

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila
Institut des Sciences et de Technologie
Département de Sciences et Techniques



N°Ref :.....

Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme de MASTER
Spécialité : Génie civil

Etude d'un bâtiment en R+4 a usage

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicace

C'est avec profonde gratitude et sincères mots, que nous dédions ce modeste travail de fin d'étude à nos chers parents; qui ont sacrifié leur vie pour notre réussite et nous ont éclairé le chemin par leurs conseils judicieux.

A mes très chers frères :

«MOHAMED» et «HAMZA»

A mes très chères sœurs :

«AMINA» et «MERIEM»

Les jeunes enfants :

« RITAL », «YAHYA ABD ELMOUINE»et «HADIYA»

Tous oncles, tantes et leurs enfants.

A mon partenaire de vie mon fiancé «soufyane»

A ma grande mère

A mes meilleures copines :

«HOUDA », «LAMYA », « HOUDA G », «SARRA B», «HAYAT »

Et plus spécialement mon binôme :

«SOUMIA »



HAMA SARRA

Dédicace

C'est avec profonde gratitude et sincères mots, que nous dédions ce modeste travail de fin d'étude à nos chers parents; qui ont sacrifié leur vie pour notre réussite et nous ont éclairé le chemin par leurs conseils judicieux.

A mon frère :

<<MOHAMED>>

A mes très chères sœurs :

<<RANIA>> et <<MAROUA>>

A mon mariée

<<YAZID DERGHAL>>

A mon fils << RAFIK >> ,

Tous oncles, tantes et leurs enfants.

A ma grande mère et grand père

A mes meilleures copines :

<<HOUDA >> , <<LAMYA >> , <<SARRA >> , <<HAYAT >> <<IMANE>> , <<NASSIRA >>

Et plus spécialement mon binôme :

<<SARRA >>

BARECHE SOUMIA

Remerciements

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.

Nous voulons à signifier nos profondes reconnaissances à nos encadreurs, Monsieur BENZAID MEHDI, docteur à centre universitaire de ABD ALHAFID BOUSSOOUF pour l'excellente orientation et les conseils pertinents apportés durant la réalisation de ce mémoire.

Nous adressé notre sincère remerciement à Mr AMIMOUR SAID et Mr AMOURA MOKDAD.

Ainsi nous remercions tous les membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre travail.

Nous remercions également l'ensemble des enseignants du département de génie civil.

Nos remerciements bien sur à toutes nos amies de la promotion pour leur aide, leur amitié, leur gentillesse et leur soutien moral.

Tous ceux qui ont contribués de loin ou de près à la réalisation de ce travail.

Sommaire:

Résumé, abstract,	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction générale	1
Chapitre I: présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux	
Introduction.....	2
1- Présentation de l'ouvrage	2
Les plans d'ouvrage	2
Caractéristiques géométriques.....	4
2- Règles et hypothèses de calcul	5
3- Caractéristiques des matériaux	7
Béton	7
Acier	9
Chapitre II : pré-dimensionnement	
Introduction	12
1- Pré-dimensionnement des poutres.....	12
Poutres principales	12
Poutres secondaires	13
2- Pré-dimensionnement des planchers	13
3- Pré-dimensionnement du balcon	15
4- Pré-dimensionnement des escaliers	16
5- Pré-dimensionnement des Acrotère	17
6- Pré-dimensionnement des poteaux	18
7- Pré-dimensionnement des voiles	19
Chapitre III : Evaluation et désent de charge	
Introduction.....	21
Charge et surcharge	21
I- L'étude des poteaux	24

1- Poteau de rive	24
2- Poteau d'angle	28
3- Poteau de corner	31
4- Poteau intermédiaire	34
II- Vérification de la section de poteau	37
III- La vérification au flambement	38
IV- La vérification de la compression simple.....	38

Chapitre IV : étude des éléments secondaires

Introduction	40
I- Etude l'acrotère	40
II- Etude des écailles	45
III- Etude de la poutre de palière	52
IV- Etude du balcon	58
V- Etude des planches	64

Chapitre V : Présentation du logiciel robot

I- Présentation du logiciel robot	80
II- Etapes de modélisation par le logiciel Robot Structural Analysis	81
III- Modélisation des structures par le logiciel RSA	84

Chapitre VI : étude sismique

I- Introduction	96
II- Méthodes de calcul dans la conception parasismique.....	96
III- Calcul de la force sismique totale.....	97
IV- Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	101
V- Distribution horizontale des forces sismiques	104
VI- Calcul des déplacements	105
VII- Vérification le Nombre de modes à considérer	106
VIII- Verification de la période	107
IX- Résultat de calcul des forces sismique.....	107
X-justification vis-à-vis de l'effet P-	107
XI- Les Caractéristiques géométriques du bâtiment	109
XII- Vérification au renversement	111

Chapitre VII : ferrailage des éléments porteurs

Introduction.....	114
I- Etude des poutres	114
- Les pouterprincipal.....	115
- Les pouter secondaire.....	119
II- Les poteaux	123
III- Etude des voiles	131

Chapitre VII: étude de l'infrastructure

I- Introduction	139
II- Different type de fondation	139
III- Reconnaissance du sol	139
IV- Calcul des fondations	139
- Semelle isolées	140
- Semelle filantes	141
- poutre de rigidité	144
V- Etude de voile périphérique	155
Conclusion générale	162

Bibliographie

Annexe

Résumé:

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment (R+4) à usage d'habitation, qui sera implanté dans la wilaya de Mila située en zone IIa, de sismicités moyenne, selon le règlement parasismique algérien [RPA99/version2003]. La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques+voiles).

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99version 2003 et BAEL91 modifié 99).

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel ROBOT, cette programme est utilisée pour le calcul des éléments porteurs (poteaux, poutre, voiles ...).finalement, l'étude et le calcul des fondations.

Mots clés: bâtiment, RPA99, contreventement mixte, BAEL91, ROBOT.

Abstract

This project presents a detailed study of a building (R+4) for residential use, which will be located in the wilaya of Mila located in zone IIa, with medium seismicities, according to the Algerian earthquake regulations (RPA99 version 2003).The strength of the building is ensured by a mixed bracing system(gantries, walls).

By using the new rules for the calculation and verifications of reinforced concrete (RPA99 version 2003 and BAEL91modified 99).

The study and analysis of this project were established by the ROBOT software,this program is used for the calculation of load-bearing elements (columns, beams, walls).finally, the study and calculation of the foundations.

Key words: building, RPA99, mixed bracing system, BAEL91, ROBOT.

يقدم هذا ال لمبني سكني يتألف من طابق ارضي +4 ويقع هذا العمل في ولاية
ميلة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية IIa وهي عبارة عن تصنيف متوسط
للبحث في هندسة الزلازل. ويتم ضمان قوة المبني من خلال نظام دعامة متوسط مختلط (....
باستخدام القواعد الجديدة للحساب و التحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99version 2003 et
BAEL91 modifiée99)

تم دراسة وتحليل هذا المشروع عن طريق برنامج ROBOT ويستخدم هذا البرنامج لحساب العناصر
(و في الأخير دراسة وحساب الأساسات .

الكلمات المفتاحية RPA99version2003 تدعيم مختلط BAEL91modifié99 ROBOT

Liste des figures :

Chapitre I :

Figure I-1:Façade principale.....	2
Figure I-2:Façade postérieure.....	3
Figure I-3:coupe A-A.....	3
Figure I-4:Coupe B_B.....	4
Figure I-5:Plan de rez de chasse et étage courant.....	4
Figure I-6: Diagramme des déformations limites de la section.....	6
Figure I-7: Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.....	8
Figure I-8:Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.....	8
Figure I-9:Diagramme contraintes déformations.....	10

Chapitre II :

Figure II-1: Plancher en corps creux.....	14
Figure II-2 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux.....	15
Figure II-3: Les poutrelles.....	15
Figure II-4 : Composant d'un escalier.....	16
FigureII-5 : Dimension d'un acrotère.....	17
Figure II-6 : les poteaux.....	18

Chapitre III :

Figure III-1 : surface de poteau de rive.....	24
Figure III-2 : les coupes des poteaux.....	25
Figure III-3 : surface de poteau d'angle.....	28
Figure III-4 : surface de poteau de corner.....	31
Figure III-5 : surface de poteau intermédiaire.....	34

Chapitre IV :

Figure IV-1 : ferrailage de l'acrotère.....	45
Figure IV-2: shema des escalier et type de volée.....	45
Figure IV-3: shema statique de l'escalaire.....	46
Figure IV-4 : le ferrailage des escaliers.....	52
Figure IV-5 : ferrailage de la poutre de palière.....	58
Figure IV-6 :shema statique du balcon étudiée.....	59
Figure IV-7 : schéma statique de ferrailage.....	64
Figure IV-8 : dimensions des nervures.....	71
Figure IV-9: ferrailage des poutrelles	79
<i>Chapitre V :</i>	
Figure V-1 : Différentes applications du logiciel Robot Bat.....	80
Figure V-2 : Vue en plan de la structure.....	85
Figure V-3 : Vue en 3D du modèle numérique.....	85
Figure V-4: la structure modalisée.....	93
<i>Chapitre VI :</i>	
Figure VI-1: position des voiles.....	101
Figure VI-2: force sismique par niveau.....	103
Figure VI-3: force sismique par niveau.....	103
Figure VI-4: l'effort tranchant par niveau	104
Figure VI-5: l'effort tranchant par niveau	105
Figure VI-6: La Résultat de Nombre de modes trouvées par le ROBOT.....	106
Figure VI-7: translation de bâtiment selon l'axe X.....	107
Figure VI-8 : translation de bâtiment selon l'axe Y.....	107
Figure VI-9: rotation de bâtiment autour de l'axe Z.....	107
<i>Chaptire VII :</i>	

Figure VII-1: ferrailage de la poutre principale.....	119
Figure VII-2: ferrailage de la poutre secondaire.....	123
Figure VII-3: le ferrailage de poteau.....	131
Figure VII-4: le ferrailage des voiles de sens X.....	135
Figure VII-5: le ferrailage des voiles de sens Y.....	139
<i>Chaptire VIII :</i>	
Figure VIII.1 : Schéma de ferrailage de semelle filante.....	146
Figure VIII-2 : La semelle filante.....	152
Figure VIII-3: Schéma des Ferrailage fondation.....	152
Figure VIII-4: ferrailage de longrine.....	154
Figure VIII-5: charge applique sur le voile.....	156
Figure VIII-6: ferrailage de voile périphérique.....	161

Liste des tableaux :

Chapitre I :

Tableau I-1 : Caractéristiques mécaniques des aciers.....10

Chapitre III :

Tableau III-1 : Evaluation des charges de plancher accessible à corps creux.....21

Tableau III-2 : Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux.....22

Tableau III-3 : Evaluation des charges des balcons (dalle pleine).....22

Tableau III-4 : Evaluation des charges du mur extérieur.....23

Tableau III-5 : Evaluation des charges du garde-corps.....23

Tableau III-6 : Evaluation des charges du palier.....23

Tableau III-7 : Evaluation des charges du paillassé.....24

Chapitre IV :

Tableau IV-1 : valeur des sollicitation.....46

Tableau IV-2 : résultat finale de la section d'aciers.....48

Tableau IV-3 : vérification de la flèche d'escalier.....52

Tableau IV-4 : valeur de coefficients μ_x et μ_y en fonction du rapport59

Tableau IV-5: résultat finale des moments.....60

Tableau IV-6 : la vérification de la contrainte des compressions du béton.....63

Tableau IV-7 : la vérification des contraintes au niveau d'aciers.....64

Tableau IV-8 : les combinaisons d'action.....66

Tableau IV-9: résultats finale des sections d'armature73

Tableau IV-10 : résultats finale des sections d'armature75

Tableau IV-11 : vérification de la flèche des planches.....78

Chapitre VI :

Tableau VI-1: Valeurs des pénalités P_q	98
Tableau VI-2: Valeurs des poids de chaque étage.....	99
Tableau VI-3: Valeurs des coefficients C_T	100
Tableau VI-4: la valeur du déplacement horizontal.....	105
Tableau VI-5: la valeur du déplacement horizontal.....	106
Tableau VI-6: vérification de la résultat des forces sismiques.....	108
Tableau VI-7 : justification vis-à-vis de l'effet P- sens xx.....	108
Tableau VI-8 : justification vis-à-vis de l'effet P- sens yy.....	109
Tableau VI-9 :Les valeurs de Centre de masse et de torsion.....	110
Tableau VI-10 : Les résultats de l'excentricité.....	111
Tableau VI-11 :Les résultats de Vérification au renversement (sens xx).....	112
Tableau VI-12 :LesLes résultats de Vérification au renversement (sens yy)	112
Tableau VI-13 : Vérification au renversement (sens xx).....	113
Tableau VI-14 : Vérification au renversement (sens yy).....	113

Chapitre VII :

Tableau VII-1:Sollicitations dans les différents poteaux.....	125
---	-----

Chapitre VIII :

Tableau VIII-1: Dimensionnement des semelles sous poteaux.....	141
Tableau VIII-2:Dimensionnement des semelles sous voiles.....	142
Tableau VIII-3: Les sollicitations.....	142
Tableau VIII-4: résultat de ferrailage.....	159

Liste des notations:

E L U : Etat limite ultime

E L S : Etat limite service

G: Les charges permanents

Q : Les surcharges d'exploitation

Q_{equ} : La charge équivalente

BAEL : Béton Armé aux Etats Limites

RPA99 : Règles Parasismiques Algériennes

E_s : Le module d'élasticité longitudinal de l'acier

E_b : Le module d'élasticité longitudinal de beton

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge

ψ : coefficient qui dépend de la durée d'application de la combinaison d'action

γ_b : Coefficient de sécurité du béton

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton

σ_b : La contrainte de béton

ϵ_{bc} : déformation relative de beton

σ_u : Contrainte tangentielle

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement

V_u : Effort tranchant

E_{ij} : Module d'élasticité instantané

E_{vj} : Module d'élasticité différé

ν : Coefficient de Poisson

f_e : contrainte limite élastique

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge

ϵ_s : déformation (allongement) relative de l'acier

σ_s : contrainte de l'acier

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte de traction admissible de l'acier

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier

η : coefficient de fissuration

h : hauteur

b : largeur

e : épaisseur

F_p : l'action des forces horizontales

A : coefficient d'accélération de zone

C_p : facteur de force horizontale

W_p : poids de l'acrotère

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime

M_u : Moment à l'état limite ultime

N_s : Effort normal pondéré aux états limites de service

M_s : Moment à l'état limite de service

e_1 : excentricité du résultant

e_2 : Excentricité de second ordre

ϵ_{cu} : la déformation finale dus au fluage

e_a : Excentricité additionnelle

l_f : Longueur de flambement

λ : Elancement

γ_f : coefficient de majoration

B : Aire d'une section de béton

i : rayon de giration

I : Moment quadratique

M_a : Moment sur appuis

M_t : Moment en travée

μ : Coefficient de poison

γ : coefficient réducteur

Z : barre de lever

A : section d'armature comprimé

A_s : Aire d'une section d'acier

A_{min} : aire d'une section d'aces de non fragilité

A_r : Armature de répartition

S_t : Escarpement

B_r : Section réduite

Y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée

I_g : Le moment d'inerte

f_T : Flèche totale

f_i : Flèche due aux charges instantanées

f_v : Flèche due aux charges de longue durée

I_0 : Le moment d'inerte de la section homogène

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées

F : Flèche admissible.

η : rapporte de calcul (I_x/I_y)

l_x : la plus petite dimension de la dalle

l_y : la plus grande dimension de la dalle

T_{\max} : Effort tranchant maximale

V : la force sismique totale

R : coefficient de comportement global de la structure

Q : facteur de qualité

W : poids total de la structure

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

: facteur de correction d'amortissement

$_{sol}$: Contrainte du sol

Introduction générale :

Le génie civil représente l'ensemble des techniques de constructions civiles. Les ingénieurs civils ou ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans cinq grands domaines d'intervention : structures, géotechnique, hydraulique, transport, et environnement.

Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le bâtiment.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures et s'initier au canevas de calcul, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+4 à usage d'habitation implanté en zone IIa de sismicités moyenne.

Pour ce faire, nous allons répartir le travail en huit chapitres à savoir :

- Le premier chapitre consiste en la présentation du bâtiment et caractéristique des matériaux utilisés.
- le deuxième chapitre consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux.
- Le troisième chapitre est Evaluation et désent de charge
- Le quatrième chapitre traite le calcul des éléments secondaires
- Le cinquième chapitre comporte la modélisation du bâtiment par le programme robot.
- le sixième présente l'étude sismique.
- Septième chapitre est donne le ferrailage des éléments porteurs.
- Huitième chapitre est l'étude des fondations.

Chapitre

N° I

**Présentation de l'ouvrage et Caractéristiques des
matériaux**

Introduction

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtiment. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé [1].

Le travail présenté dans ce mémoire de fin d'étude, concerne le calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation en structure mixte (portique et voile).

Le but de cet projet est d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments c'est à dire assurer la sécurité du bâtiment.

1- Présentation de l'ouvrage

Le présent projet consiste à étudier un bâtiment (**R+4**) à usage d'habitation.

