad \sigma_{sol}=2,00\text{bars}$$

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.1: Sections des semelles isolées.

Poteaux	N (KN)	S (m ²)	A(m)	A ^{choisie} (m)
A-1	5027.2	25.13	5.01	5.00
B-1	4715	23.57	4.85	5.00
C-1	544	2.72	1.64	2.00
A-2	605.6	3.028	1.74	2.00
B-2	3736	18.68	4.32	4.50
C -2	4221.9	21.10	4.59	5.00
E -2	4488.10	22.44	4.73	5.00
F-2	604	3.02	1.73	2.00
A -3	3133	15.66	3.95	4.00
B -3	4211	21.05	4.58	5.00
C -3	2985	14.92	3.86	4.00
D-3	1697	3.13	1.76	2.00
E-3	626	3.13	1.76	2.00
F-3	737.49	3.68	1.91	2.00
A-4	997.31	4.98	2.23	2.50
B-4	1822	9.11	3.01	3.50
C-4	3509.2	17.54	4.18	4.50
A -5	4687	8.84	2.97	3.00
B -5	852	4.26	2.06	2.50
C-5	1488.4	7.44	2.72	3.00
D -5	3204.6	16.02	4.00	4.00
E -5	4068	20.34	4.50	4.50
F-5	2464	12.32	3.50	3.50
A -6	4149.03	20.74	4.55	5.00
B -6	843	4.21	2.05	2.50
C-6	1706.30	8.53	2.92	3.00
D-6	649	3.24	1.8	2.00
E -6	2964.53	14.82	3.84	4.00
F-6	3266.36	16.33	4.04	4.500
A-7	2923.2	14.61	3.82	4.00
B-7	2464	12.32	3.50	3.50
C-7	997.31	4.98	2.23	2.50

Conclusion:

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VI.6. Semelles filantes :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.2: Sections des semelles filantes.

Sens x-x

Files	N (kN)	S (m ²)	L (m)	B (m)	B ^{choisie} (m)
A	21522.34	107.38	24.8	4.33	4.50
B	18643	93	24.8	3.75	4.00
C	15452.11	77.12	24.8	3.11	3.50
D	4901.6	26.45	6.8	3.89	4.00
E	12146.63	60.63	16.3	3.72	4.00
F	14143.7	70.57	16.3	4.33	4.50

Sens y-y

Files	N (kN)	S (m ²)	L (m)	B (m)	B ^{choisi} e(m)
1	10286.2	51.39	8.8	5.84	6.00
2	13655.6	68.22	16.4	4.16	4.50
3	13389.49	66.91	16.4	4.08	4.50
4	6328.51	31.68	8.8	3.60	4.00
5	16764	83.8	16.4	5.11	5.50
6	13578.22	67.38	16.4	4.13	4.50
7	6384.51	31.85	8.8	3.62	4.00

Remarque :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

($S_s / S_b < 50 \%$).

Surface totale des semelles = 435.15m² (S_s).

Surface total du bâtiment = 342,12 m² (S_b).

Vérification:

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{435,15}{342,12} = 1.27$$

$$\frac{S_s}{S_b} > 50 \%$$

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 proposer un radier général comme fondation. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- 1- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- 2- La réduction des tassements différentiels.
- 3- La facilité d'exécution.

VI.7 : Radier général :**1. Introduction :**

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

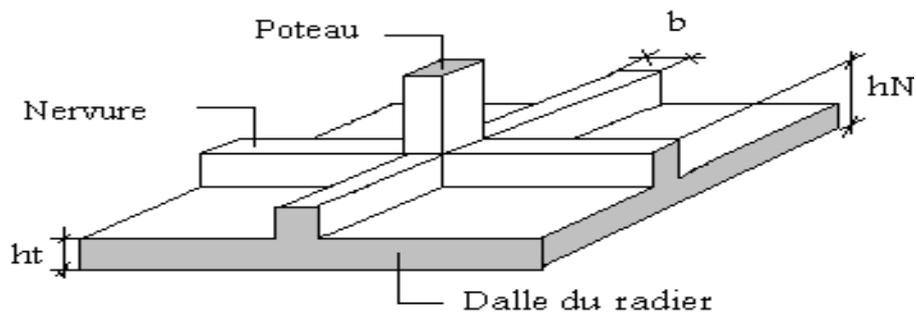


Figure VI.2 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

2. Surface Nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} N = 66410.2kN \\ \sigma_{sol} = 2,00 \text{ bars} \end{cases}$$

On trouve: $S \geq 332,051m^2$.

Avec la surface du radier $S_{Radier}=342.12 m^2$.

VI.7.1.Pré dimensionnement du radier :**📌 Dalle :**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

a. Condition forfaitaire :

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec

L_{\max} = La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 4,70m \Rightarrow h_1 \geq 23,5cm$$

Alors

On prend : $h=40$ cm. pour l'épaisseur de la dalle

 **Nervure :**

1. La hauteur de nervure**a. Condition de la flèche**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a $L_{\max} = 4,70$ m

$$\Rightarrow 31,33cm < h_{N1} < 47cm \quad \text{On prend } h_{n1} = 40 \text{ cm}$$

b. Condition de rigidité :

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{b * K}}$$

Avec :

L_e : longueur élastique (m).

K : coefficient de raideur du sol $4 \text{ Kg/cm}^3 = 40 \text{ MPa}$ (cas d'un sol moyen);

E : module d'élasticité du béton : (E=32164,20MPa).

b : largeur de radier par bande d'un mètre (b=1m).

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

L : distance maximale entre deux poteaux : 4,7m

$$\text{donc } h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi} \right)^4} \Rightarrow h_{N2} \geq 0,99m$$

On prend : $h_{N2}=100\text{cm}$

A partir des deux conditions :

$$h_N \geq \max(h_{N1}; h_{N2}) = \max(0,40 ; 1,00) \text{ m}^2.$$

On prend : $h=1\text{m}$.