L'ouvrage sera implanté à **Mila** située en **zone IIa**, de **sismicité moyenne**, selon le règlement parasismique algérien [2].

a- les plans d'ouvrage :

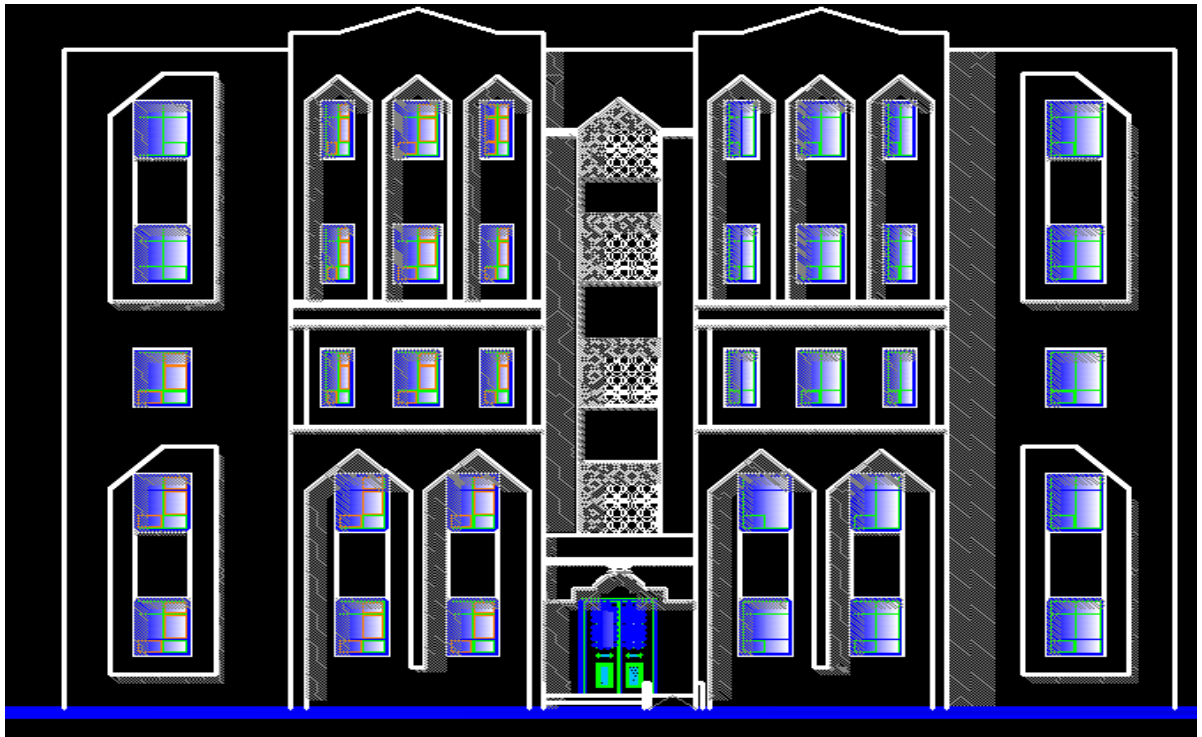


Figure I-1: Façade principale

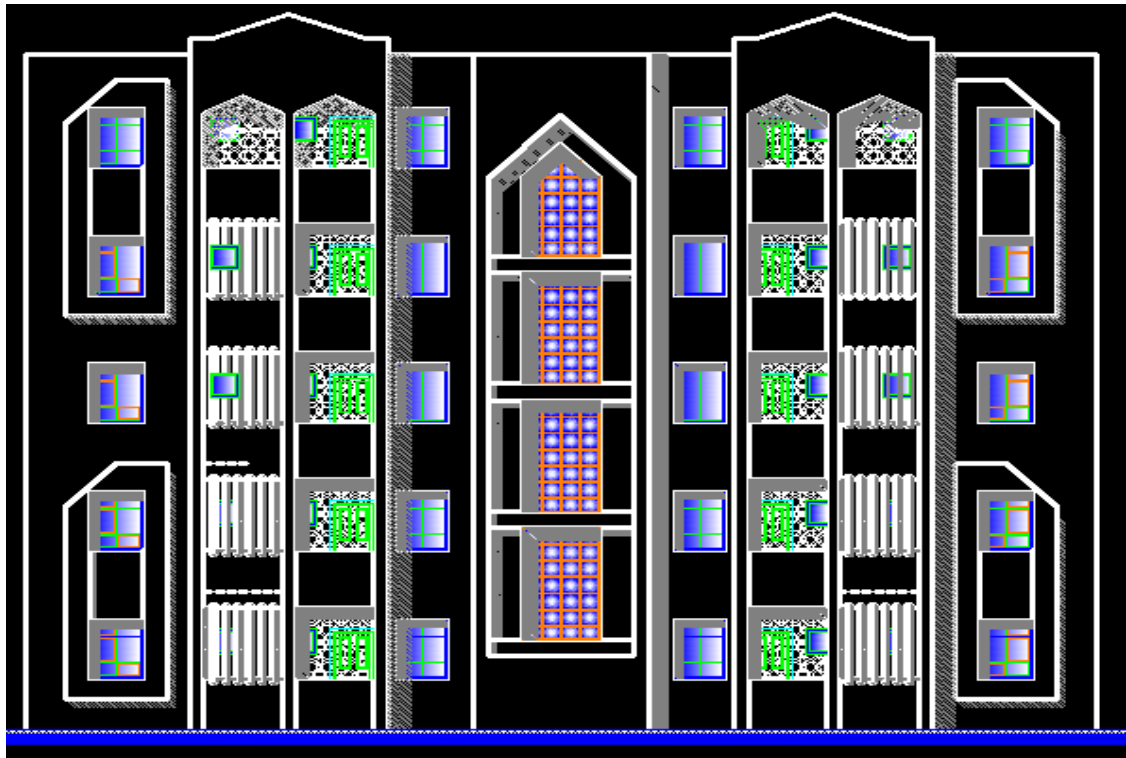


Figure I-2: Façade postérieure

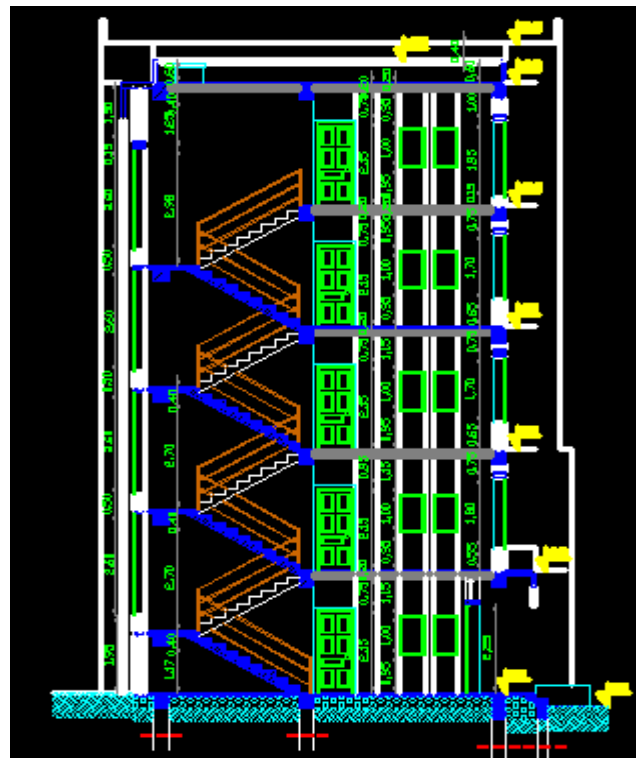


Figure I-3: Coupe A-A

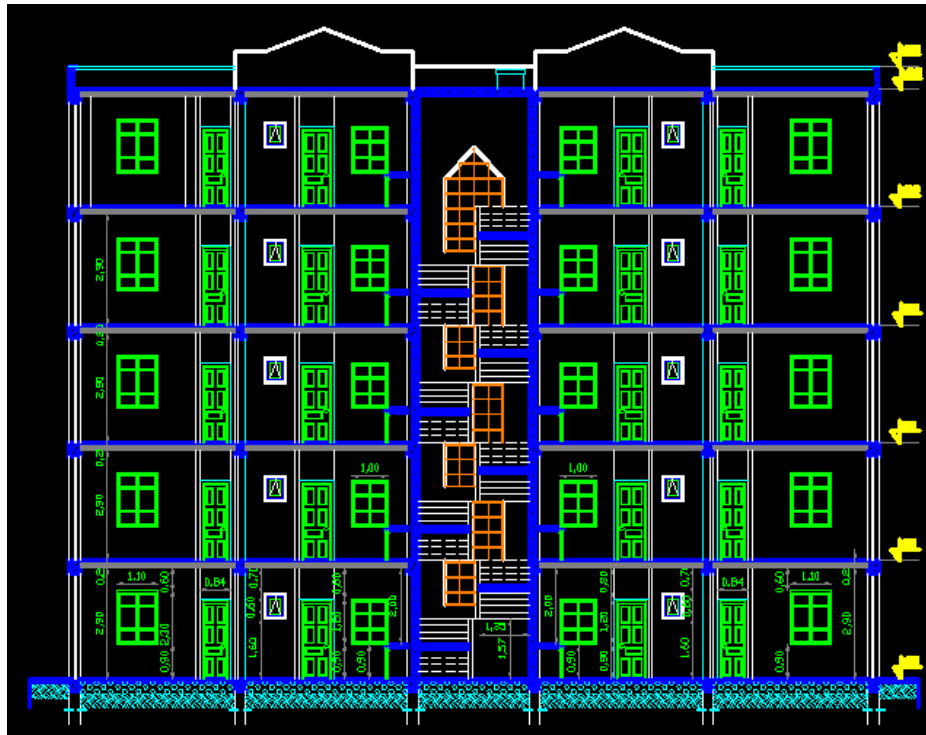


Figure I-4: Coupe B_B

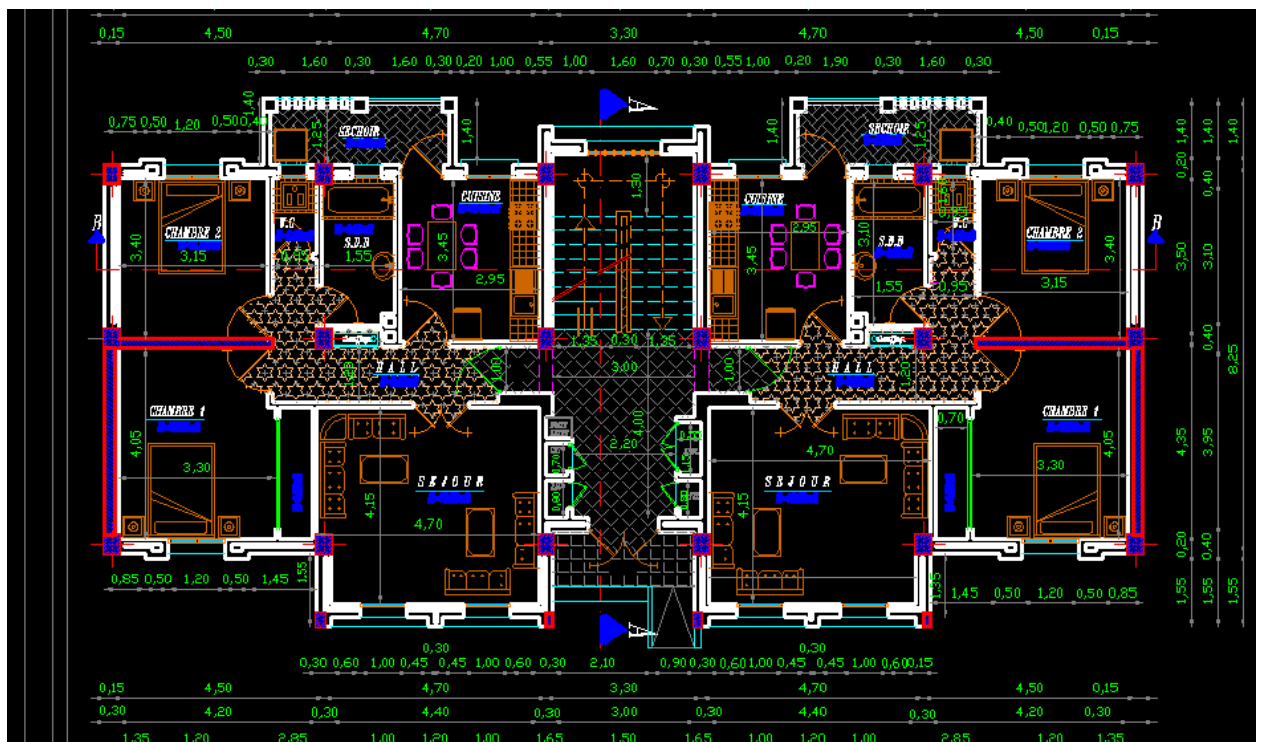


Figure I-5: Plan de rez de chasse et étage courant

b- Caractéristiques géométriques

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de forme régulière en plan, de dimensions suivantes :

- Hauteur des étages courants 3.10m.
- Hauteur du rez -de chaussée 3.10m.
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère15,50m.
- Longueur totale du bâtiment en plan22,00 m.
- Largeur totale du bâtiment en plan11,20m.

L'ouvrage est constitué à deux appartements de **F3** au niveau de chaque étage.

2- Règles et hypothèses de calcul :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après [1] :

2-1 : Le règlement [BAEL 91] (Béton Armé aux Etats Limites)

Basé sur la théorie des états limites.

a. Etats limites ultimes (ELU)

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique (renversement du bâtiment).
- Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).
- Stabilité de forme. (non flambement des poteaux et des voiles).

La Combinaison d'action à l'état limite ultime est : $q = 1.35G + 1.5Q$

✓ **Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.

L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

- **Pivot A:** les pièces soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B:** les pièces soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C:** les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

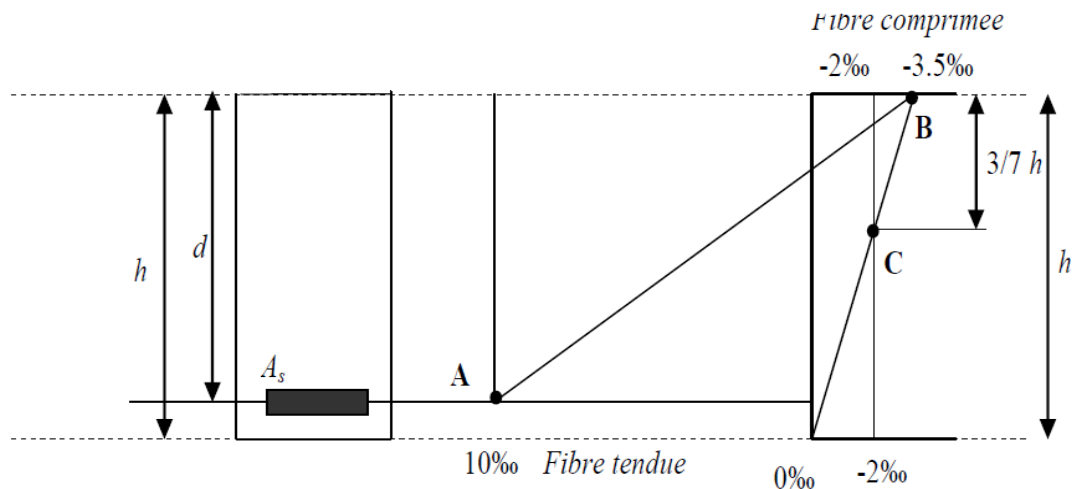


Figure I-6: Diagramme des déformations limites de la section

b. Etats limites de service (ELS) :

Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites :

- Ouverture des fissures (limité la contrainte de traction des aciers pour limiter l'ouverture des fissures).
- Déformation des éléments porteurs (la flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).
- Résistance à la compression du béton.

La Combinaison d'action à l'état limite de service est : $q = G + Q$

✓ **Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15E_b$; $n = 15$).

2-2 : [RPA99]/version2003 (Règles Parasismiques Algériennes) :

Elles sont applicables à toutes les catégories de constructions courantes de configuration simple et régulière.

Le but de ce règlement est de prévoir les mesures à la conception et à l'exécution des constructions, il prévoit :

- Une classification selon les zones sismiques et le groupe d'usage d'une construction, les caractéristiques et les conditions du sol de fondations.
- Une conception sur la catégorie d'ouvrage pour prévoir un système convenable de contreventement.
- Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux.

3- Caractéristiques des matériaux :

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier [1].

3-1 : Béton :

Le béton est un matériau utilisé pour construire de nombreux type d'ouvrage dans les domaines du bâtiment des travaux publics et de l'hydraulique, il est constitué par le mélange du ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau, et dans certains cas d'adjuvants.

✓ Matières constitutives du béton :

La composition courante d' 1m^3 de béton est la suivante :

- 350 kg de ciment de 42.5R
- 530 L de sable
- 740L de gravillon
- 175 L d'eau de gâchage

La méthode adoptée dans beaucoup de chantier en Algérie

- 350 kg de ciment de 42.5R
- 400 L de sable $D_s < 5\text{ mm}$
- 800 L de gravillon $5\text{ mm} < D_g < 25\text{ mm}$
- 175 L d'eau de gâchage

✓ Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

- ❖ **Masse volumique :** Elle varie entre 2.2 à 2.5t/m^3 suivant la qualité d'acier mise dans le béton, elle est généralement dans les calculs prise pour béton ordinaire égale à 2.5 t/ m^3
- ❖ **Résistances caractéristiques :** compte tenu de la durée des réactions chimiques qui est de 28 jours (réaction achevée à 90%), on détermine à cet âge la résistance caractéristique à la traction dite f_{t28} et à la compression notée f_{c28} par des essais ; on

a été amené à se fixer une valeur de **25MPa** pour f_{c28} , et par conséquent :
 $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$ [3] (Article A.1.2.1.2).

$f_{t28} = 2,1 \text{MPa}$

❖ Un contrôle régulier sur chantier est exigé.

▪ **Contraintes limites :**

A- ELU :

Notée f_{bu} tel que : $f_{bu} = \frac{0,85}{\gamma_b} f_{c28}$ [3] (Article A.4.3.4).

Avec :

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

1 : coefficient qui dépend de la durée d'application de la combinaison d'action. Il est fixé à 1 : lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24h

0.9 : lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h

0.85 : lorsqu' elle est inférieur à 1h

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



Figure I-7: Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.

B- ELS :

Donné par $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$ [4] (Article A.4.5.2).

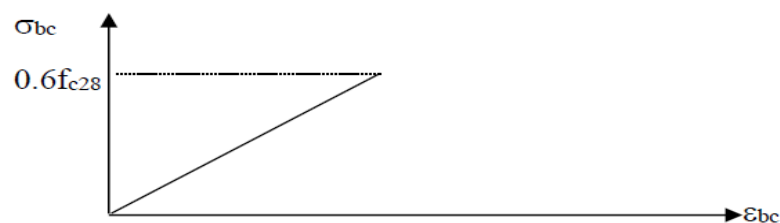


Figure I-8: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

- **Contrainte ultime de cisaillement de béton :**

La contrainte ultime de cisaillement est limité par $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Sachant que :

La contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

Avec :

V_u : Effort tranchant

b, d : Dimensions de pièce.

Les armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne sont autorisées si τ_u ne dépasse pas

$$\tau_u = \text{Min} \left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 4\text{Mpa} \right) = 3,33\text{Mpa} \dots \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \text{Min} \left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28} ; 3\text{Mpa} \right) = 2,5\text{Mpa} \dots \text{fissuration préjudiciable (ou très préjudiciable).}$$

- **Module de déformation longitudinale du béton :**

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après [3].

1. Le module de déformation instantanée :

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

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots \dots \dots [4] (\text{Article A.2.1.2.1}).$$

$$E_{i28} = 32164, 20 \text{ MPa}$$

2. Le module de déformation différée :

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

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots \dots \dots [4] (\text{Article A.2.1.2.2}).$$

$$E_{i28} = 10818,86 \text{ MPa}$$

- **Coefficient de Poisson :**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté " ν ". Conformément au règlement [3] :

À l'ELU : $\nu = 0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).

À l'ELS : $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré).

3-2 : Acier :

a- Définition

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers [1] :

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

Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

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

b- Caractéristique mécanique

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e .
Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers.

Tableau I-1: Caractéristiques mécaniques des aciers

type	Nuance	Limite élastique f_e (MPa)	γ_{es}	Emploi
Barre HA	FeE40	400	1,47	Emploi courant
Rond lisse	FeE22	215	0,935	Epingles de levage des pièces préfabriquées
	FeE24	235	1,02	
Treillis	6mm	520	2,261	voile périphérique et hourdis (dalle de compression)
	>6mm	441	1,917	

c-Contraint limite de l'acier :

- **Contrainte à ELU :**

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

f_e : contrainte limite élastique.

γ_s : déformation (allongement) relative de l'acier.

$$\gamma_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s}$$

γ_s : contrainte de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentelles

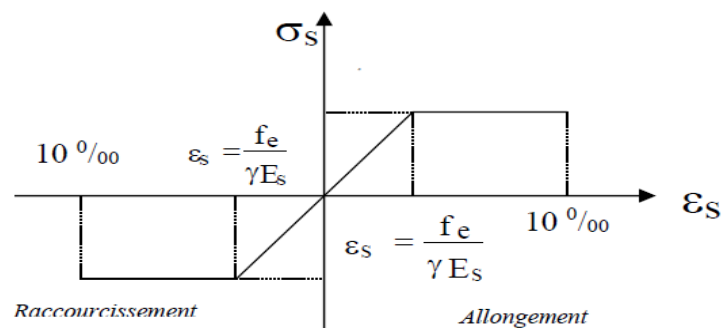


Figure I-9: Diagramme contraintes déformations.

- **Contrainte à ELS :**

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

Fissuration préjudiciable :

$$s = \text{Min} (2/3f_e ; 150\eta) \text{ (MPa)} \dots\dots\dots [3] \text{ (Article A.4.5.32).}$$

Fissuration très préjudiciable :

$$s = \text{Min} (1/2f_e ; 110\eta) \text{ (MPa)} \dots\dots\dots [3] \text{ (Article A.4.5.32).}$$

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

- **Coefficient d'équivalence :**

Le coefficient d'équivalence noté η est le rapport suivant : $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec :

η : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton.

Chapitre

N° II

Pré-dimensionnement

Introduction :

Le pré-dimensionnement est une étape importante pour la suite de calcul et qui sert à estimer les dimensions des différents éléments d'un ouvrage il est effectué selon les règlements en vigueur notamment, les règles technique algérien le **CBA93** le **BAEL91** et le **RPA 99** et dont le but est d'arriver à déterminer des épaisseurs économique afin d'éviter un surcoût d'acier et du béton.

1- Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé de section rectangulaire elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements vertical ramenés par les planchers.

Les poutres seront pré-dimensionnées selon les formules empiriques données par [3] et vérifiées par la suite selon le [4].

a- Poutres principales (porteuses):

D'après le [3]

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

h_t : hauteur de la poutre.

Nous avons : $L = 4.70\text{m}$

$$\frac{470}{15} \leq h_t \leq \frac{470}{10} \rightarrow 31,33 \leq h_t \leq 47 \text{ cm}$$

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

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

b : largeur de la poutre.

$$0,3 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \rightarrow 12 \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

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

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de [2] suivant :

$$b \geq 20\text{cm} \rightarrow b = 30\text{cm} > 20 \quad \text{vérifié.}$$

$$h_t \geq 30\text{cm} \rightarrow h_t = 40\text{cm} > 30 \quad \text{vérifié.}$$

$$h_t/b \leq 4 \rightarrow h_t/b = 1.33 < 4 \quad \text{vérifié.}$$

b- Poutres secondaires (non porteuses) :

D'après le [2] :

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

h_t : hauteur de la poutre.

Nous avons : $L = 4.35\text{m}$

$$\frac{435}{15} h_t \frac{435}{10} \rightarrow 29 h_t 43,5 \text{ cm}$$

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

$$0,3h_t \text{ b } 0,7h_t$$

b: largeur de la poutre.

$$0,3 \times 35 \text{ b } 0,7 \times 35 \rightarrow 10,5 \text{ b } 24,5 \text{ cm}$$

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

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de [2] suivant :

$$b \geq 20\text{cm} \rightarrow b = 30 \geq 20 \text{ vérifie.}$$

$$h_t \geq 30\text{cm} \rightarrow h_t = 35\text{cm} \geq 30 \text{ vérifie.}$$

$$h/b \leq 4 \rightarrow h/b = 1.16 < 4 \text{ vérifie.}$$

Poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

2- Pré-dimensionnement des planchers :

a- Définition :

Les planchers sont des éléments de construction horizontaux ou inclinés qui délimitent sur la verticale l'espace d'un bâtiment ; les planchers classiques sont constitués d'une dalle d'épaisseur constante liée à des poutres secondaires et à des poutres principales, elles-mêmes liées aux éléments supports (poteaux, refends) [5].

Ils servent essentiellement à l'acheminement des charges verticales aux éléments porteurs, ils sont infiniment rigides suivant leur plan.

b- Les rôles essentiels :

Les planchers jouent le rôle :

- De plate-forme porteuse pour l'étage considéré.
- De toit forme pour l'étage sous adjacent.
- D'élément de stabilité.

c- Les fonctions principales :

- Résistance : Les planchers supportent leurs poids propre et les charges d'exploitation.
- Isolation : Ils isolent thermiquement et acoustiquement les étages.

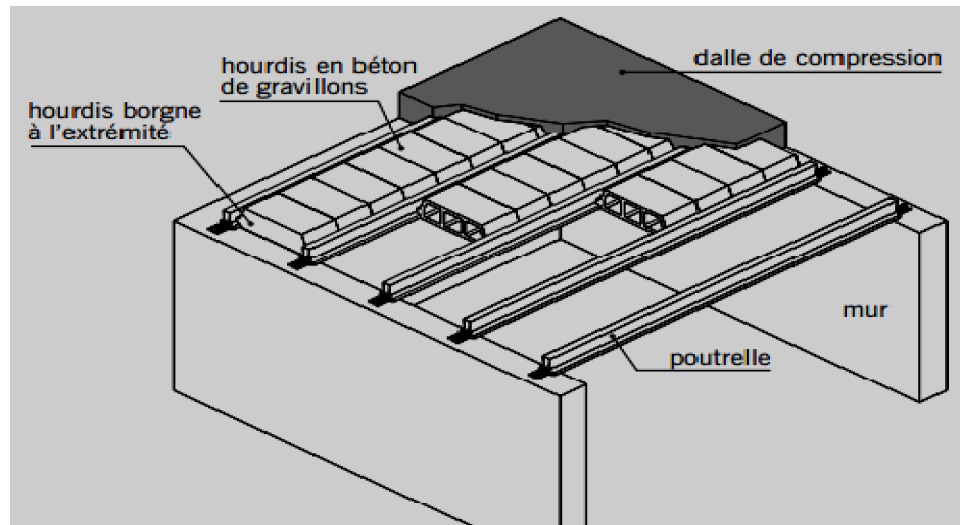
d- Type :

On distingue plusieurs types de planchers et pour notre cas il y a deux catégories :

Planches corps creux :

Composé d'une dalle très mince, des nervures parallèles avec remplissage intermédiaire en corps creux.

On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage ; Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression [5].



FigureII-1: Plancher en corps creux

Dalle pleine :

Un élément horizontal qui a une épaisseur relativement faible par rapport à ses dimensions en longueur et en largeur.

Le choix sera guidé comme tel :

Plancher à entre vous (corps creux) de 16+5 au niveau des étages.

Plancher en dalle pleine au niveau des : Balcons.

❖ **Pré- dimensionnement des Planchers à Corps Creux :**

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm), selon le [3] (art B.6.8 ,423).

Condition de flèche : [3] (art B.6.8, 424)

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour lesquelles le rapport h/L est au moins égal à $L/22,5$.

L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles ($L= 470\text{cm}$)

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow h_t = \frac{470}{22,5} = 20,88\text{cm}$$

On a approprié un seul type de plancher :

Plancher à corps creux (16+5) pour tous les étages :

$h_{cc} = 16$ cm dalle en corps creux

$h_{dcc} = 5$ cm dalle de compression.

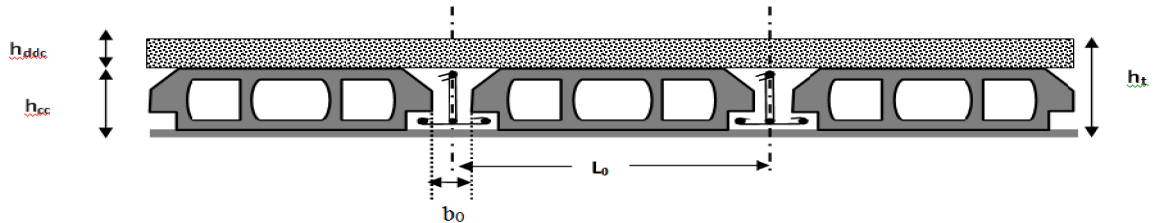


Figure II-2: Coupe transversale sur un plancher à corps creux

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure.

- **Poutrelle :**

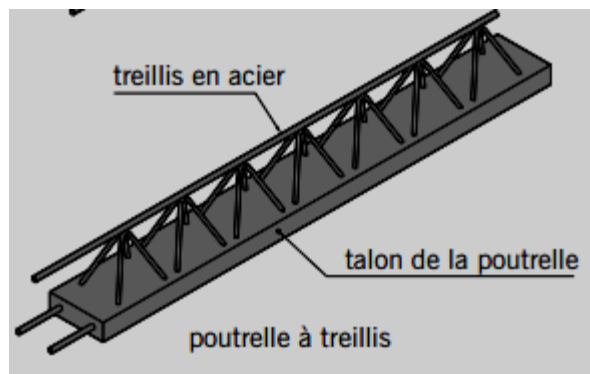


Figure II-3: Les poutrelles

On a $b = 2b_1 + b_0$

b_0 (0,3 h_t ; 0,4 h_t) avec $h_t = 21$ cm

Donc on adopte b_0 (6,3 ; 8,4) → on adopte $b_0 = 10$ cm

b_1 $\min\left(\frac{L}{2}; \frac{L_{\max}}{10}\right)$

Tel que: $L = b - b_0$; $L = 65 - 10 = 55$ cm

b_1 $\min\left(\frac{55}{2}; \frac{470}{10}\right) = \min(27,5; 47)$ cm

On adopte $b_1 = 27,5$ cm

$b = 2b_1 + b_0 = 2(27,5) + 10$ → $b = 65$ cm

3- Pré-dimensionnement du balcon:

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

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

on a : $L = 1,40\text{m}$

$9 \leq 14 \rightarrow e = 12\text{cm}$

On prend une épaisseur de : **12 cm.**

4- Pré-dimensionnement des escaliers

Les escaliers constituant le bâtiment sont en béton armé coulé sur place, Pour ce bâtiment, un seul type d'escaliers est utilisé : escalier a volée droite avec paliers intermédiaires [6].

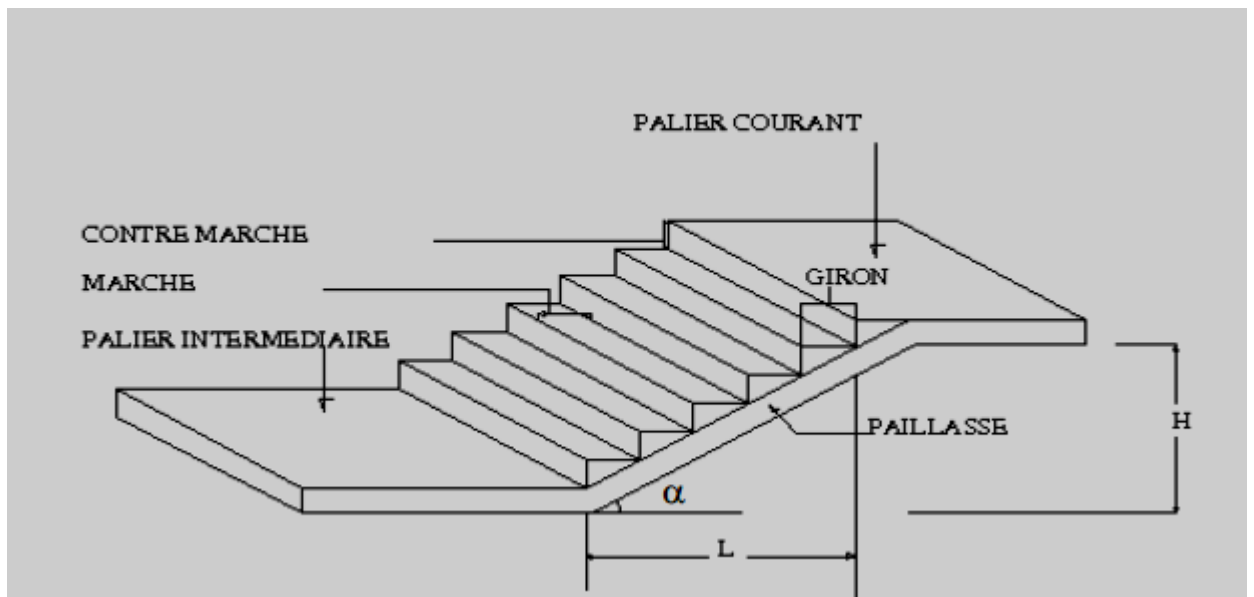


Figure II-4 : Composant d'un escalier.

- Les éléments composant un escalier sont :
- La marche : est la partie horizontale où l'on marche.
- Le giron : est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée (G).
- La contremarche : est la partie verticale d'une marche (h).

• Relation de Blondel

Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de Blondel :

$$59 < (g+2h) < 66.$$

En pratique on prend $g+2h = 0.64\text{m}$

$g = \text{marche}$ $h = \text{contre marche}$

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

$$Ln + 2Hn - 2H = 64(n-1)n$$

$$64n^2 - 614n + 310 = 0$$

$$n = 9$$

Donc: $h = \frac{H}{n} = \frac{155}{9} = 17,22$ on prend **$h = 17 \text{ cm}$**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

Épaisseur de la paille et le palier :

L'épaisseur de la paille est donnée par la formule suivant :

$$\frac{l}{30} \text{ ep } \frac{l}{20}$$

$$l = l_{\text{paille}} + l_{\text{palier}}$$

$$l = (155^2 + 240^2) + 190$$

$$l = 476 \text{ cm}$$

$$\frac{476}{30} \text{ ep } \frac{476}{20} 15,86 \text{ ep } 23,8$$

On prend **$ep = 18 \text{ cm}$**

• **L'inclinaison de la paille :**

$$\text{tg} = \frac{H}{L} \rightarrow \text{tg} = \frac{155}{240} = 0,645$$

$$= \mathbf{32,85}$$

5- Pré-dimensionnement des Acrotère :

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

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal N_G dû au poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge de la main courante estimée à : $Q = 0,7 \text{ KN/ml}$

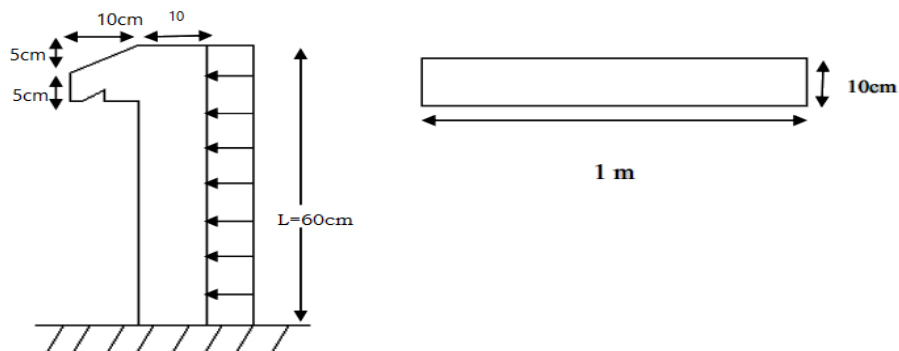


Figure II-5 : Dimension d'un acrotère.

$$H=60\text{cm}$$

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 0,05) \text{ m}^2$$

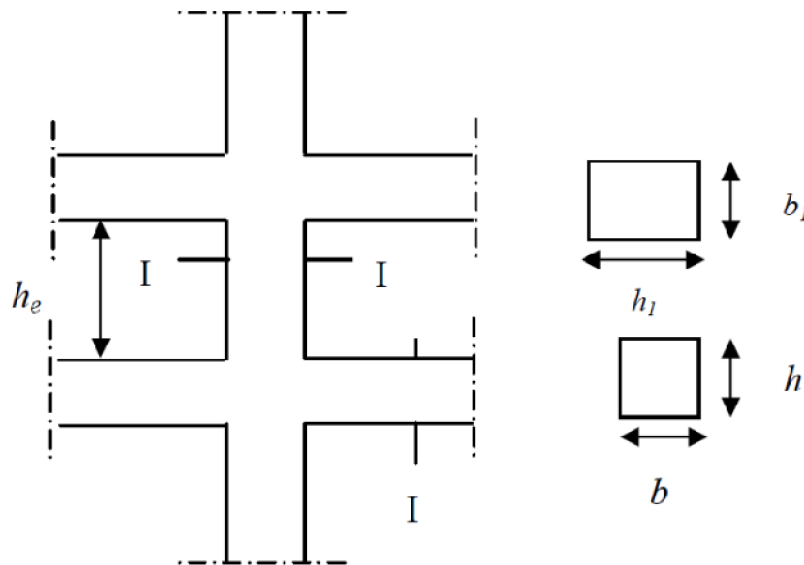
$$S=0,0675\text{m}^2$$

$$P=25 \times 0,0675=1,6875\text{Kn ml}$$

6- Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux chargés de transmettre les charges verticales aux fondations et du contreventement total ou partiel du bâtiment.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armatures de 0,1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé), déterminé par la descente de charges.