2. Largeur de la nervure

b. Condition de coffrage:

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{470}{10} = 47\text{cm}$$

Donc

$b = 50\text{ cm}$ dans les deux sens (x-x et y-y)

Conclusion

$h_n = 100\text{ cm}$

$b = 50\text{ cm}$ dans le sens x-x

$b = 50\text{ cm}$ dans le sens y-y

Résumé

- Epaisseur de la dalle du radier $h = 40\text{ cm}$

- Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_N = 100cm \\ b = 50cm \text{ sens } (x-x) \text{ et } b = 50cm \text{ sens } (y-y) \end{cases}$

3. Caractéristiques géométriques du radier:

A- Position du centre de gravité:

$$x_G = 9,06m$$

$$y_G = 7,34m$$

B- Moments d'inertie:

$$I_{xx} = 19822,59m^4$$

$$I_{yy} = 7371,62 m^4$$

VI.2.3.4. VERIFICATION DE LA STABILITE DU RADIER :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 : $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec:

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

Avec: $M_R = \sum M_0 + V_0 h$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h: Profondeur de l'ouvrage de la structure.

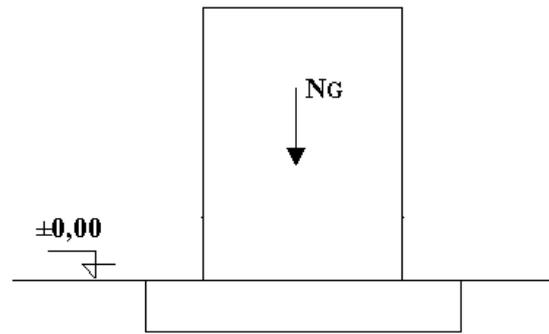


Figure VI.3 : Schéma statique du bâtiment.

Sens x-x:

$$\sum M_0 = 57382,14 \text{ kNm}; h = 0,4 \text{ m.}$$

$$V_0 = 3452,22 \text{ kN.}$$

Donc:

$$M_R = 57382,14 + 3452,22 * 0,4 = 58763,03 \text{ kNm.}$$

Calcul de M_s :

$$N = N_G + N_Q$$

Avec:

$$N_G = N_{G1} + N_{G2}$$

$$N_Q = N_{Q1} + N_{Q2}$$

N_{G1} : Poids propre de la superstructure.

N_{G2} : Poids propre du radier.

N_{Q1} : Poids de la surcharge d'exploitation de la superstructure.

$$\text{On a: } N_{G1} = 197061,12 \text{ kN}$$

$$N_{G2} = \rho_b \cdot S \cdot h = 8553 \text{ kN.}$$

$$N_{Q1} = 3928,11 \text{ kN}$$

Donc:

$$N=209542.23\text{kN}$$

$$M_s=N.x_G=1898452,23\text{kNm}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 7,45 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

Sens y-y:

$$\sum M_0=64533,22 \text{ KN m}$$

$$V_0= 3348,57 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc: } M_R=65872,65 \text{ KN m}$$

$$M_s=N.y_G=1538039,96 \text{ KN m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 5,38 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

Conclusion:

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5; donc notre structure est stable dans les deux sens.

VI .7.2. CALCUL DES CONTRAINTES :

$$\sigma_{\text{sol}}=2\text{bars}$$

Les contraintes du sol sont données par:

a. Sollicitation du premier genre:

à l'ELS:

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{34263,25}{342,12} = 99,12 \text{ kN} / \text{m}^2$$

b. Sollicitation du second genre:

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I}V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I}V$$

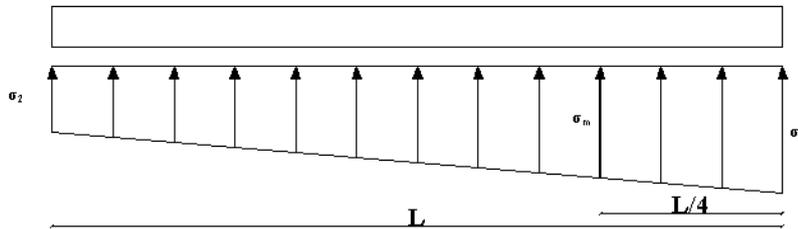


Figure VI. 4 : Contrainte sous le radier.

On vérifier que:

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol} \quad (1)$$

ELU:

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 56925,84 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}$$

Tableau VI .3: Contraintes sous le radier à l'ELU.

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$ (KN/m ²)
Sens x-x	125,19	118,86	122,025
Sens y-y	124,52	121,44	122,98
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}$

ELS:

$$N_{ser}=34263,25\text{KN}$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol}=200\text{kN/m}^2$$

Tableau VI.4: Contraintes sous le radier à l'ELS.

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right)$ (KN/m ²)
Sens x-x	100,827	95,587	99,517
Sens y-y	99,249	97,165	98,728
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33\sigma_{sol}$

Conclusion:

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables:

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivante:

ELU:

$$\sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 134,79\text{kN} / \text{m}^2$$

ELS:

$$\sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 99,517\text{kN} / \text{m}^2$$

VI .7.3. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les nervures, il est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc, on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

a. Ferrailage de la dalle du radier:

a.1. Méthode de calcul [BAEL 91] :

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyée sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

- Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la

dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive:

- Moment en travée: $M_{tx}=0,85M_x$

$$M_{ty}=0,85M_y$$

- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$ (appui de rive)

$$M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x \quad (\text{autre appui})$$

Panneau intermédiaire:

- Moment en travée: $M_{tx}=0,75M_x$

$$M_{ty}=0,75M_y$$

- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$

- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée: $M_t=0,85M_0$

- Moment sur appuis: $M_a=0,5M_0$

$$\text{Avec: } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

A.2. Valeur de la pression sous radier:

ELU:

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 134,8 \text{ kN / m}$$

ELS:

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 99,52 \text{ kN / m}$$

A.3. Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v=0)

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Remarque :

Pour faciliter le calcul des dalles qui ont une forme irrégulière on les majore sous formes rectangulaires.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau VI .5: Calcul des moments à l'ELU.