FigureII-6 : les poteaux

Soit ($b_1 = 30 \text{ cm}$; $h_1 = 30 \text{ cm}$).

- **Spécifications des règles [2]: Pour la zone II a**

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \rightarrow 30 \text{ cm} \geq 25\text{cm} \text{ (c.v)}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{270}{20} \rightarrow 30\text{cm} \geq 13,5\text{cm} \text{ (c.v)}$$

$$1/4 < b_1/h_1 < 4 \rightarrow 0,25 < \frac{30}{30} = 1 < 4 \text{ (cv)}$$

7- Pré-dimensionnement des voiles :

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur. Elle est donnée par les conditions du [2] suivantes :

1) $e = h_e / 25$ pour les voiles simples tel que h_e : la hauteur libre d'étage

2) $e = 15\text{cm}$

3) $L \geq 4.e$

Avec L : la largeur du voile

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de [2]:

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

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 310 - 35 = 275\text{cm}$ et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$e = h_e / 25 \rightarrow e = 275 / 25 \rightarrow e = 11\text{ cm}$

$e = h_e / 22 \rightarrow e = 275 / 22 \rightarrow e = 12,50\text{ cm}$

$e = h_e / 20 \rightarrow e = 275 / 20 \rightarrow e = 13,75\text{ cm}$

$e = \max(e_{\min}, h_e / 25; h_e / 22; h_e / 20) = \max(15; 11; 12,50; 13,75)\text{ cm}$

Donc $e = 15\text{cm}$

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

Chapitre

N° III

Evaluation et désent de charge

Introduction :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation [1].

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanents (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

➤ **Les planchers[7]:**

a- Étage courant + RDC

Tableau III-1 : Evaluation des charges de plancher accessible à corps creux

N	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux		0,16+0,05	2
5	Cloisons	10	0,13	1,30
6	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
7	Enduit de ciment	18	0,02	0,36

Charge permanente **G=5,02KN/m²**

Charge d'exploitation **Q=1,5 KN/m²**

b- Plancher terrasse inaccessible :**Tableau III-2:** Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux

N	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0,05	1
2	Etanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,01	2,2
4	Corps creux		0,16+0,05	2
5	Isolation thermique	4	0,04	0,16
6	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
7	Enduit de ciment	18	0,02	0,36

Charge permanente **G=6,04KN/m²**

Charge d'exploitation **Q=1 KN/m²**

➤ **Dalle pleine (Balcon)[7]:****Tableau III-3:** Evaluation des charges des balcons (dalle pleine)

N	couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Calage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lite de sable	18	0,02	0,36
4	Dalle pleine	25	0,12	3
5	Enduitde ciment	18	0,02	0,36

Charge permanente **G=4,52 KN/m²**

Charge d'exploitation **Q=3,5 KN/m²**

➤ **Mur extérieur [7]:****Tableau III-4:** Evaluation des charges du mur extérieur

couche	Poids volumique (KN/m³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m²)
Maçonnerie (15+10)	9	0,25	2,25
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Enduit de ciment	18	0,02	0,36

Charge permanente **G=2,81 KN/m²**➤ **Garde-corps [7]:****Tableau III-5:** Evaluation des charges du garde-corps

Matériaux	Poids volumique (KN/m³)	Epaisseur	poids (KN/m²)
Maçonnerie	9	0,1	0,9
Enduit de ciment	18	0,02	0,36

Charge permanente **G=1,26KN/m²**➤ **Escaliers [7]:****a- Palier:****Tableau III-6:** Evaluation des charges du palier

couche	Poids volumique (KN/m³)	Epaisseur	poids (KN/m²)
palier	25	0,18	4,5
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Carrlage	20	0,02	0,4
Enduit de ciment	18	0,02	0,36

Charge permanente **G=5,66KN/m²**Charge d'exploitation **Q=2,5 KN/m²****b- Paillasse [7]:**

Tableau III-7: Evaluation des charges du paillasse

couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur	poids (KN/m ²)
Carrlage	20	0,02	0,4
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Enduit de ciment	18	0,02	0,36
Paillasse	25	0,18	4,5
P P de marche	25	0,17 2	2,125
P du garde-corps	1		1

Charge permanente $G=7,79\text{KN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q=2,5\text{KN/m}^2$

➤ **L'acrotère [4]:**

$$G_a = G_{\text{béton}} + G_{\text{enduite}}$$

$$G_a = 25 \times 0,0675 + (0,36 \times 0,6 \times 2)$$

$$G_a = 2,1195\text{KN/m}$$

I- L'étude des poteaux :

1- Poteau de rive:

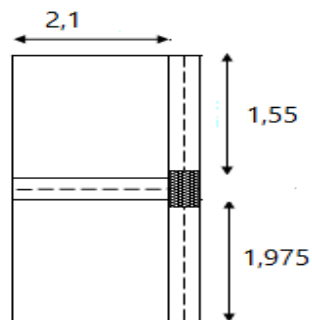


Figure III-1: surface de poteau de rive

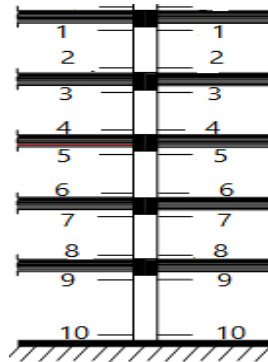


Figure III-2: les coupes des poteaux

$$S = (1,55 + 1,975) \times 2,1 = 7,40 \text{ m}^2$$

Planche terrasse inaccessibles :

$$G = 7,40 \times 6,04 = 44,69 \text{ KN}$$

Planche étage courant :

$$G = 7,40 \times 5,02 = 37,15 \text{ KN}$$

Acrotère :

$$G = 2,1195(1,975 + 1,55 + 0,25) = 8,0 \text{ KN}$$

Poutre principale :

$$G = 2,1 \times 0,40 \times 0,30 \times 25 = 6,3 \text{ KN}$$

Poutre secondaire :

$$G = 25 \times (1,55 + 1,975) \times 0,3 \times 0,35 = 9,25 \text{ KN}$$

Poteau étagé courant :

$$G = 0,3 \times 0,3 \times 3,10 \times 25 = 6,97 \text{ KN}$$

Mur extérieurs :

$$G = 2,81 \times 1,55 = 4,36 \text{ KN}$$

Voile :

$$G=2,7 \times 25 \times 0,15 \times 2,1 + 25 \times 0,15 \times 1,975 \times 2,75 = 41,62 \text{KN}$$

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

- sous la terrasse : Q_0 .
- sous le premier étage à partir du sommet ($i=1$) : Q_0+Q_1 .
- sous le deuxième étage ($i=2$) : $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$.
- sous le troisième étage ($i=3$) : $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$.
- sous le quatrième étage ($i=4$) : $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.

Niveau	Designation	G(KN)	Q(KN)
N-1	Acrotère	8	7,40
	Poutre P	6,3	
N-1	Poutre S	9,25	7,40
	Planche terrasse	44,69	
		$G_i=68,24$	
N_2	N_1	68,24	7,40
	Mur extérieur	4,36	
	Voile	41,62	
	poteau	6,97	
		$G_i=121,19$	
N_3	N_2	121,19	18,5
	Poutre P	6,3	
	Poutre S	9,25	
	Planche étage	37,15	
		$G_i=173,89$	18,5
N_4	N_3	173,89	18,5
	Mur extérieur	4,36	

	Voile poteau	41,62 6,97 G _r =226,84	
N_5	N_4 Poutre P Poutre S Planche étage	226,84 6,3 9,25 37,15 G _r =279,54	28,49 28,49
N_6	N_5 Mur extérieur Voile poteau	279,54 4,36 41,62 6,97 G _r =332,49	28,49
N_7	N_6 Poutre P Poutre S Planche étage	332,49 6,3 9,25 37,15 G _r =385,19	37,37
N_8	N_7 Mur extérieur Voile poteau	385,19 4,36 41,62 6,97 G _r =438,14	37,37
N_9	N_8 Poutre P Poutre S Planche étage	438,14 6,3 9,25 37,15 490,84	45,14

N_10	N_9	490,84	45,14
	Mur extérieur	4,36	
	Voile	41,62	
	poteau	6,97	
		543,79	

2- Poteau d'angle :

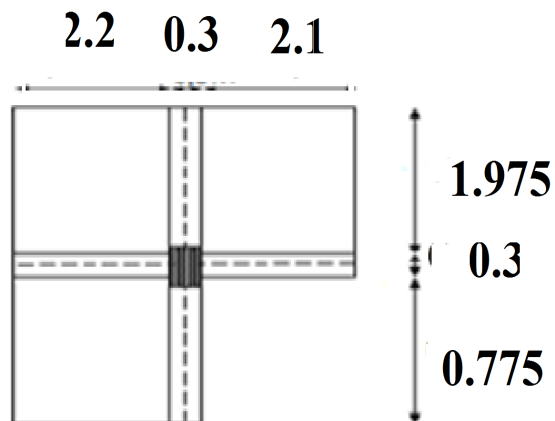


Figure III-3: surface de poteau d'angle

$$S = (2,2+2,1)1,975+2,2 \times 0,775 = 10,19\text{m}^2$$

Planche terrasse inaccessibles :

$$G = 10,19 \times 6,04 = 61,54\text{KN}$$

Planche étage courant :

$$G = 10,19 \times 5,02 = 51,15\text{KN}$$

Acrotère :

$$G = 2,1195(2,1+0,775+2,2+0,3) = 11,39\text{KN}$$

Poutre principale :

$$G=(2,1+2,2)\times 0,4\times 0,3\times 25=12,9\text{KN}$$

Poutre secondaire :

$$G=25\times (1,975+0,775)\times 0,3\times 0,35=7,21\text{KN}$$

Poteau étagé courant :

$$G=0,3\times 0,3\times 3,10\times 25=6,97\text{KN}$$

Mur extérieurs :

$$G=2,81\times (0,775+2,1+1,2)=11,45\text{KN}$$

Mur intérieurs :

$$G=1,26\times 1,975=2,48\text{KN}$$

Niveau	Designation	G(KN)	Q(KN)
N_1	Acrotère	11,39	10,19
	Poutre P	12,9	
	Poutre S	7,21	
	Planche terrasse	61,54	
		$G_i=93,04$	
N_2	N_1	93,04	10,19
	Poteau	6,97	
	Mur extérieur	11,45	
	Mur intérieurs	2,48	
		$G_i=113,99$	
N_3	N_2	113,99	25,47
	Poutre P	12,9	
	Poutre S	7,21	
	Planche étage	51,15	
		$G_i=185,25$	

N_4	N_3 Poteau Mur extérieur Mur intérieurs	185,25	25,47
		6,97	
		11,45	
		2,48	
		G _i = 206,15	
N_5	N_4 Poutre P Poutre S Planche étage	206,15	39,23
		12,9	
		7,21	
		51,15	
		G _i =277,41	
N_6	N_5 Poteau Mur extérieur Mur intérieurs	277,41	39,23
		9,97	
		11,45	
		2,48	
		G _i = 301,31	
N_7	N_6 Poutre P Poutre S Planche étage	301,31	51,45
		12,9	
		7,21	
		51,15	
		G _i = 372,57	
N_8	N_7 Poteau Mur extérieur Mur intérieurs	372,57	51,45
		6,97	
		11,45	
		2,48	
		G _i = 393,47	
N_9	N_8 Poutre P Poutre S Planche étage	393,47	62,15
		12,9	
		7,21	
		51,15	
		G _i =464,73	

N_10	N_9	464,73	62,15
	Poteau	6,97	
	Mur extérieur	11,45	
	Mur intérieurs	2,48	
		$G_i=485,63$	

3- Poteau de corner :

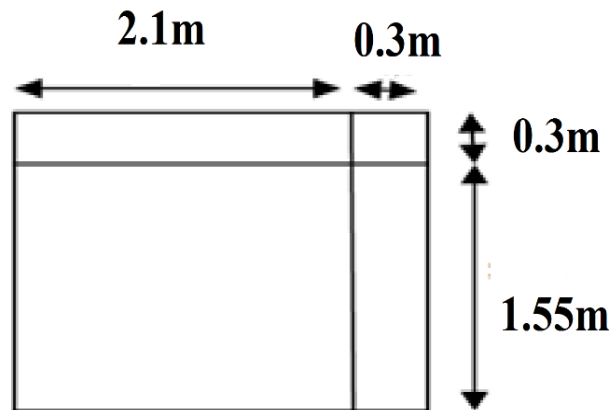


Figure III-4: surface de poteau de corner

$$S = 2,1 \times 1,55 = 3,255 \text{m}^2$$

Planche terrasse inaccessibles :

$$G = 3,255 \times 6,04 = 19,66 \text{KN}$$

Planche étage courant :

$$G = 3,255 \times 5,02 = 16,34 \text{KN}$$

Acrotère :

$$G = 2,1195(2,1 + 0,3 + 0,4 + 1,55) = 9,21 \text{KN}$$

Poutre principale :

$$G = 2,1 \times 0,4 \times 0,3 \times 25 = 6,3 \text{KN}$$

Poutre secondaire :

$$G=25 \times 1,55 \times 0,3 \times 0,35=4,06\text{KN}$$

Poteau étagé courant :

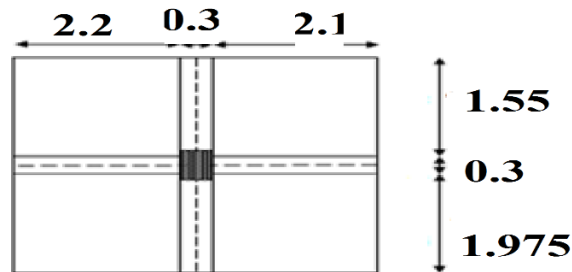
$$G=0,3 \times 0,3 \times 3,10 \times 25=6,97\text{KN}$$

Mur extérieurs :

$$G=2,81 \times (1,55+2,1)=10,25\text{KN}$$

Niveau	Designation	G(KN)	Q(KN)
N-1	Acrotère	9,21	3,255
	Poutre P	6,3	
N-1	Poutre S	4,06	3,255
	Planche terrasse	19,66	
		$G_i=39,23$	
N_2	N_1	39,23	3,255
	Mur extérieur	10,25	
	poteau	6,97	
N_2		$G_i=56,45$	8,13
N_3	N_2	56,45	8,13
	Poutre P	6,3	
	Poutre S	4,06	
	Planche étage	16,34	
N_3		$G_i=83,15$	8,13
N_4	N_3	83,15	8,13
	Mur extérieur	10,25	
	poteau	6,97	
		$G_i=100,37$	

N_5	N_4 Poutre P Poutre S Planche étage	100,37	12,53
		6,3	
		4,06	
		16,34	
		$G_i=127,07$	12,53
N_6	N_5 Mur extérieur poteau	127,07	12,53
		10,25	
		6,97	
		$G_i=144,29$	
N_7	N_6 Poutre P Poutre S Planche étage	144,29	16,43
		6,3	
		4,06	
		16,34	
		$G_i=170,99$	
N_8	N_7 Mur extérieur poteau	170,99	16,43
		10,25	
		6,97	
		$G_i=188,21$	
N_9	N_8 Poutre P Poutre S Planche étage	188,21	19,85
		6,3	
		4,06	
		16,34	
		$G_i=214,91$	
N_10	N_9 Mur extérieur poteau	214,91	19,85
		10,25	
		6,97	
		232,13	

4- Poteau intermédiaire :**Figure III-5:** surface de poteau intermédiaire

$$S = 2,2 \times 1,55 + 2,1 \times 1,55 + 2,2 \times 1,975 + 2,1 \times 1,975 = 15,15 \text{m}^2$$

Planche terrasse inaccessibles :

$$G = 15,15 \times 6,04 = 91,50 \text{KN}$$

Planche étage courant :

$$G = 15,15 \times 5,02 = 76,05 \text{KN}$$

Poutre principale :

$$G = (2,1 + 2,2) \times 0,4 \times 0,3 \times 25 = 12,9 \text{KN}$$

Poutre secondaire :

$$G = 25 \times (1,975 + 1,55) \times 0,35 \times 0,3 = 9,25 \text{KN}$$

Poteau étagé courant :

$$G = 0,3 \times 0,3 \times 3,10 \times 25 = 6,97 \text{KN}$$

Mur intérieurs :

$$G = 1,26 \times (1,55 + 1,55) = 3,9 \text{KN}$$

Voile :

$$G = 25 \times 0,15 \times 1,15 \times 2,7 = 11,64 \text{KN}$$

Niveau	Designation	G(KN)	Q(KN)
N_1	Poutre P	12,9	15,15
	Poutre S	9,25	
	Planche terrasse	91,50	
		G _t =113,65	
N_2	N_1	113,65	15 ,15
	Poteau	6,97	
	Mur intérieurs	3,9	
	voile	11,64	
		G _t =136,16	
N_3	N_2	136,16	37,87
	Poutre P	12,9	
	Poutre S	9,25	
	Planche étage	76,05	
		G _t =234,36	
N_4	N_3	234,36	37,87
	Poteau	6,97	
	Mur intérieurs	3,9	
	voile	11,64	
		G _t =256,87	
N_5	N_4	256,87	58,32
	Poutre P	12,9	
	Poutre S	9 ,25	
	Planche étage	76,05	
		G _t =355,07	
N_6	N_5	355,07	58,32
	Poteau	6,97	
	Mur intérieurs	3,9	
	voile	11,64	
		G _t =377,58	
N_7	N_6	377,58	76,50
	Poutre P	12,9	

	Poutre S Planche étage	9,25 76,05 G _t =475,78	
N_8	N_7 Poteau Mur intérieurs voile	475,78 6,97 3,9 11,64 498,29	76,50
N_9	N_8 Poutre P Poutre S Planche étage	498,29 12,9 9,25 76,05 596,49	92,41
N_10	N_9 Poteau Mur intérieurs voile	596,49 6,97 3,9 11,64 619	92,41

Le Poteau intermédiaire est le Poteau le plus sollicité

Donc : **G=619KN**

Q=92,14KN

II- Vérification de la section de poteau :

D'après le [4](Art B.8.8.1), la vérification suivante est indispensable :

$$N_u \leq \left(\frac{B r f c 28}{0,9 \cdot b} + \frac{A f e}{s} \right)$$

: coefficient réducteur

A : section d'armature comprimé

$$s=1,15 \text{ et } b=1,5$$

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

$$N_u = 1,35 \times 619 + 1,5 \times 92,41 \rightarrow N_u = 974,26 \text{ KN}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0,000675}{0,09}} = 0,0866 \text{ m}$$

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,10 = 2,17 \text{ m}$$

$$= \frac{l_f}{i} = 25,05 < 50$$

$$\text{Donc } = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,77$$

$$A_{\min} \max \left\{ \frac{0,2bh}{100} ; \frac{0,8(b+h)}{100} \right\} \rightarrow A_{\min} \max \{1,8 ; 48\}$$

$$\text{Donc } A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$$

$$N_u \cdot 0,77 \left(\frac{78400 \times 25}{0,9 \times 1,5} + \frac{4800 \times 400}{1,15} \right) \rightarrow N_u \cdot 2403491,14 \text{ N}$$

$$N_u = 974,26 \text{ KN} < 24034,49 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ c v}$$

Vérification de la section selon RPA :

$$\frac{N_u}{B \cdot f_{c28}} \cdot 0,30 \dots\dots\dots ([2] \text{ formule } 7.2)$$

$$\rightarrow B \frac{N_u}{f_{c28} \cdot 0,3}$$

Avec :

B : section de poteau.

N_u Les résultats des calculs.

$$B \frac{974,26}{25 \cdot 0,3} \rightarrow B \cdot 129901,33 \text{ mm}^2$$

$$a = b \sqrt{129901,33} \rightarrow a = b \cdot 36 \text{ cm}$$

$$a = 30 \text{ cm} < 36 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ c n v}$$

Donc : On prend le poteau avec section (40 × 40)

III- Vérification au flambement :

$$B_r \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)} = 575,2 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (40-2)(40-2) = 1444 \text{ cm}^2$$

$$B_r = 1444 > 575,2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ c v}$$

Donc le poteau ne risque pas de flambement.

IV- Vérification de la compression simple :

Le dimensionnement se fait à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{1,15 N_u}{B} \leq \sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow B = \frac{1,15 \times 974,26 \times 0,001}{14,16} = 0,079 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow B = 0,079 \text{ m}^2$$

Avec : b : la section des poteaux

$$B = 0,4 \times 0,4 = 0,16 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } B = 0,16 \text{ m}^2 > 0,079 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{ c v}$$

Donc le poteau ne risque pas de compression simple.

Chapitre

N° IV

Etude des elements secondaires

Introduction :

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ce sont des éléments en maçonnerie comme les cloisons et les murs de façade.

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- ✓ L'acrotère.
- ✓ Les escaliers.
- ✓ La poutre du palier
- ✓ Les dalles pleines des balcons.
- ✓ Les planchers à corps creux (poutrelles et table de compression).

I- Etude l'acrotère :

Acrotère est un élément non structural coulé sur place en tournant le bâtiment au niveau de planche terrasse inaccessible et protéger le gravier de la poussé aussrer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse [5].

Sera calculer comme une console encastrée au niveau de plancher terrasse.

1- Hypothèses de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée
- La fissuration est considérée comme préjudiciable
- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur

L'acrotère comme un élément non structural (art 6 .2.3) et elle doit être calcul sous l'action de la force horizontale comme suit

$$F_p = 4.A.C_p.W_p \dots\dots\dots ([2] \text{ (ART 6.3)})$$

A : coefficient d'accélération de zone

$$A = 0,15 \text{ (groupe 2 et zone IIa).}$$

C_p : facteur de force horizontale.

$$C_p = 0,8$$

W_p : poids de l'acrotère

$$W_p = 2,1195 \text{ KN/m}$$

$$F_p = 4.A.C_p.W_p = 1,01 \text{ kn/ml} \rightarrow F_p = 1,01 < 1,5Q = 1,5 \text{ kn/ml} \dots\dots\dots c v$$

2- Les sollicitations :

➤ ELU :

$$N_u = 1,35W_p = 2,86 \text{ kn/ml}$$

$$M_u = 1,5M_g = 1,5Qh = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ kn.m}$$

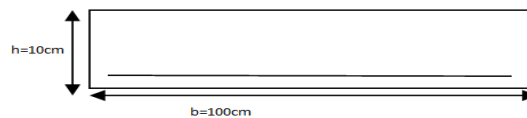
➤ ELS :

$$N_s = W_p = 2,1195 \text{ kn/ml}$$

$$M_s = Q.h = 0,6 \text{ kn.m}$$

3- Ferrailage :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur



➤ ELU :

Selon article de CBA93 on adopte une excentricité totale de calcul.

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

• *Excentricité du résultant :*

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,86} = 0,31 \text{ m}$$

$$e_1 = 0,31 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0,016 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, donc section est partiellement comprimée le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

- **Excentricité de second ordre :**

$$e_2 = \frac{3Lf^2}{10^4 h} (2 + \dots)$$

=2 c'est le rapport de la déformation finale dus au fluage a la déformation instantané sous charge considère.

$$L_f = 2.L = 1,2m$$

$$= \frac{Mg}{Mg + Mq} = \frac{0,38}{0,38 + 0,018} = 0,95$$

$$e_2 = 0,016m$$

- **Excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max(2cm, 1/250) \rightarrow e_a = \max(2cm, 0,24cm) \rightarrow e_a = 2cm = 0,02m$$

- **Calcul du coefficient de majoration f :**

$$f = \min [1 + 0,15 \left(\frac{L_f}{35} \right)^2 \times (h / e_1) ; 1,4]$$

$$B = b.h = 0,1m^2$$

$$I = \frac{b.h^3}{12} = 0,000083m^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 0,0288m$$

$$= \frac{L_f}{i} = 41,66 < 50 \text{ pas de risque de flambement.}$$

$$f = \min [1 + 0,15 \left(\frac{41,66}{35} \right)^2 \times (0,1 / 0,31) ; 1,4]$$

$$f = \min[1,06 ; 1,4] \rightarrow f = 1,06$$

- **Sollicitation majorée :**

$$N_u^* = N_u \cdot f = 3,031kn$$

$$M_u^* = M_u \cdot f = 0,954kn.m$$

- *Evaluation des moments au niveau des armatures tendu (flexion simple) :*

➤ ELU :

$$M_{ua} = M_u^* + N_u^* \left(d - \frac{h}{2} \right) \rightarrow M_{ua} = 1,0449 \text{ kn.m}$$

a- 1^{ère} étape fictive :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} \rightarrow \mu = 0,0115$$

$$= 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow = 0,014$$

$$Z = d(1 - 0,4) \rightarrow Z = 79,55 \text{ mm}$$

$$A_{u1} = \frac{M_{ua}}{Z \cdot \sigma_s} \rightarrow A_{u1} = 37,74 \text{ mm}^2$$

b- 2^{ème} étape : retour à la section réelle

$$A_u = A_{u1} - (N_u^* / \sigma_s) = 37,74 - (3,031 \times 10^3 / 348) = 29,03 \text{ mm}^2$$

➤ ELS :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,283 \text{ m}$$

$$e = 0,283 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0,016 \text{ m}$$

Section pareillement comprimée fléchissant par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_{ser/a} = M_{ser} + N_{ser} \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,663 \text{ kn.m}$$

- *La contrainte d'acier (la fissuration est préjudiciable) :*

$$s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 150 \right) ; = 1,6$$

$$s = \min (266,6 ; 240) \rightarrow s = 240 \text{ MPa}$$

- *La contrainte de béton (ELS):*

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

- *Calcul des moments limite service M_1 :*

$$M_1 = \mu_r b d^2 f_{bc}$$

$$\mu_r = \frac{\alpha r}{2} \left(1 - \frac{\alpha r}{3}\right)$$

$$\mu_r = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \sigma_s} = 0,48$$

$$\mu_r = 0,201$$

$$M_1 = \mu_r b d^2 \sigma_{bc} = 0,201 \times 1000 \times 80^2 \times 15 = 19,29 \text{ kn.m}$$

Si $M_{ser} < M_1 \rightarrow$ il n'y a pas des armatures comprimées ($A' = 0$)

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha r}{3}\right) = 0,08(1 - 0,16) = 0,0672 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \sigma_s} = 41,1 \text{ mm}^2$$

$$A_{ser} = A_s \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = 41,09 \text{ mm}^2$$

- *Vérification des contraintes de non fragilité:*

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{t28}/f_c) \rightarrow A_{min} = 96,6 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \max(A_{ser}, A_{min}, A_s) \rightarrow A_s = \max(41,09 ; 96,6 ; 41,1)$$

$$A_s = 96,6 \text{ mm}^2$$

Donc **4T6** $A_s = 1,13 \text{ cm}^2$

- *L'espacement:*

$$S_t = \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(30; 33) \rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

- *Armature de répartition :*

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,28 \text{ mm}^2$$

Donc **3T6** $A_s = 0,85 \text{ cm}^2$

- *Vérification au cisaillement :*

On doit vérifier que $\tau_u < \overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \rightarrow \overline{\tau_u} = (2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$T_u = 1,5 Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$u = \frac{Tu}{bd} = \frac{1,5 \times 1000}{1000 \times 80} = 0,018 \text{ MPa}$$

$$u = 0,018 \text{ MPa} < \overline{\tau u} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots c v$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

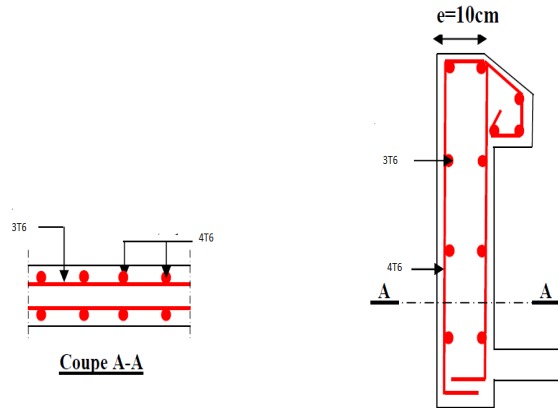


Figure IV-1: ferrailage de l'acrotère

II- Etude des escaliers :

Les escaliers sont calculés à la flexion simple en considérant la section à ferrailier comme une section rectangulaire de largeur 1m et de hauteur h [6].

1- Calcul des escaliers :

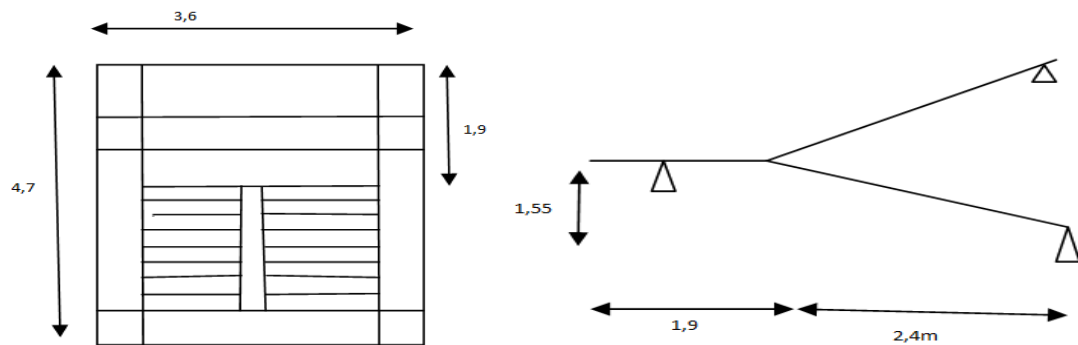


Figure IV-2: schéma des escalier et type de volée

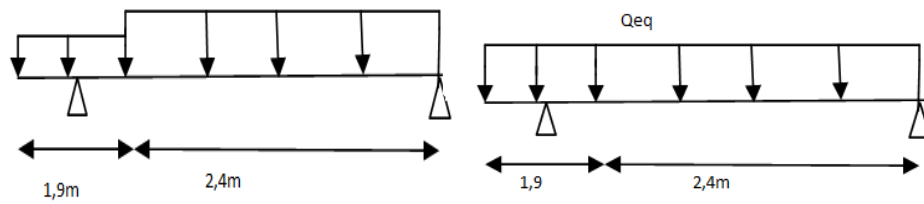
a- Detremination des charge :

➤ **ELU :** $q_u = 1,35G + 1,5Q$

➤ **ELS :** $q_s = G + Q$

Type	G	Q	q _u	q _s
paillasse	7,79	2,5	14,26	10,29
palier	5,66	2,5	11,39	8,16

b- Detremination des sollicitation :



FigureIV-3: shema statique de l'escalier

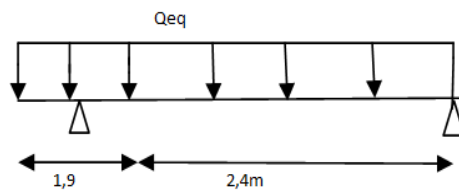
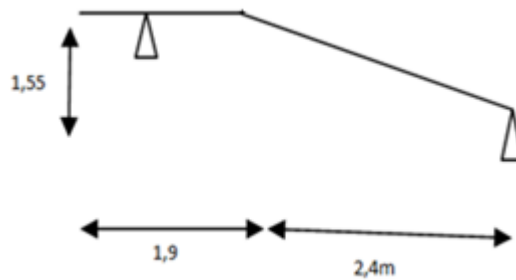
La charge équivalente : $Q_{eq} = \frac{q1 \times l1 + q2 \times l2}{l1 + l2}$

$Q_{eqi} = 13 \text{KN}$

$Q_{eqs} = 9,35 \text{KN}$

Tableau IV-1: valeur des sollicitaion

	$M_0 = \frac{Q_{eq} \times l^2}{8} \text{KN.m}$	$M_t = 0,9 M_0 \text{KN.m}$	$M_a = 0,2 M_0 \text{KN.m}$	$M_{con} = \frac{q l^2}{2} \text{KN.m}$	$T = \frac{q l}{2} \text{KN}$	
ELU	30,04	27,036	6,008	4,16	64,586	-64,586
ELS	21,61	19,449	4,322	2,992	46,46	-46,46



➤ **ELU :**

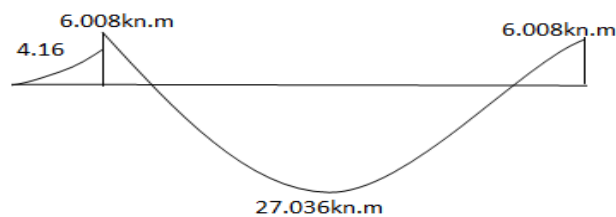


Diagramme de moment

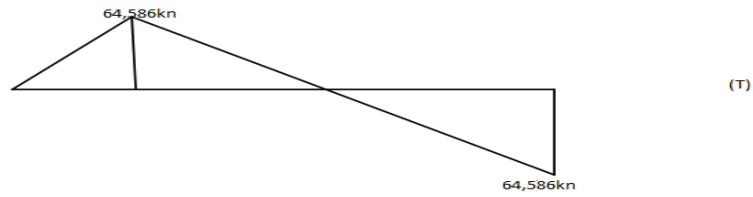


Diagramme du l'effort tranchant

➤ **ELS :**

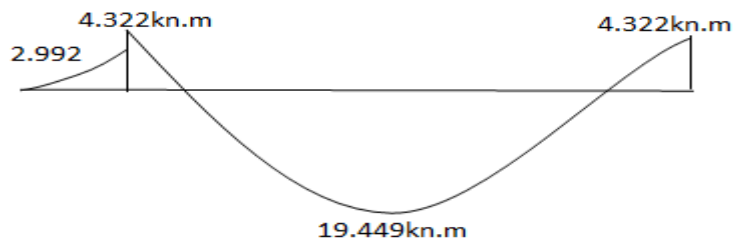


Diagramme de moment

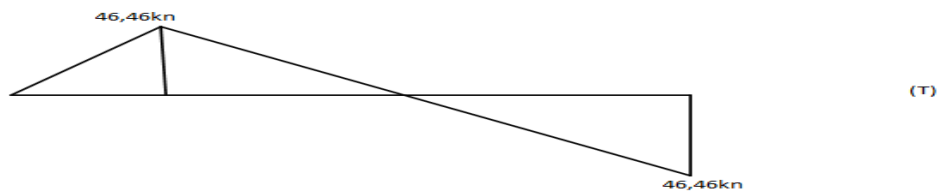
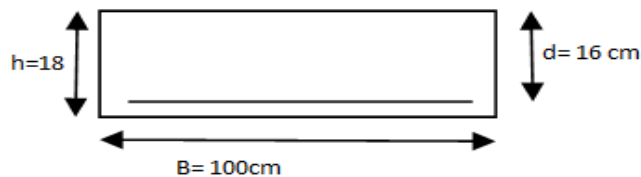


Diagramme du l'effort tranchant

2- Calcul d'armature :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple ; Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur.



$$f_{bc} = 14,16 \text{ MPa} \quad ; \quad s = 348 \text{ MPa} \quad ; \quad d = h - 2 = 18 - 2 = 16 \text{ cm} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

✓ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} \rightarrow \mu = 0,0745 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$= 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow = 0,096$$

$$Z = d(1 - 0,4) \rightarrow Z = 153,85 \text{ mm}$$

$\mu = 0,392$ nous avons dans le pivot A

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

- **Section des armatures :**

$$A_s = \frac{Mt}{z \cdot \sigma_s} \rightarrow A_s = 504,97 \text{ mm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = 193,2 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}, A_s) \rightarrow A_s = 504,97 \text{ mm}^2$$

On prend **6T12** $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \rightarrow A_r = 1,69 \text{ cm}^2$$

On prend **4T8** $A_r = 2,01 \text{ cm}^2$

✓ **En appui :**

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc}bd^2} \rightarrow \mu = 0,0165 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$= 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow = 0,020$$

$$Z = d(1 - 0,4) \rightarrow Z = 158,72 \text{ mm}$$

$\mu = 0,392$ nous avons dans le pivot A

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

- **Section des armatures :**

$$A_s = \frac{Ma}{z \cdot \sigma_s} \rightarrow A_s = 108,77 \text{ mm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = 193,2 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}, A_s) \rightarrow A_s = 193,2 \text{ mm}^2$$

On prend **4T10** $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \rightarrow A_r = 1,57 \text{ cm}^2$$

On prend **4T8** $A_r = 2,01 \text{ cm}^2$

Tableau IV-2: résultat finale de la section d'aciers

A _{st} calculée		Ferre choisie		A _r calculée		Ferre choisie	
travée	appuis	travée	appuis	travée	appuis	travée	appuis
5,04cm ²	1,93 cm ²	6,79cm ²	3,14cm ²	1,93cm ²	1,57cm ²	2,01cm ²	2,01cm ²

- **Espacement entre les armatures :**

- a- **Armatures longitudinales :**

$$S_t \quad \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Travée: } S_t = \frac{100}{6} = 16,6 \text{ cm}$$

$$\text{Donc: } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Appui: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

- b- **Armatures transversals :**

$$S_t \quad \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Travée: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Appui: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

3- La vérification de la contrainte de cisaillement :

$$u = \frac{T_u}{b \cdot d} \rightarrow u = \frac{64,586 \times 10^3}{1000 \times 160} \rightarrow u = 0,403 \text{ MPa}$$

Les fissurations peu nuisibles

$$\bar{\tau u} = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right) \rightarrow \bar{\tau u} = \min(3,33; 5 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau u} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$u = 0,403 \text{ MPa} < \bar{\tau u} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4- Vérification de l'état limite de compression du béton (ELS) :

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

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

y : distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée

I : moment d'inertie

✓ **En travée :**

$$M_{tser} = 19,449 \text{ kn.m} \quad A_{st} = 3,59 \text{ cm}^2$$

• **Position de l'axe neuter:**

$$(by^2/2) + A_{sc}(y-c) - A_{st}(d-y) = 0$$

$$50 y^2 - 15 \times 6,79(d-y) = 0 \rightarrow y = 4,78 \text{ cm}$$

• **Le moment d'inerte :**

$$I_g = (b y^3) / 3 + A_{sc}(y-c) + A_{st}(d-y)^2 = 16462,24 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 5,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,64 \text{ MPa} \quad 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c v}$$

✓ **En appui :**

$$M_{aser} = 4,322 \text{ kn.m} \quad A_{sa} = 0,78 \text{ cm}^2$$

• **Position de l'axe neuter:**

$$(by^2/2) + A_{sc}(y-c) - A_{st}(d-y) = 0$$

$$50 y^2 - 15 \times 3,14(d-y) = 0 \rightarrow y = 3,43 \text{ cm}$$

• **Le moment d'inerte :**

$$I_g = (b y^3) / 3 + A_{sc}(y-c) + A_{st}(d-y)^2 = 8787,15 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 1,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,68 \quad 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c v}$$

Donc il n y a pas de risque de fissuration en compression.