P	L _x (m)	L _y (m)	L _x /L _y	μ _x	μ _y	q _s (kN/m)	M _x (kNm)	M _{tx} (kNm)	M _y (kNm)	M _{ty} (kNm)	M _a (kNm)	M _a ^{rive} (kNm)
P	4,70	3,60	1,30	0,0608	0,5174	99,5	61,95	52,66	32,67	27,77	30,98	18,60

VI .6: Calcul des moments à l'ELS.

Pn	L _x (m)	L _y (m)	L _x /L _y	μ _x	μ _y	q _u (kN/m)	M _x (kNm)	M _{tx} (kNm)	M _y (kNm)	M _{ty} (kNm)	M _a (kNm)	M _a ^{rive} (kNm)
P ₄	3,70	4,25	0,87	0,055	0,6135	135,8	86,34	64,76	52,97	45,03	43,17	25,90

A .4. Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2):

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

A.5. Calcul du ferrailage:

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=40\text{cm}$
 $d=0,9h=36\text{cm}$

Tableau VI .7. : Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	$M_u(\text{kNm})$	M	A	Z(cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	S_t
Travée	x-x	188,62	0,0337	0,0429	61,92	8,8	5T16	10,05	18
	y-y	101,35	0,0182	0,023	62,42	4,71	5T16	10,05	18
Appui	x-x	11,44	0,0198	0,025	62,37	5,14	5T16	10,05	18

Espacement:

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(210\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$\text{Sens x-x : } S_t = \frac{100 - 8}{5} = 18,4\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte $S_t=18\text{ cm}$

$$\text{Sens y-y : } S_t = \frac{100 - 8}{5} = 18,4\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t=18\text{ cm}$

VI .2.3.6.Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité:

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 7,61 \text{ cm}^2 < 10,05\text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI .8 : Vérification des contraintes.

	sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	128,93	10,15	17,65	965835,03	2,35	15	10,5	201,6	OK
	y-y	74,58	10,15	17,65	965835,03	1,38	15	5,45	201,6	OK
Appuis	x-x	80,73	10,15	17,65	965835,03	1,5	15	6,21	201,6	OK
	y-y									

VI.2.3.6. Ferrailage des nervures :

 **Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifier 99**)

On a : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

 **Calcul des armatures :**

b =45cm ; h=90cm ; d=81cm

• Sens (x-x) :

Tableau VI .9 : Ferrailage des nervures (sens x-x).

	M _u (kNm)	M	A	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	674,42	0,185	0,257	64,02	31,03	8T25	39,27
Appuis	393,48	0,108	0,1416	67,915	16,59	8T20	25,13

• Sens (y-y) :

Tableau VI .10 : Ferrailage des nervures (sens non porteur).

	M _u (kNm)	M	A	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	375,35	0,101	0,1347	67,12	15,87	4T20+4T16	28,61
Appuis	184,77	0,05	0,063	71,15	7,53	8T14	132,32

VI .2.3.7. Vérifications nécessaires :

✚ Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,347\text{cm}^2 < 18,47\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Vérifiée}$$

✚ Vérification des contraintes à l'ELS:

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	494,13	38,27	12,47	8,4	15	191,3	201,6	OK
	y-y	274,81	21,61	12,47	5,7	15	196,8	201,6	OK
Appuis	x-x	288,1	26,13	18,54	5,2	15	169,3	201,6	OK
	y-y	135,67	11,32	8,03	1,9	15	155,6	201,6	OK

1. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Calculde T^{MAX} :

Travée AB :

$$T_w = \frac{135,8 \times 5,25}{2} + \frac{394,49 - 93,57}{5,25} = 442,8\text{kN}$$

$$T_e = -308,16 \text{ kN.}$$

Travée BC :

$$T_w = 244,90 \text{ kN}$$

$$T_e = -383,86 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{442,8 \cdot 10^3}{500 \times 720} = 1,23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Vérifier}$$

VI .2.3.8. Armatures transversales :**• BAEL 91 modifié 99 :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right)$$

• RPA99 version 2003 :

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 = 0,15\text{cm}$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 2,29\text{cm}$$

$f_c=400\text{MPa}$; $\tau_u=1,30\text{ MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $b=50\text{cm}$; $d=72\text{cm}$

On trouve :

$S_t=15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$

$S_t=45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

$$A_t \geq 2,25\text{cm}^2$$

On prend : 6T8=3,02cm²

Tableau .VI.12. Espacement des armatures transversales.

	Section [cm ²]	Zone	S _t RPA99 [cm]	S _t BAEL91 [cm]	S _t choisit [cm]
Nervure Sens x-x	45 × 90	Courante	40	40	25
		Nodale	15		15
Nervure Sens y-y	45 × 90	Courante	40	40	25
		Nodale	15		15

✚ Justification des armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \min \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 MPa \right\} = 0,40 MPa$$

- Zone courante 1,37 MPa > 0,40 MPa Vérifié.

- Zone nodale 2,28 MPa > 0,40 MPa Vérifié.