5- Vérification de la flèche :

Les conditions à vérifier sont les suivantes : [3](A. 6.5.2).

$$\frac{h}{L} \frac{1}{16} \rightarrow 0,075 \quad 0,06 \dots\dots\dots \text{c v}$$

$$\frac{A_s}{bd} \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 3,53 \times 10^{-3} \quad 0,0105 \dots\dots\dots \text{c v}$$

$$\frac{h}{L} \frac{M_{tser}}{10 M_{ser}} \rightarrow 0,075 \quad 0,09 \dots\dots\dots \text{c n v}$$

Une seule condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calcul la flèche.

Flèche totale : $f_T = f_v + f_i + \bar{F} \dots \dots \dots [3]$

Avec : $f_i = \frac{Mser.L^2}{10Ei.Ifi}$

$f_v = \frac{Mser.L^2}{10Ei.Ifv}$ $L = 2,4 < 5m$

$\bar{F} = \frac{L}{500}$

❖ Le moment d'inerte de la section homogène $I_0 [3]$:

$I_0 = \frac{b.h^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 = 53590,65cm^4$

Le moment d'inertie fictive

- $I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda i \mu}$
- $I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda v \mu}$

Avec :

- $i = \frac{0,05ft28}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \dots \dots \dots$ pour déformation instantanée.
- $v = \frac{0,02ft28}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \dots \dots \dots$ pour déformation déferée.

$\delta = \frac{As}{bd}$

$\mu = 1 - \frac{1,75ft28}{4\delta\sigma_s + ft28}$ avec : $\sigma_s = \frac{Mser}{As.d}$

$E_i = 11000 \sqrt[3]{fc28} = 32164,19MPa$

$E_v = 3700 \sqrt[3]{fc28} = 10818,86MPa$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau IV-3: vérification de la flèche d'escalier

M_{ser} (kn.m)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	i	v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
21,61	6,79	0,00424	198,91	4,95	1,98	0,328	53590,65	22469,01	35739,22

Donc : $f_i = 1,72\text{mm}$

$f_v = 3,21\text{mm}$

→ $f_T = f_v - f_i = 1,49\text{mm}$

→ $\Gamma = \frac{L}{500} = 4,8\text{mm}$

$f_T = 1,49$ $\Gamma = 4,8\text{mm}$ c v

6- schéma de ferrailage

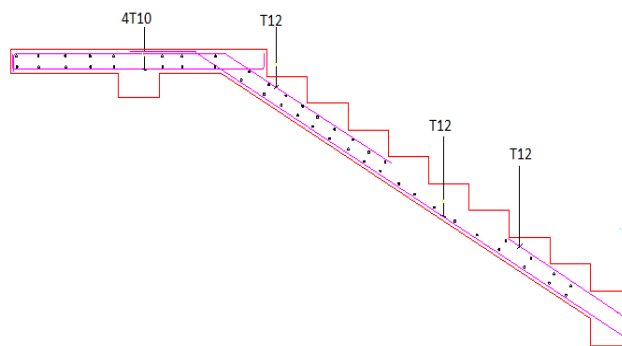


Figure IV-4:le ferrailage des escaliers

III- Etude de la poutre de palière :

La poutre de palière est soumise à la flexion simple et la torsion.

1- Pré-dimensionnement des poutres de palière :

D'après le [3]: $\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$

h_t : hauteur de la poutre.

Nous avons : $L = 3 \text{ m}$

$h_t \frac{300}{10} \rightarrow h_t = 30\text{cm}$

On prend **$h = 35\text{cm}$**

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

b: largeur de la poutre.

$$0,3 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \rightarrow 10,5 \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend **b=30cm**

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de [2] suivant :

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b=30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{c v}$$

$$h_t \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h_t=35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{c v}$$

$$h/b \leq 4 \rightarrow h/b = 1.16 < 4 \dots\dots\dots \text{c v}$$

La poutre palière est soumise à :

- *Poide propre :*

$$G_p = 25 \times 0,35 \times 0,30 = 2,625 \text{ kn/ml}$$

- *Réaction de l'escalier sur la poutre :*

➤ ELU :

$$R_a + R_b = 55,865 \text{ kn} \rightarrow R_a = 55,865 - R_b$$

$$M_a = 0$$

$$41,688 - 3,2R_b + 63,91 = 0 \rightarrow R_b = 32,99 \text{ kn} \rightarrow R_b = 33 \text{ kn}$$

$$R_a = 22,865 \text{ kn}$$

$$R_{ués} = 33 \text{ kn}$$

➤ ELS :

$$R_a + R_b = 40,2 \text{ kn} \rightarrow R_a = 40,2 - R_b$$

$$M_a = 0$$

$$29,63 - 3,2R_b + 45,78 = 0 \rightarrow R_b = 23,56 \text{ kn}$$

$$R_a = 16,64 \text{ kn}$$

$$R_{sés} = 23,56 \text{ kn}$$

2- Combinaison de la charge :

$$q_u = 1,35G_p + R_{esc} \rightarrow q_u = 36,54 \text{ kn/ml}$$

$$q_s = G + R_{esc} \rightarrow q_s = 26,185 \text{ kn/ml}$$

3- Calcul du moment et l'effort tranchant:

➤ *ELU* :

$$M_{u0} = \frac{qu.l^2}{8} = 41,10 \text{ kn.m}$$

$$M_{ut} = 0,85 M_0 = 34,935 \text{ kn.m}$$

$$M_{ua} = 0,5 M_0 = 20,55 \text{ kn.m}$$

$$T_u = R_a = R_b = \frac{qu.l}{2} = 54,81 \text{ kn}$$

➤ *ELS* :

$$M_{s0} = \frac{qs.l^2}{8} = 29,45 \text{ kn.m}$$

$$M_{st} = 0,85 M_0 = 25,03 \text{ kn.m}$$

$$M_{sa} = 0,5 M_0 = 14,725 \text{ kn.m}$$

$$T_s = R_a = R_b = \frac{qs.l}{2} = 39,27 \text{ kn}$$

4- Ferrailage de la poutre palière :

A- Flexion simple (ELU):

$$f_{bc} = 14,16 \text{ MPa} \quad ; \quad f_s = 348 \text{ MPa} \quad ; \quad d = h - 2 = 33 \text{ cm} \quad ; \quad b = 30 \text{ cm} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

✓ *En travée* :

$$\mu = \frac{Mt}{f_b c b d^2} \rightarrow \mu = 0,075 < 0,186 \text{ pivot A}$$

$$= 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow = 0,097$$

$$Z = d(1 - 0,4) \rightarrow Z = 317,19 \text{ mm}$$

$\mu = 0,392$ nous avons dans le pivot A.

les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

• Section des armatures :

$$A_s = \frac{Mt}{Z \cdot f_s} \rightarrow A_s = 316,49 \text{ mm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{ft28}{fe} \rightarrow A_{\min} = 119,54 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}, A_s) \rightarrow A_s = 316,49 \text{ mm}^2$$

On prend **3T14** $A_s = 4,62 \text{ cm}^2$

- **Espacement entre les armatures :**

$$S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

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

- ✓ **En appui :**

$$\mu = \frac{Ma}{fbc b(d \times d)} \rightarrow \mu = 0,044 < 0,186 \text{ pivot A}$$

$$= 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow = 0,056$$

$$Z = d(1 - 0,4) \rightarrow Z = 322,60 \text{ mm}$$

$\mu = 0,392$ nous avons dans le pivot A.

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

- **Section des armatures :**

$$A_s = \frac{Ma}{Z \cdot S} \rightarrow A_s = 183,04 \text{ mm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{ft28}{fe} \rightarrow A_{\min} = 119,54 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}, A_s) \rightarrow A_s = 183,04 \text{ mm}^2$$

On prend **3T12** $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

- **Espacement entre les armatures :**

$$S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

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

- **Calcul des armatures transversales:**

$$t \min\left(\frac{h}{35}; t; \frac{b}{10}\right) \rightarrow t \min(10; 14; 30) \text{ mm}$$

$$t = 10 \text{ mm}$$

On prend $t = 8 \text{ mm}$

La section d'armatures transversales est $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

$$S_t \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \min(29,7; 40)$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_T \frac{0,4 \cdot b \cdot St}{f_e} \rightarrow A_T = 0,45 \text{ cm}^2$$

- **La vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$u = \frac{T_u}{b \cdot d} \rightarrow u = \frac{54,81 \times 10^3}{300 \times 330} \rightarrow u = 0,553 \text{ MPa}$$

$$u = 0,553 \text{ MPa} < \bar{t}u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots c \ v$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$A_L \frac{1,15 v_u}{f_e} \text{ avec : } A_L = 3,16 + 1,83 = 4,99 \text{ cm}^2$$

$$A_L = 4,99 \text{ cm}^2 \quad \frac{1,15 v_u}{f_e} = 1,57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots c \ v$$

- **Vérification de la flèche :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes : [2](A. 6.5.2).

$$\frac{h}{L} \frac{1}{16} \rightarrow 0,116 \quad 0,06 \dots\dots\dots c \ v$$

$$\frac{h}{L} \frac{M_{tser}}{10 M_{ser}} \rightarrow 0,116 \quad 0,089 \dots\dots\dots c \ v$$

$$\frac{A_s}{b d} \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 4,66 \times 10^{-3} \quad 0,0105 \dots\dots\dots c \ v$$

Si les conditions suivantes sont vérifiées n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

B- Torsion :

La poutre palière est soumise à un moment de torsion uniformément repartie sur sa longueur, c'est le moment sur appui de l'escalier.

$$M_{\text{tor}} = M_{\text{aesc}} \cdot \frac{l}{2} = 9,012 \text{ kn.m}$$

M_a : moment en appui

Dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente d'épaisseur ($e = \frac{\varphi}{6}$); car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion [7].

$$\varphi = \min (b, h)$$

$$e = \frac{\varphi}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$= (b-e)(h-e) = 750 \text{ cm}^2$$

: aire de contour du tracé à mi- épaisseur de la paroi.

Périmètre de la section de la poutre palière :

$$U = 2(b+h) = 130 \text{ cm}$$

- **Armatures longitudinales :**

$$A_l^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \cdot U}{2 \cdot f_{\text{st}}} = 2,24 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales :**

On fixe: $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_T^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \cdot S_t}{2 \cdot f_{\text{st}}} = 0,172 \text{ cm}^2$$

Contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{M_t}{2 \cdot e} = 1,20 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que: $\tau_{\text{tor}}^T \leq -$

$$\text{Avec : } \tau_{\text{tor}}^T = \sqrt{\tau f^2 + \tau t^2} = \sqrt{0,553^2 + 1,20^2} = 1,32 \text{ MPa}$$

Les fissurations peu nuisibles

$$\bar{\tau u} = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right) \rightarrow \bar{\tau u} = \min(3,33; 5 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau u} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{tor}}^T = 1,32 \text{ MPa} < \bar{\tau u} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ c v}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

5- Ferrailage globale :

✓ *En travée :*

$$A_{\text{st}} = A_{\text{Lf}} + \frac{A_{\text{Ltor}}}{2} = 4,28 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 3\text{T}14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

En appui:

$$A_{\text{sa}} = A_{\text{af}} + \frac{A_{\text{Ator}}}{2} = 2,95 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 2\text{T}14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales :**

$$A_T = A_{\text{Tfi}} + A_{\text{Ttor}} = 0,45 + 0,172 = 0,622 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 4\text{T}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la flèche :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes : [3] (A. 6.5.2).

$$\frac{h}{L} \frac{1}{16} \rightarrow 0,116 \quad 0,06 \dots\dots\dots c v$$

$$\frac{h}{L} \frac{M_{tser}}{10M_{ser}} \rightarrow 0,116 \quad 0,089 \dots\dots\dots c v$$

$$\frac{A_s}{bd} \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 4,66 \times 10^{-3} \quad 0,0105 \dots\dots\dots c v$$

Si les conditions suivants sont vérifiées n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

6- Schema de ferrailage:

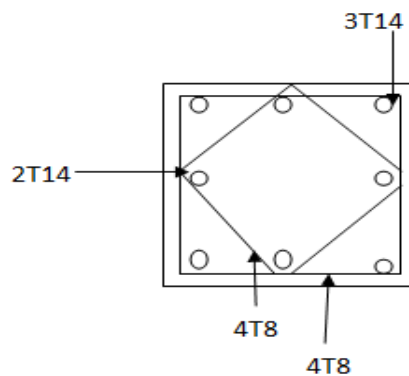


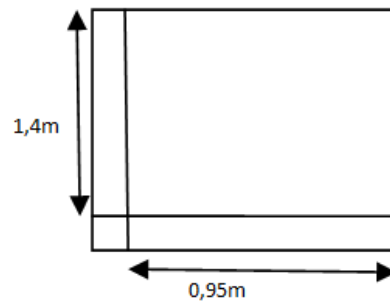
Figure IV-5: ferrailage de la poutre de palier

IV- Etude du balcon:

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastree dans les poutres et libre dans l'autre côté.

Il y a un type de balcon :

- Balcon en dalle pleine repose sur deux appuis perpendiculaires.

a- Balcon repose sur deux appuis :**Figure6:**shema statique du balcon étudiée

$$\eta = \frac{l_x}{l_y} = 0,678 > 0,4$$

Donc la dalle portée dans deux sens.

Sens la petit portée (l_x) : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

Sens la grand portée (l_y) : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Tableau IV-4: valeur de coefficients μ_x et μ_y en fonction du rapport η

	ELU	ELS
μ_x	0,068	0,074
μ_y	0,436	0,585

Evaluation des charges :

$$G = 4,52 \text{ kn/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ kn/m}^2$$

$$g_{\text{mur}} = 1,26 \text{ kn/m}^2$$

1- Calcul des moment :**➤ ELU :**

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \rightarrow M_{0x} = 0,696 \text{ kn.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \rightarrow M_{0y} = 0,303 \text{ kn.m}$$

- Les moment en appui :

$$M_{axu}=0,5 M_{0x}= 0,348\text{kn.m}$$

$$M_{axu}=0,3 M_{0x}= 0,208\text{kn.m}$$

$$M_{ayu}=0,5 M_{0y}= 0,151\text{kn.m}$$

$$M_{ayu}=0,3 M_{0y}= 0,090\text{kn.m}$$

- Les moment en travée :

$$M_{txu}=0,85 M_{0x}= 0,591\text{kn.m}$$

$$M_{tyu}=0,85 M_{0y}= 0,257\text{kn.m}$$

- **ELS :**

$$M_{0x}=\mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \rightarrow M_{0x}= 0,535\text{kn.m}$$

$$M_{0y}=\mu_y \cdot M_{0x} \rightarrow M_{0y}= 0,312\text{kn.m}$$

- Les moment en appui :

$$M_{axs}=0,5 M_{0x}= 0,267\text{kn.m}$$

$$M_{axs}=0,3 M_{0x}= 0,160\text{kn.m}$$

$$M_{ays}=0,5 M_{0y}= 0,156\text{kn.m}$$

$$M_{ays}=0,3 M_{0y}= 0,093\text{kn.m}$$

- Les moment en travée :

$$M_{txs}=0,85 M_{0x}= 0,454\text{kn.m}$$

$$M_{tys}=0,85 M_{0y}= 0,265\text{kn.m}$$

Tableau IV-5: résultat finale des moment

	ELU		ELS	
Appui(max)	0,348		0,267	
travée	Sens x	0,591	Sens x	0,454
	Sens y	0,257	Sens y	0,265

2- Détermination de ferrailage (ELU) :

Le ferrailage de dalle se fait à ELU en flexion simple sur une bande de 1m

✓ *En travée :*

Sens x :

$$\mu = \frac{Mtx}{f_{bc} b(d \times d)} \rightarrow \mu = 4,17 \cdot 10^{-3} < 0,186 \text{ pivot A}$$

$$= 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow = 5,22 \cdot 10^{-3}$$

$$Z = d(1 - 0,4) \rightarrow Z = 99,79 \text{ mm}$$

$\mu = 0,392$ nous avons dans le pivot A

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

- **Section des armatures :**

$$A_s = \frac{Mt}{Z \cdot \sigma_s} \rightarrow A_s = 17,01 \text{ mm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = 120,75 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}, A_s) \rightarrow A_s = 120,75 \text{ mm}^2$$

On prend **4T8** $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Espacement :**

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

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

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

Sens y :

$$\mu = \frac{Mtx}{f_{bc} b(d \times d)} \rightarrow \mu = 1,81 \times 10^{-3} < 0,186 \text{ pivot A}$$

$$= 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow = 2,26 \cdot 10^{-3}$$

$$Z = d(1 - 0,4) \rightarrow Z = 99,9 \text{ mm}$$

$\mu = 0,392$ nous avons dans le pivot A

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

- **Section des armatures :**

$$A_s = \frac{Mt}{Z \cdot \sigma_s} \rightarrow A_s = 7,39 \text{ mm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{ft28}{fe} \rightarrow A_{\min} = 120,75 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \max (A_{\min}, A_s) \rightarrow A_s = 120,75 \text{ mm}^2$$

On prend **4T8** $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Espacement :**

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

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

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

- ✓ **En appui :**

$$\mu = \frac{Ma}{fbc b(d \times d)} \rightarrow \mu = 2,45 \times 10^{-3} < 0,165 \text{ pivot A}$$

$$= 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow = 3,06 \times 10^{-3}$$

$$Z = d(1 - 0,4) \rightarrow Z = 99,87 \text{ mm}$$

$\mu = 0,392$ nous avons dans le pivot A

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

- **Section des armatures :**

$$A_s = \frac{Mt}{Z \cdot S} \rightarrow A_s = 10,01 \text{ mm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{ft28}{fe} \rightarrow A_{\min} = 120,75 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \max (A_{\min}, A_s) \rightarrow A_s = 1,20 \text{ cm}^2$$

On prend **4T8** $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Espacement :**

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

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

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

3- La vérification de l'effort tranchant (ELU) :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée.

$$u = \frac{T_u}{b \cdot d} \quad 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{MPa}$$

$$T_x = \frac{qu \cdot Lx \cdot Ly}{2Lx + Ly} = 4,57 \text{kn}$$

$$T_y = \frac{qu \cdot Lx}{3} = 3,59 \text{kn}$$

$$T_u = \max(T_x, T_y) = 4,57 \text{kn}$$

$$u = \frac{T_u}{b \cdot d} = 0,045 \text{MPa} \quad 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{MPa} \dots\dots\dots c v$$

4- Vérification de la contrainte des compressions du béton (ELS) :

$$bc = \frac{M_{ser} \times y}{I} \quad 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

y : distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée

I : moment d'inertie

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

$$(b y^2 / 2) + A_{sc}(y - c) - A_{st}(d - y) = 0$$

- **Le moment d'inerte :**

$$I_g = (b y^3) / 3 + A_{sc}(y - c)^2 + A_{st}(d - y)^2$$

Tableau IV-6: la vérification de la contrainte des compressions du béton

	M_{ser}	I	Y	bc	bc*	observation
Travée (sens x)	0,454	2189,07	2,17	0,45	15	C V
Travée (sens y)	0,265	2189,07	2,17	0,26	15	C V
appui	0,267	2189,07	2,17	0,26	15	C V

5- Vérification des contraintes au niveau d'acies :

$$s < s_t^*$$

$$s = \frac{15 M_s (d - x)}{I}$$

Fissuration préjudiciable $\rightarrow \sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f t_j} \right) = 202 \text{ MPa}$

Tableau IV-7: la vérification des contraintes au niveau d'aciers

	s	σ_{st}^*	observation
Travée (sens x)	24,35	202	C V
Travée (sens y)	14,21	202	C V
appui	14,21	202	C V

6- Vérification de la flèche :

Les conditions à vérifier sont les suivantes : [3](A. 6.5.2).

$\frac{h}{L} \frac{1}{16} \rightarrow$ sens x : $0,126 > 0,0625$ c v

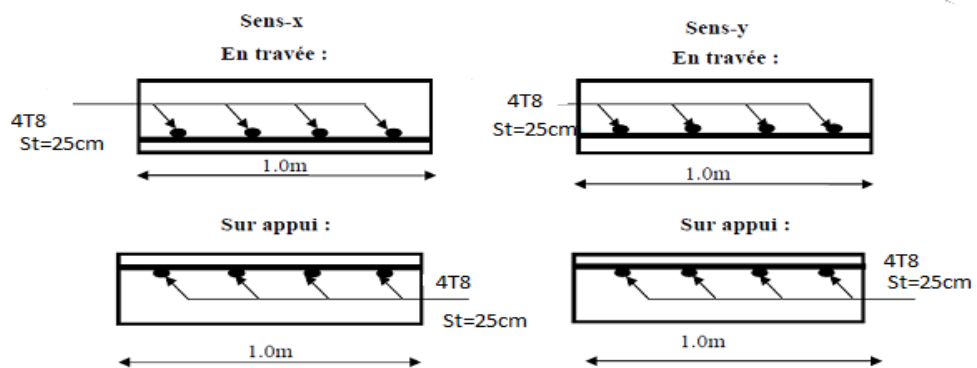
sens y : $0,086 > 0,0625$ c v

$\frac{h}{L} \frac{M_{ser}}{10M_{ser}} \rightarrow$ sens x : $0,126 > 0,032$ c v

sens y : $0,086 > 0,042$c v

$\frac{A_s}{bd} \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 2,01 \times 10^{-3} > 0,0105$c v

7- Schema des ferrailage:



FigureIV-7: schéma statique de ferrailage

V- Etude de planche:

1- Introduction :

Les planchers sont des éléments plans limitant les étages, deux fonctions principales leurs sont dévolues :

- Fonction de résistance : Les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation
- Fonction d'isolation : Ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents états

Les poutrelles seront continuées et disposées suivant la petite portée pour la réduction de la flèche.

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

2- Evaluation des charges applique à chaque nervure:

- *Plancher terrasse :*

Charge permanente $G=6,04\text{KN/m}^2$

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

- *Étage courant + RDC :*

Charge permanente $G=5,02\text{KN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q=1,5\text{KN/m}^2$

3- Méthode de calcul :

Après une analyse des liaisons avec la structure, et une modélisation de la poutre (section, portée) et des actions appliquées on peut être amené à calculer:

- soit une poutre isostatique par le RDM.
- soit une poutre hyperstatique par la méthode forfaitaire ou celle de Caquot

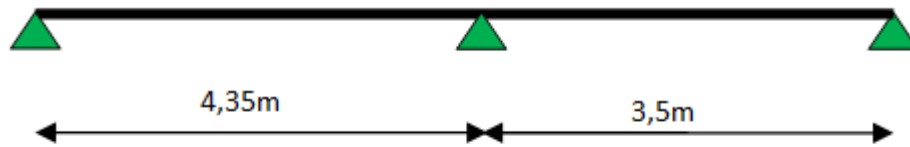
A- Méthode de calcul (Méthode forfaitaire) :

Le [3] (Art .B.6.210) propose cette méthode simplifiée pour déterminer les moments en appui et en travée. Elle est applicable si les 4 conditions sont vérifiées.

- Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$).
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq L_i/(L_i+1) \leq 1.25$.
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées ($I=\text{constant}$).
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).

• **La vérification des conditions d'application de la méthode :**

a- Type 1 (terrasse) :



- (Q Min (2G, 5kn/m²) ; Q= 1kn/m² 5kn/m².....c v
- $0.8 \frac{4,35}{3,5} = 1.24$ 1.25.....c v
- $I = \frac{b.h^3}{12} = Cste$ c v
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).....c v

Donc on utilisé la méthode de forfaitaire.

4- Les combinaisons d'action:

✓ ELU:

$$P_u = 1,35g + 1,5q$$

✓ ELS :

$$P_s = g + q$$

Tableau IV-8: les combinaisons d'action

	G (kn/m ²)	Q (kn/m ²)	q _u (kn/ml)	q _s (kn/ml)
P terrasse	6,04	1	6,28	4,58
P étage + RDC	5,02	1,5	5,87	4,24

5- Valeurs des moments:

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_w et M_e doivent vérifier :

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

$$M_t \frac{(1 + 0,3\alpha) M_0}{2} \text{ travée intermédiaire.}$$

$$M_t \frac{(1,2 + 0,3\alpha) M_0}{2} \text{ travée de rive.}$$

✓ **0.6 M₀** moment en appui intermédiaire pour une poutre à deux travées.

✓ $0,15M_0$ moment en appui de rive pour une poutre a deux travées.

La valeur maximale du moment fléchissant : $M_0 = \frac{P.L^2}{8}$

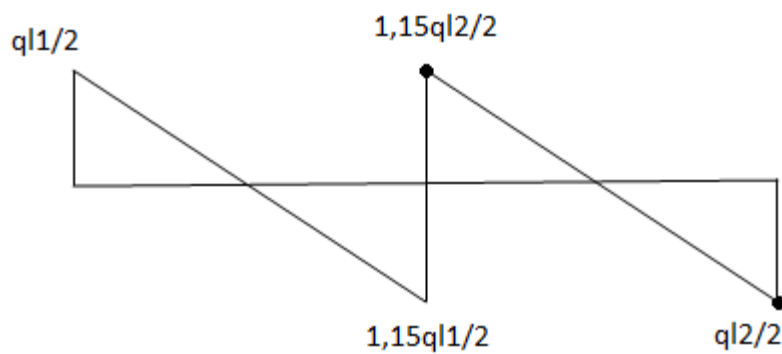
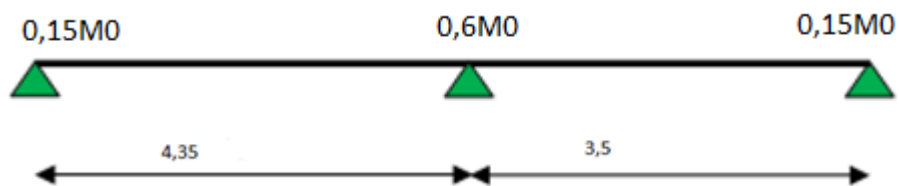
Le rapport de charge d'exploitation a la somme des charge non pondérée : $= \frac{q}{g+q}$

Donc : $P_T = \frac{q}{g+q} = \frac{1}{6,04+1} = 0,142$

$P_{ET} = \frac{q}{g+q} = \frac{1,5}{5,02+1,5} = 0,230$

6- Détermination des sollicitations :

A- *Planche terrasse inaccessible :*



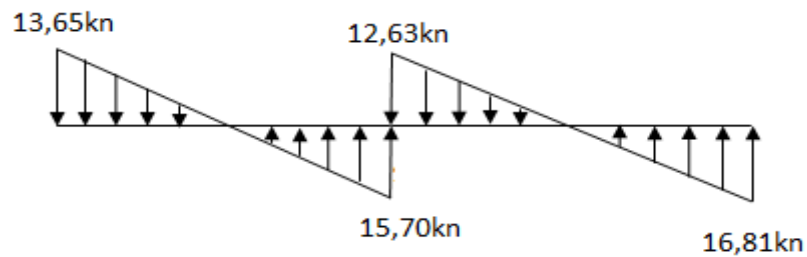
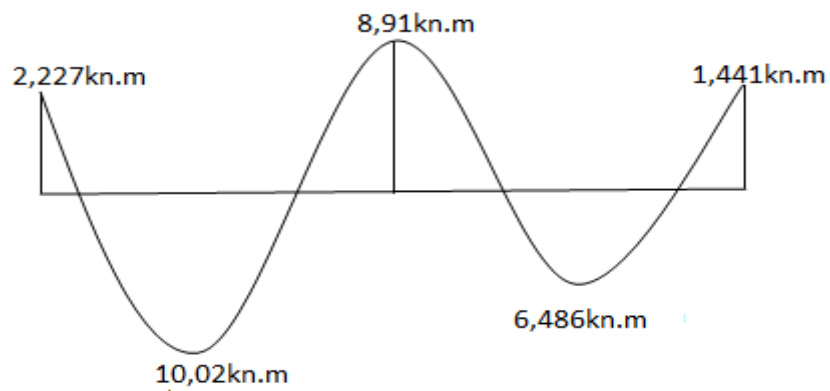
✓ ELU :

Travée	L (m)	P_u (kn/ml)	M_0 (kn.m)	M_g (kn.m)	M_d (kn.m)	M_t (kn.m)	T_g (Kn)	T_d (kn)
Travée 1	4,35	6,28	14,85	2,227	8,91	10,02	13,65	15,70
Travée 2	3,5	6,28	9,61	5,766	1,441	6,486	12,63	16,81

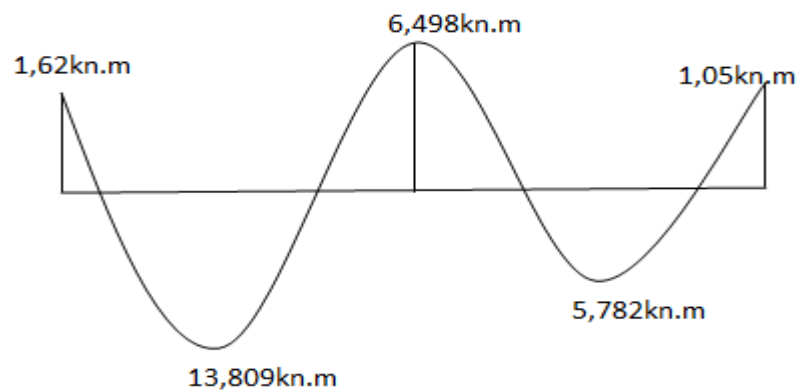
✓ ELS :

Travée	L (m)	P_u	M_0 (kn.m)	M_g (kn.m)	M_d (kn.m)	M_t (kn.m)	T_g (kn)	T_d (kn)
Travée 1	4,35	4,58	10,83	1,62	6,498	13,809	9,96	11,45
Travée 2	3,5	4,58	7,01	4,206	1,051	5,782	9,21	8,015

✓ ELU :



✓ ELS :



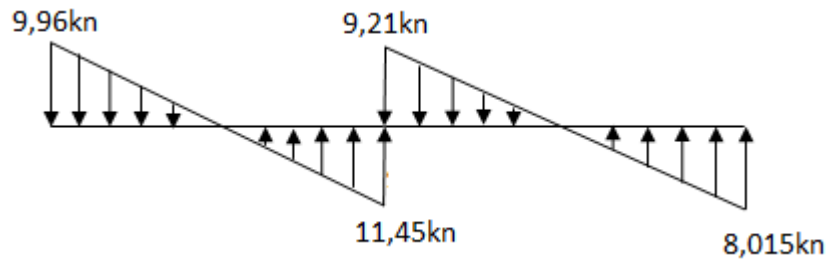
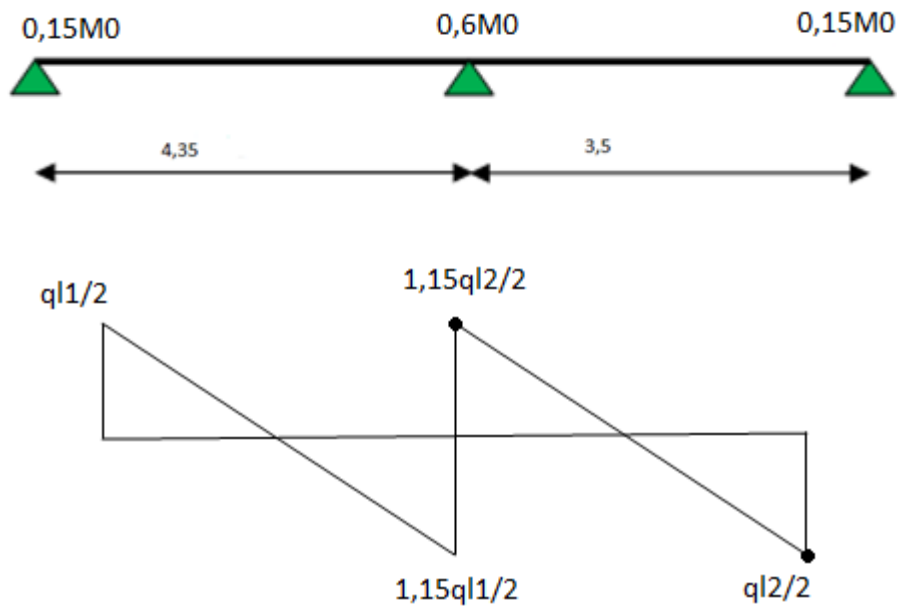


Diagramme des moments et des efforts tranchant

B- Planche étage + RDC:



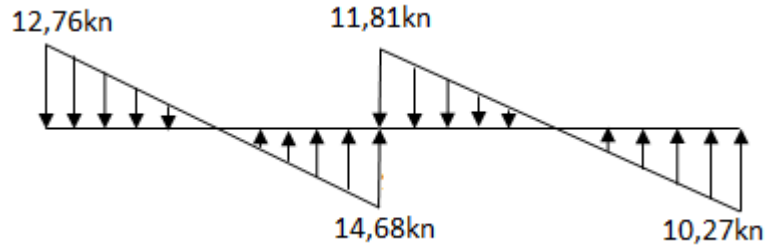
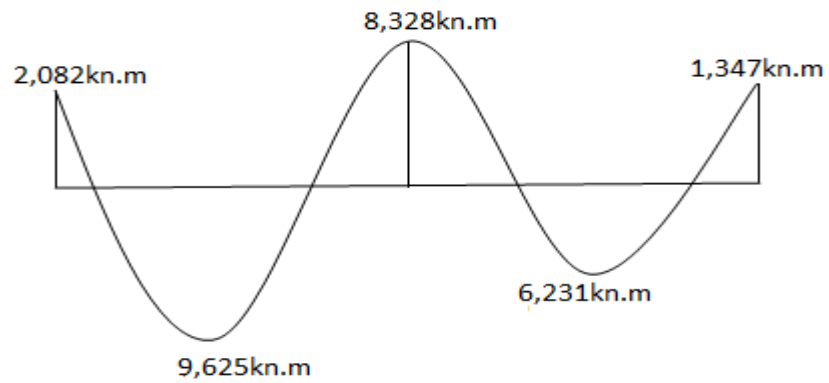
✓ ELU :

Travée	L (m)	P_u	M_0 (kn.m)	M_g (kn.m)	M_d (kn.m)	M_t (kn.m)	T_g (Kn)	T_d (kn)
Travée 1	4,35	5,87	13,88	2,082	8,328	9,625	12,76	14,68
Travée 2	3,5	5,87	8,98	5,388	1,347	6,231	11,81	10,27

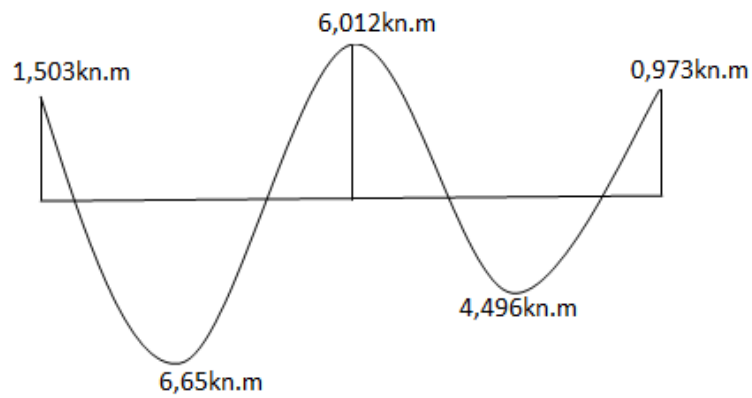
✓ ELS :

Travée	L (m)	P_u (kn/ml)	M_0 (kn.m)	M_g (kn.m)	M_d (kn.m)	M_t (kn.m)	T_g (kn)	T_d (kn)
Travée 1	4,35	4,24	10,02	1,503	6,012	6,65	9,22	10,60
Travée 2	3,5	4,24	6,49	3,894	0,973	4,496	8,53	7,42

✓ ELU :



✓ ELS :



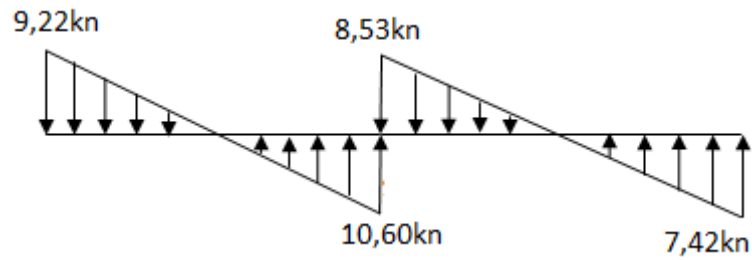


Diagramme des moments et des efforts tranchant

7- Calcul des armatures :

Pour le calcul du ferrailage, on considérera la nervure la plus sollicitée des planchers terrasse et celle de l'étage courant. Il sera analogue au calcul d'une poutre de section Té soumise à la flexion simple.