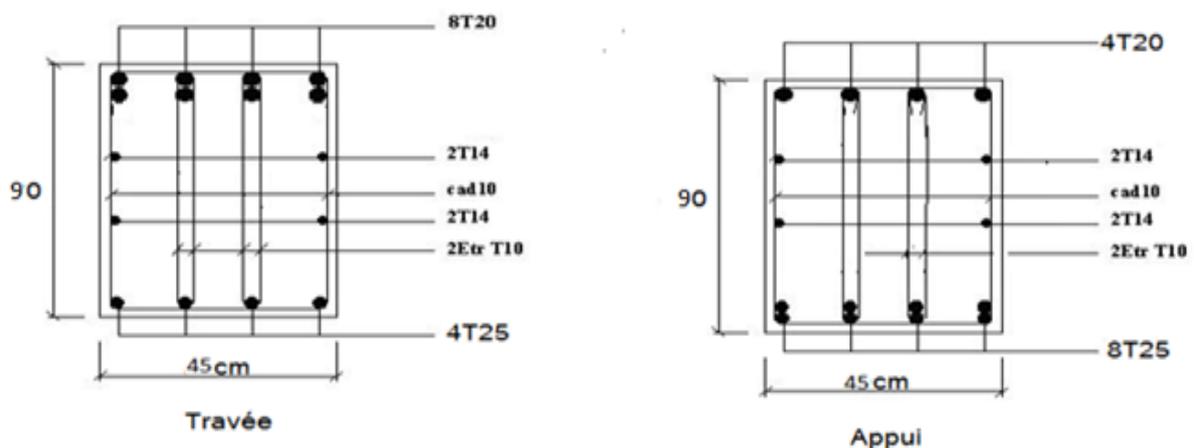


Figure VI .5: Ferrailage des nervures du sens y-y.

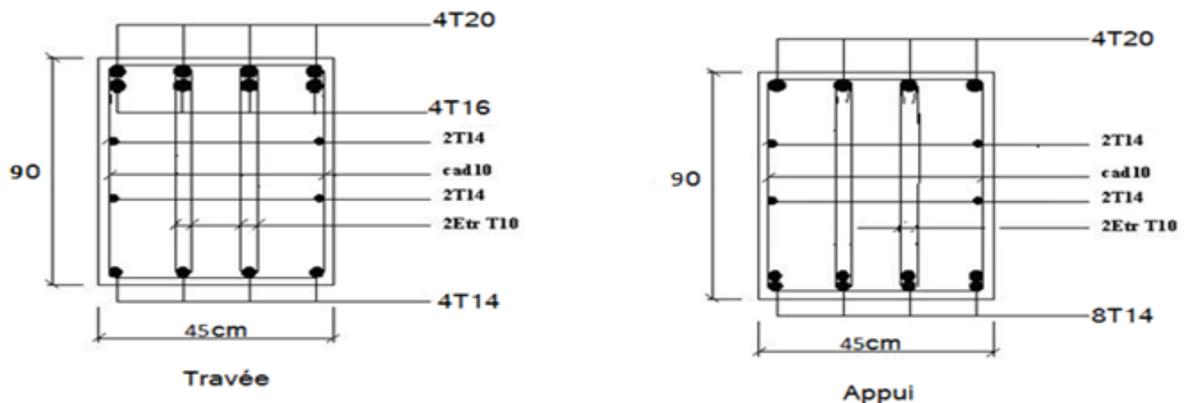


Figure VI .6: Ferrailage des nervures du sens x-x.

- **Armature de panneaux :**

$$A \geq 0,2\%b_0 \cdot h = 3,24cm$$

On prend : $A = 4T14+2T12=8,41cm^2$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$V_u = 1015,62kN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1015,62}{45 \times 72} = 0,31MPa$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2,5MPa$$

$$\tau_u = 0,84MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots\dots\dots(CV)$$

- **Les armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} = 20,57; \frac{b_0}{10} = 45; \phi_{t\min} = 20mm\right) = 20mm$$

On prend : $\phi_t = 8mm$

- **L'espacement :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{0,8A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot \tau_t}; 0,9d; 40cm\right)$$

$$\tau_t = \tau_u - \tau_b = 1,16 - 0,3f_{t28} = 0,53MPa$$

$$S_t \leq \min(26,96; 72,9; 40cm) = 26,97cm \Rightarrow S_t = 20cm$$

VI.8. Voile périphérique :

Le voile périphérique est un mur en BA qui entoure tout le bâtiment (boite de rigidités) et assure un bon encastrement et une bonne stabilité de l'ensemble, On utilise le voile périphérique pour éviter le cisaillement dans les poteaux courts, Il se comporte comme un

mur de soutènement encastré à sa base ou radier pour résister à la poussée des terres et reprend les efforts du séisme au niveau de la base de la construction.

- Dimensionnement du voile périphérique :

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur supérieur ou égale à 20 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

On prend une épaisseur de 20 cm (même épaisseur du voile de contreventement).

- Calcul de la section d'armature

✚ Verticales :

$$A_v = 0,1\% \cdot b \cdot e = \frac{0,1}{100} \cdot 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Soit $A_v = 5\text{T}10/\text{ml} = 3,93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $e_v = 20 \text{ cm}$

✚ Horizontales :

$$A_h = 0,1\% \cdot b \cdot e = \frac{0,1}{100} \cdot 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Soit $A_h = 5\text{T}10 = 3,93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $e_h = 20 \text{ cm}$

VI.3.1. Schéma ferrailage:

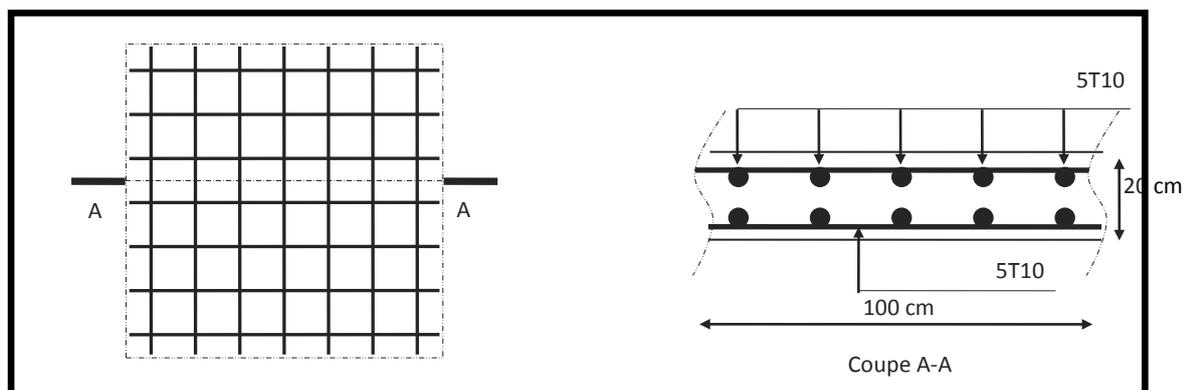


Figure .VI.7. : Ferrailage de voile périphérique

VI.9. Calcul de la longrine :

D'après (RPA99 version 2003) Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalant tendant à s'opposer aux déplacements relatifs de ses points d'appui dans le plan horizontal.

VI.9.1 : Dimensionnement de la longrine :

Pour les sites de catégories S2, S3 ont doit disposer des longrines de (30x30) cm²

Les longrines doivent être calculées sous un effort de traction donné par la formule suivante :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20kN$$

Avec :

N : la valeur maximale des charges verticales

α : Coefficient de la zone sismique et de la catégorie du site

(Pour une zone III et un site de catégories S4 on a 12)

$$N_{U\text{ Sap}} = 44956,5kN$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{44956,5}{12} = 3745,54kN \geq 20kN \dots\dots\dots C.V$$

VI.9.2 : Ferrailage de la longrine :

- **Etat limite ultime de résistance :**

La section d'armatures est donnée par la formule suivante.

$$\sigma = \frac{F}{A} \longrightarrow A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{5619,56}{348 \times 10^{-1}} = 5,30cm^2$$

- **Condition de non fragilité** :(B.A.BAEL91 modifié 99.)

$$A_{\min} = B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 30^2 \cdot \frac{2,1}{400} = 4,725 cm^2$$

- **Condition exigée par RPA99** : (RPA99 version 2003)

$$A_{min} = 0,6\% \cdot b \cdot h = 0,006 \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

On prend: **A = 6T12 = 6,78 cm²**

● **Etat limite de Service :**

$$N_s = 1619,66 \text{ kN}$$

$$F_s = \frac{N_s}{\alpha} = \frac{1619,66}{12} = 134,97 \text{ kN}$$

● **Etat limite d'ouverture des fissures :**(.BAEL91 modifié 99.)

$$\overline{\sigma}_s = \zeta = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right\} \dots \dots \dots \eta = 1.6$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \{ 266,67 \text{ MPa}, \max(200 \text{ MPa}; 201,63 \text{ MPa}) \}$$

$$\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$A_s \geq \frac{F}{\overline{\sigma}_s} = \frac{134,97}{201,63 \times 10^{-1}} = 6,69 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

- Armatures transversales:

On prend un diamètre de $\phi 8$ pour les cadres.

- Espacement minimal :

$$S_t \leq \min(20, 15 \times \phi_L) \text{ cm} \leq \min(20, 18) \text{ cm} = 18 \text{ cm}$$

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

VI.9.3. Schéma de ferrailage :

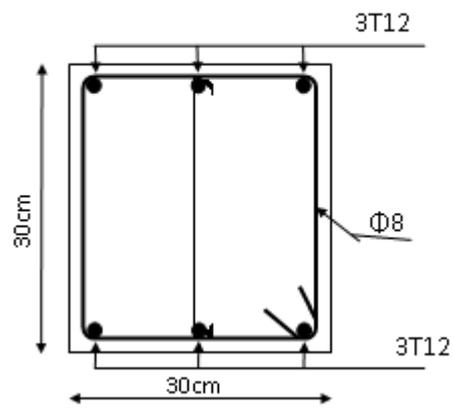


Figure VI. 8. Ferrailage de la longrine.

Conclusion :

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.
- L'analyse tri dimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à logiciel performant de calcul, à savoir le *SAP2000*.
- Grâce au logiciel *SAP2000* l'estimation (la modélisation) de la masse de la structure peut être faite avec un grand degré de précision. L'hypothèse majeure requise consiste en l'estimation de la fraction de la charge d'exploitation (βQ) à inclure comme étant une masse additionnelle.
- La connaissance du comportement dynamique d'une structure en vibrations libres non amorties, ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité. Rappelons que la *1^{ère}* étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure consiste dans le calcul des modes propres tridimensionnels et des fréquences naturelles de vibrations. Les caractéristiques propres reflètent le modèle analysé, sans plus.
- L'étude du comportement dynamique d'une structure, dont la forme en plan est irrégulière nous a permis de mieux visualiser la présence importante (dominante) des modes verticaux et des modes de torsion.
- Il est indéniable que l'analyse sismique consiste une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure auto stable qui a été pré dimensionnée. Le renforcement de cette dernière (lors de l'étude sismique) nous a amené vers un bâtiment à contreventement mixte (voile + portique).
- Il est clair que lors de l'analyse tri dimensionnelle d'une structure (irrégulière ou régulière) en vu de sa conception parasismique on doit considérer l'effet de chargements additionnels dus à la torsion accidentelle. Dans le présent mémoire, la structure a été soumise à des moments de torsion additionnels (accidentels) statiques. Les déplacements (A_M) résultants ont été ajoutés à ceux résultants des charges G , Q et E . Le cumul suscite a été fait uniquement pour les déplacements latéraux inter étages ; En réalité il aurait fallu le faire

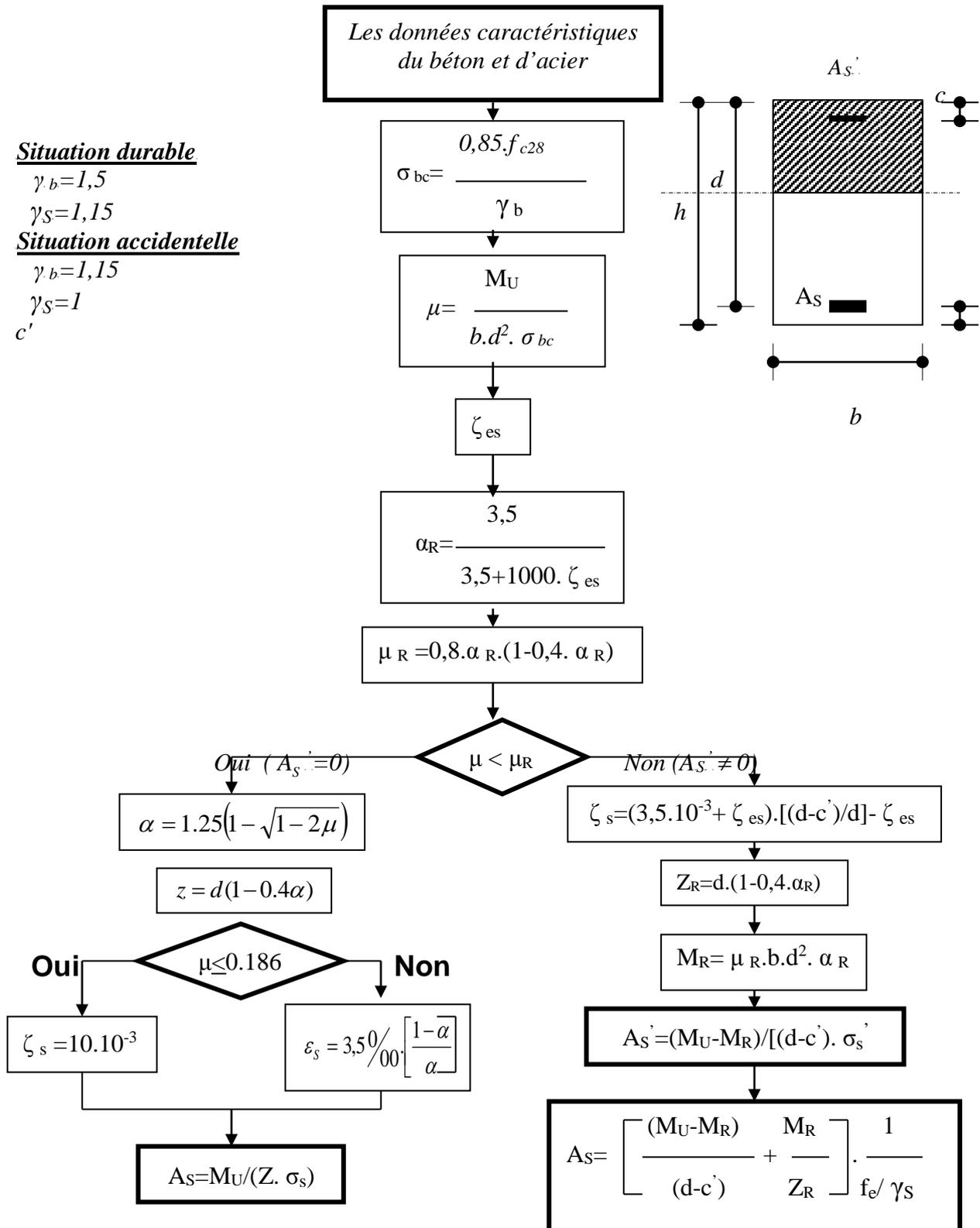
même pour les efforts utilisés dans le ferrailage des éléments résistants ainsi que pour le calcul de la fondation.

- Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée (*I*) basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique (du *SAP2000*) pour visualiser la nature et l'acuité des contraintes a été très utile dans notre cas.

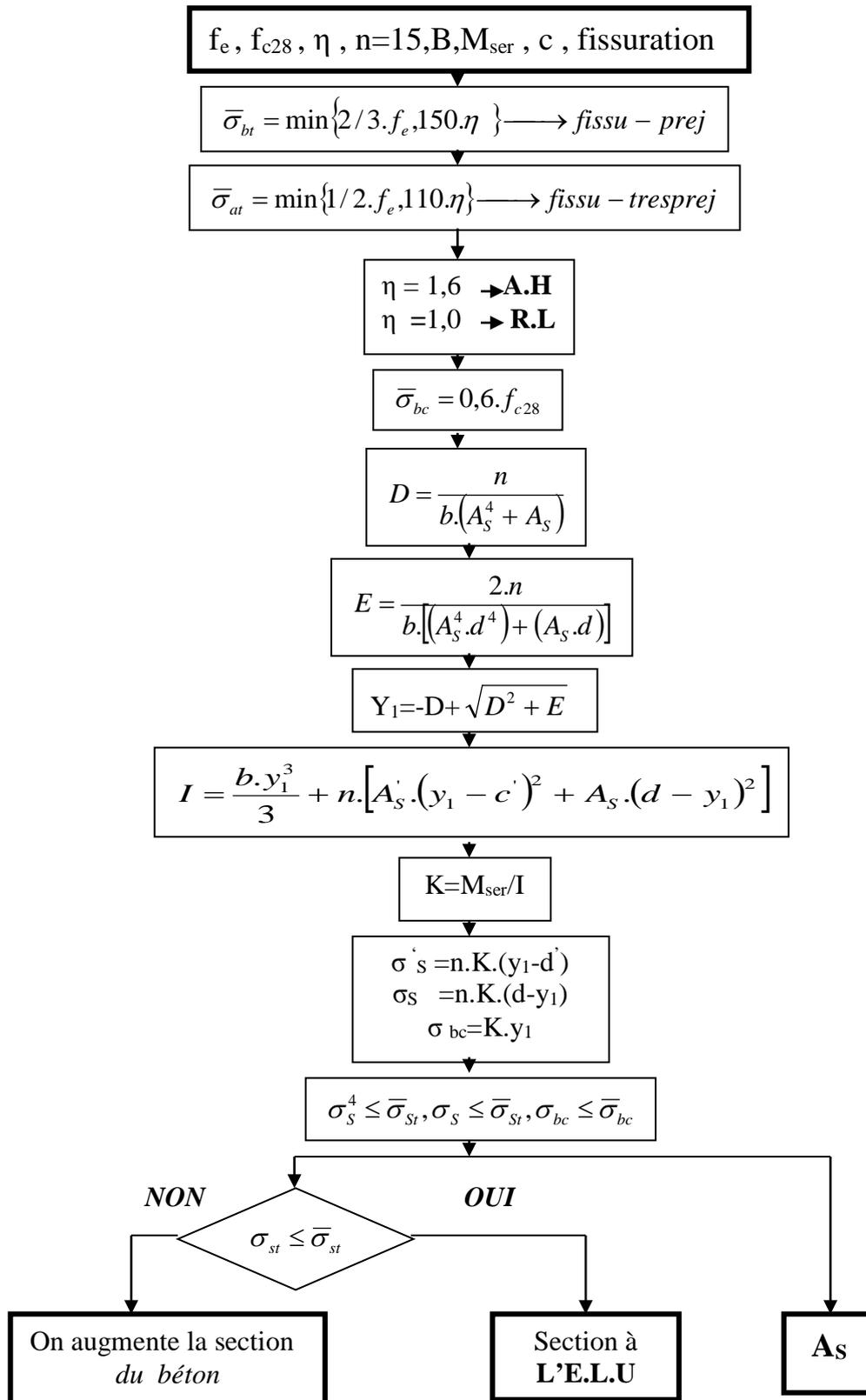
RÉFÉRENCES

1. Règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003 ;(Document technique).
2. BAEL 91modifié 99, DTU associés, par Jean pierre Mougine, deuxième Edition Eyrolles 2000
3. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93

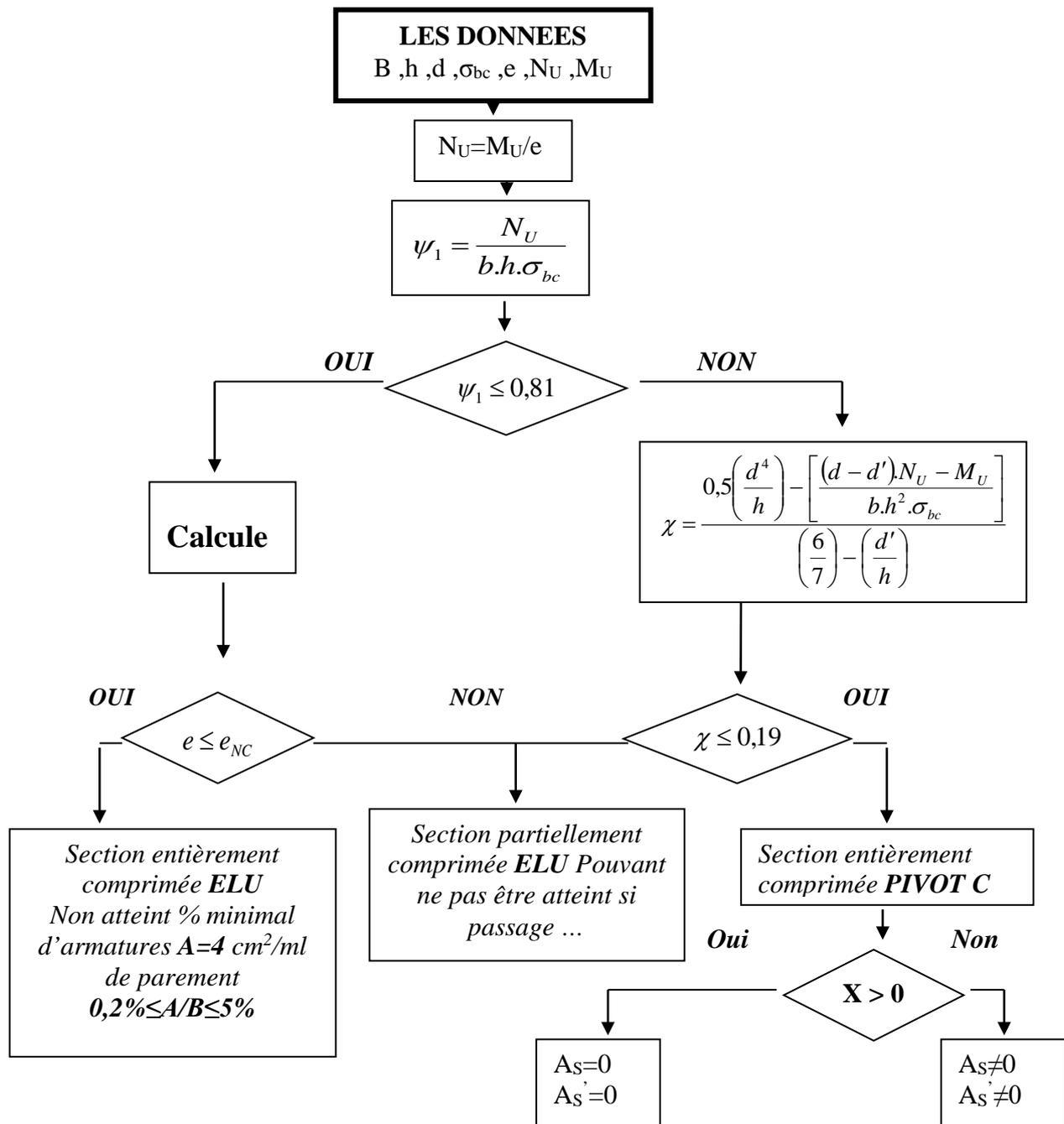
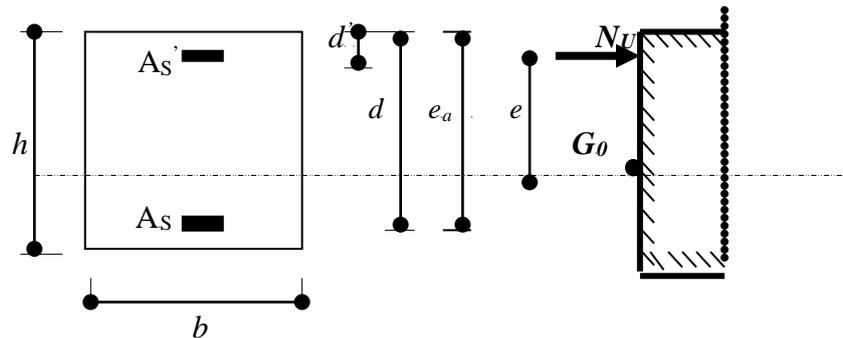
ORGANIGRAMME -I-
SECTION RECTANGULAIRE
A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



ORGANIGRAMME -II-
VERIFICATION D'UNE SECTION
RECTANGULAIRE A -L'ELU-



ORGANIGRAMME -III-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'ELU EN FLEXION COMPOSEE



ORGANIGRAMME-IV-
FLEXION COMPOSEE A L'ELS

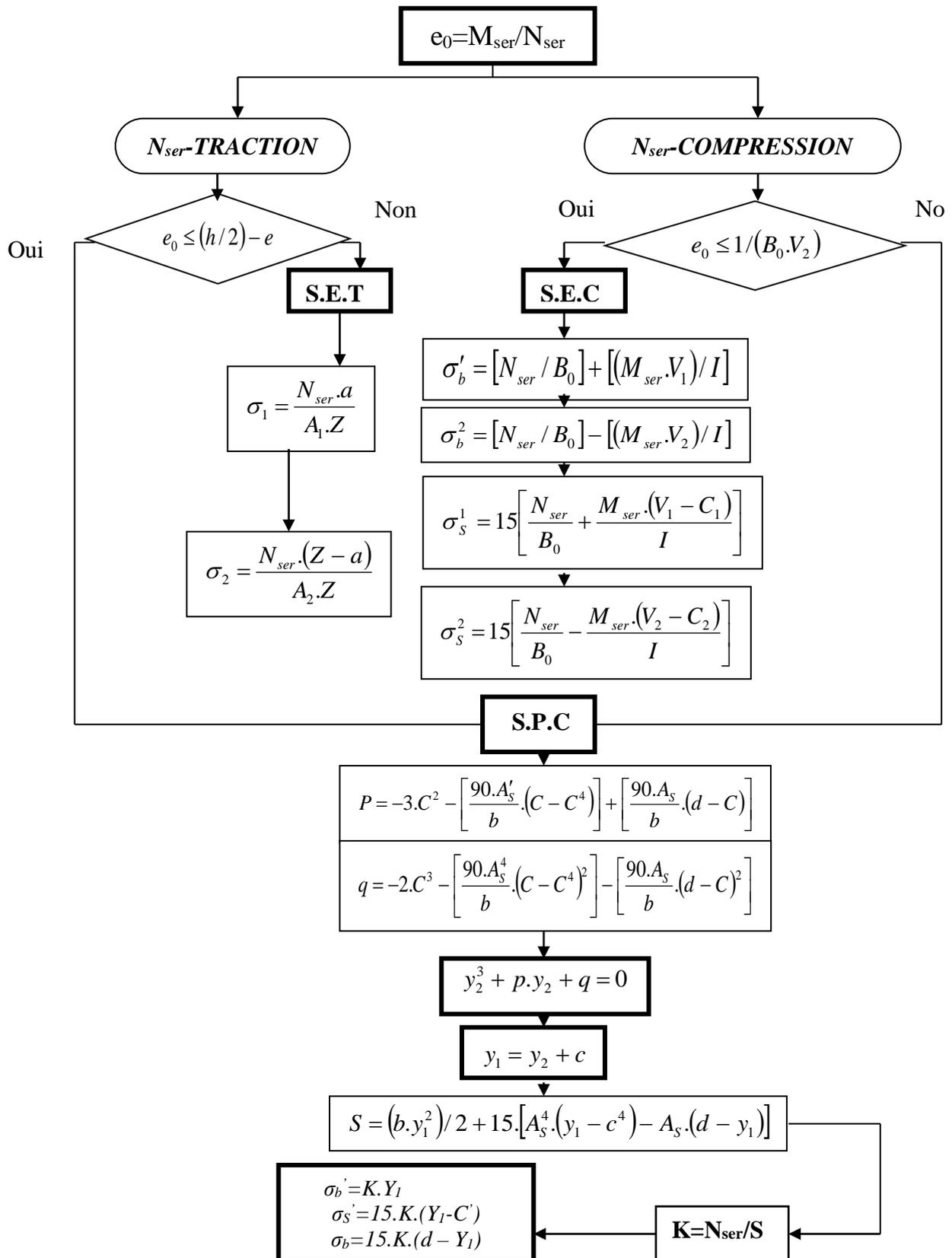


TABLEAU DES SECTIONS DES ARMATURES
Section en "cm²", diamètre ϕ en "mm"

ϕ	T5	T6	T8	T10	T12	T14	T16	T20	T25	T32	T40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,90	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,19
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33