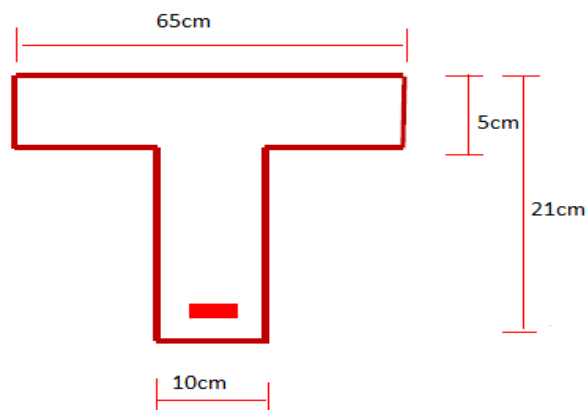


Figure IV-8: dimensions des nervures

$$b = 65\text{cm} \quad ; \quad h_0 = 5\text{cm} \quad ; \quad h_t = 21\text{cm} \quad ; \quad b_0 = 10\text{cm} \quad ; \quad d = 19\text{cm} \quad ; \quad c = 2\text{cm}$$

A- Plancher terrasse :

1- Armature longitudinal:

✓ ELU:

❖ En travée:

Calcul du moment résistant de la section en Té:

$$M_t = f_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot (d - h_0/2) \quad \rightarrow M_t = 75,93\text{kn.m}$$

$$M_t = 75,93\text{kn.m} > M_{t \max} = 10,02\text{kn.m}$$

L'axe neutre se trouve dans la table de compression.

Donc on calcul la section en T comme une section rectangulaire de largeur $b=65\text{cm}$ et de hauteur $h=21\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} \rightarrow \mu = 0,030 < 0,186 \text{ pivot A}$$

$$= 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow = 0,038$$

$$Z = d(1 - 0,4) \rightarrow Z = 187,11\text{mm}$$

$\mu = 0,392$ nous avons dans le pivot A

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

• **Section des armatures :**

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} \rightarrow A_s = 153,88\text{mm}^2$$

• **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = 149,12 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}, A_s) \rightarrow A_s = 153,88\text{mm}^2$$

❖ **. En appui:**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

M (kn.m)	μ		Z (mm)	A_s (mm ²)
8,91	0,174	0,240	171,76	1,49

✓ **ELS :**

❖ **D'après le [3] :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s ; La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\sigma_s \leq \sigma_{st} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec: } \sigma_s = \frac{M_u}{M_s}$$

		M_u	M_s		F_{c28}	σ_{st}	condition
Entravée	0,038	10,02	13,809	0,725	25	0,1125	c v

Sur appui	0,240	8,91	6,498	1,371	25	0,435	c v
-----------	-------	------	-------	-------	----	-------	-----

- **Condition de non fragilité : ([3] A.4.2.1)**

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

- ✓ **Sur travée :**

$$A_{\min} = 0,23 \times 65 \times 19 \times 2,1 / 400 = 1,49 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\min} = 1,49 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Sur appui :**

$$A_{\min} = 0,23 \times 10 \times 19 \times 2,1 / 400 = 0,229 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\min} = 0,229 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal :**

$$A_{\min} = 0,001 \times b \times h$$

- ✓ **Sur travée :**

$$A_{\min} = 0,001 \times 65 \times 21 \rightarrow A_{\min} = 1,365 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Sur appui :**

$$A_{\min} = 0,001 \times 10 \times 21 \rightarrow A_{\min} = 0,21 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_{\text{calculé}}, A_{\min}, A_{\text{pm}})$:

Tableau IV-9: résultats finale des sections d'armature

	$A_{\text{calculé}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{pm}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	1.53	1.49	1,365	1,53	3T12 = 3,39
Appui	1.49	0.22	0.21	1,49	2T10 = 1.57

B- Plancher étage courant:

2- *Armature longitudinale:*

- ✓ ELU:

- ❖ **En travée:**

Calcul du moment résistant de la section en Té:

$$M_t = f_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot (d - h_0/2) \rightarrow M_t = 75,93 \text{ kn.m}$$

$$M_t = 75,93 \text{ kn.m} > M_{t \max} = 9,625 \text{ kn.m}$$

L'axe neutre se trouve dans la table de compression.

Donc on calcul la section en T comme une section rectangulaire de largeur $b=65\text{cm}$ et de hauteur $h=21\text{cm}$.

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} \rightarrow \mu = 0,028 < 0,186 \text{ pivot A}$$

$$= 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow = 0,035$$

$$Z = d(1 - 0,4) \rightarrow Z = 187,34 \text{ mm}$$

$\mu = 0,392$ nous avons dans le pivot A.

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- **Section des armatures :**

$$A_s = \frac{Mt}{Z \cdot \sigma_s} \rightarrow A_s = 147,63 \text{ mm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = 149,12 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}, A_s) \rightarrow A_s = 149,12 \text{ mm}^2$$

- ❖ **En appui:**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

M (kn.m)	μ		Z (mm)	A_s (cm ²)
8,328	0,162	0,222	173,12	1,38

- ✓ **ELS :**

- ❖ *D'après le [3]*

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant s ; La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\sigma_s \leq \sigma_s^{\text{lim}} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec: } \sigma_s = \frac{Mu}{Ms}$$

		M_u	M_s		F_{c28}	σ_s^{lim}	condition
En travée	0,035	9,625	6,65	1,44	25	0,47	c v
Sur appui	0,222	8,328	6,012	1,38	25	0,44	c v

- **Condition de non fragilité : ([3] A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_c$$

- ✓ **Sur travée :**

$$A_{\min} = 0,23 \times 65 \times 19 \times 2,1 / 400 = 1,49 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\min} = 1,49 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Sur appui :**

$$A_{\min} = 0,23 \times 10 \times 19 \times 2,1 / 400 = 0,229 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\min} = 0,229 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal :**

$$A_{\min} = 0,001 \times b \times h$$

- ✓ **Sur travée :**

$$A_{\min} = 0,001 \times 65 \times 21 \rightarrow A_{\min} = 1,365 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Sur appui :**

$$A_{\min} = 0,001 \times 10 \times 21 \rightarrow A_{\min} = 0,21 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_{\text{calculé}}, A_{\min}, A_{\text{pm}})$:

Tableau IV-10: résultats finale des sections d'armature

	$A_{\text{calculé}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{pm}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	1.47	1.49	1,365	1,49	3T12 = 3,39
Appui	1.38	0.22	0.21	1,38	2T10 = 1.57

8- Verification et calcul élémentaire :

a) Vérification de l'effort tranchant : ([3] A.5.1)

$$u = \frac{Tu}{b \cdot d} \rightarrow u = \frac{16810}{100 \cdot 190} = 0,884 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, la fissuration est préjudiciable, alors : ([3] A.5.1, 211)

$$\bar{u} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{1,15} ; 4 \text{ MPa} \right) \rightarrow \bar{u} = 3,26 \text{ MPa}$$

$$u = 0,884 < \bar{u} = 3,26 \text{ MPa} \dots\dots\dots c \ v$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Diamètre des armatures transversales : ([3] A.7.2, 2)

$$\Rightarrow t < \min \begin{cases} \frac{h}{35} = \frac{210}{35} = 6 \text{ mm} \\ \frac{b_0}{10} = \frac{100}{10} = 10 \text{ mm} \end{cases}$$

Donc: $t = 6 \text{ mm} \rightarrow A_t = 2T6 \rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$

c) L'espaceur S_t : ([3] A.5.1, 23)

$$S_t = \min. (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

- $S_{t1} \leq \min (0.9 \cdot d; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 19; 40 \text{ cm}) = (17,1; 40 \text{ cm})$

$\rightarrow S_{t1} = 17,1 \text{ cm}$

- $S_{t2} \xrightarrow{\frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0}} S_{t2} = 56 \text{ cm}$

- $S_{t3} \xrightarrow{\frac{(0,8 \cdot A_t \cdot f_e)}{b_0(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28})}} S_{t3} = 70,55 \text{ cm}$

Donc : $S_t = \min (17,1; 56; 70,55)$

On prend l'espaceur de nos armatures transversales $S_t = 15 \text{ cm}$.

d) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis: ([3] A.5.1, 31)

Dans le cas d'une poutre à nervure rectangulaire, d'épaisseur b_0 avant l'appui (côté travée), on doit vérifier la condition [3] (A.5.1, 313):

$$\frac{2V_u}{b_0 \cdot a} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

On a : $V_u \leq 0,267 \cdot b_0 \cdot a \cdot f_{cj} \cdot \gamma_b$

La valeur de a est prise au plus égale au bras de levier de la poutre évalué à $0,9 d$

$a = 0,9 \times 19 = 17,1 \text{ cm}$

Donc : $V_u \leq 0,267 \times 100 \times 171 \times 25 = 114142,5 \text{ N}$

La valeur maximale de $V_u = 16810 \text{ N}$

$V_u = 16810 \text{ N} < 114142,5 \text{ N} \dots\dots\dots \text{c v}$

Lorsque la poutre repose par l'intermédiaire d'un appareil d'appui c'est le bord de cet appareil qui doit être considéré; La section visée ici est au moins égale à [3] (A.5.1, 312):

$$A = \gamma_s x \frac{V_u}{f_e}$$

$$A = 2,26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2.$$

$$A = 226 \text{ mm}^2 \quad 1.15 \times \frac{16810}{400} = 48,32 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } A = 226 \text{ mm}^2 \quad 48,32 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{c v}$$

e) La dalle mince (table de compression) : ([3] B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

Quand l'écartement L entre axes des nervures est compris entre 50 et 80 cm, la section A des armatures perpendiculaires aux nervures doit être au moins égale à

$$A = 0,02l \frac{200}{f_e} = \frac{4l}{f_e} \Rightarrow A = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adapte } 5\emptyset 5 = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{A}{2} \Rightarrow A = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adapte : } 3\emptyset 5 = 0,59 \text{ cm}^2.$$

On va opter pour un treillis soudé $\emptyset 5$

f) Vérification de la flèche: ([3] B.6.8, 424)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{1) : } \frac{h}{L} \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow \frac{21}{350} = 0,06 \quad \frac{10,}{10.14,83} = 0,067 \quad \text{c nv} \\ \text{2) : } \frac{A}{b \cdot d} \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,26}{65 \times 19} = 0,001 \quad 0,009 \quad \text{cv} \\ \text{3) : } \frac{h}{L} \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{21}{350} = 0,06 \quad \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \text{cv} \end{array} \right.$$

Une seule condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calcul la flèche.

Flèche totale : $f_T = f_v - f_i$ **T [3]**

Avec : $f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i \cdot I_{fi}}$

$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i \cdot I_{fv}}$ $L = 4,35m < 5m$

$f_T = \frac{L}{500}$

❖ Le moment d’inerte de la section homogène I_0 **[3]** :

$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 = 53837,66 \text{cm}^4$

Le moment d’inertie fictive

- $I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu}$
- $I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu}$

Avec:

- $i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 b_0}{b}\right)}$ pour déformation instantanée.
- $v = \frac{0,02 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 b_0}{b}\right)}$ pour déformation déferée.

$\delta = \frac{A_s}{b d}$

$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$ avec : $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \cdot d}$

$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{MPa}$

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau IV-11: vérification de la flèche des planches

$M_{ser} \text{kn.m}$	A_s (cm^2)	δ	σ_s (MPa)	i	v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
10,83	3,39	0,00182	252,21	4,95	9,37	0,066	53837,66	44638,14	36592,12

Donc : $f_i = 1,71\text{mm}$

$f_v = 2,7\text{mm}$

→ $f_T = f_v - f_i = 0,99\text{mm}$

→ $\bar{F} = \frac{L}{500} = 8,7\text{mm}$

$f_T = 0,99$ $\bar{F} = 8,7\text{mm}$ c v

9-schéma de ferrailage des poutrelles :

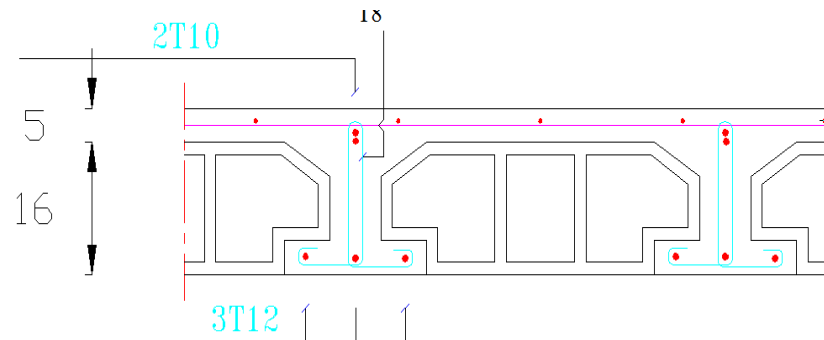


Figure IV-9: ferrailage des poutrelles

Chapitre

N° V

Presentation du logiciel robot

I- Présentation du logiciel robot :

Généralités Le logiciel Auto desk Robot Structural Analysis (nommé Robot dans le fichier d'aide entier) est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type :

- Treillis. • Portiques. • Structures mixtes. • Grillages de poutres. • Plaques. • Coques. • Contraintes planes. • Déformations planes. • Eléments axisymétriques. • Eléments Volumiques.

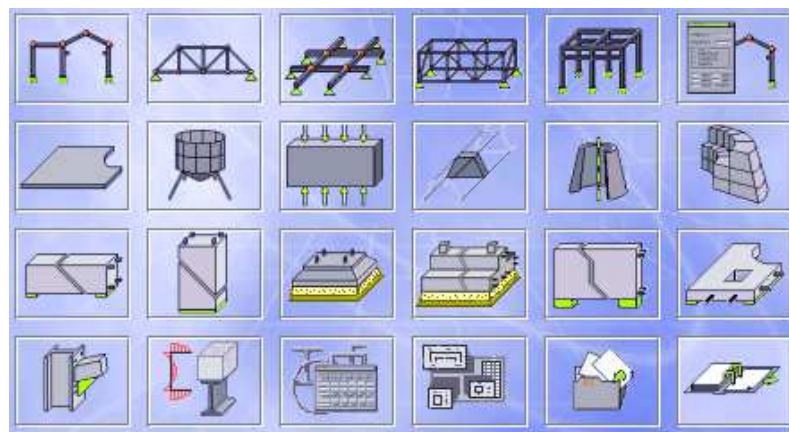


Figure V-1 : Différentes applications du logiciel Robot Bat.

- ROBOT Millenium peut calculer les structures à un nombre de barres et à un nombre de nœuds illimités. Les seules limitations découlent des paramètres de l'ordinateur sur les quels les calculs sont effectués (mémoire vive et espace disque disponibles).

- ROBOT Millenium permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non-linéaires.

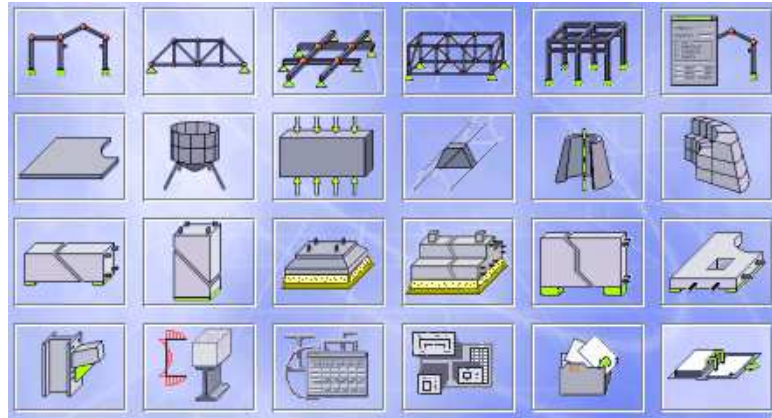
- ROBOT Millenium est un logiciel orienté Métier adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte. Il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes nationales existantes.

Le système Robot regroupe plusieurs parties (modules) spécialisées dans chacun des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calculs de la structure, dimensionnement). Les modules fonctionnent dans le même environnement

II- Etapes de modélisation par le logiciel Robot Structural Analysis :

• Lancement du logiciel Robot Structural Analysis :

Au démarrage du logiciel, la fenêtre suivante apparaît pour sélectionner le type de structure ou l'élément qu'on veut étudier.

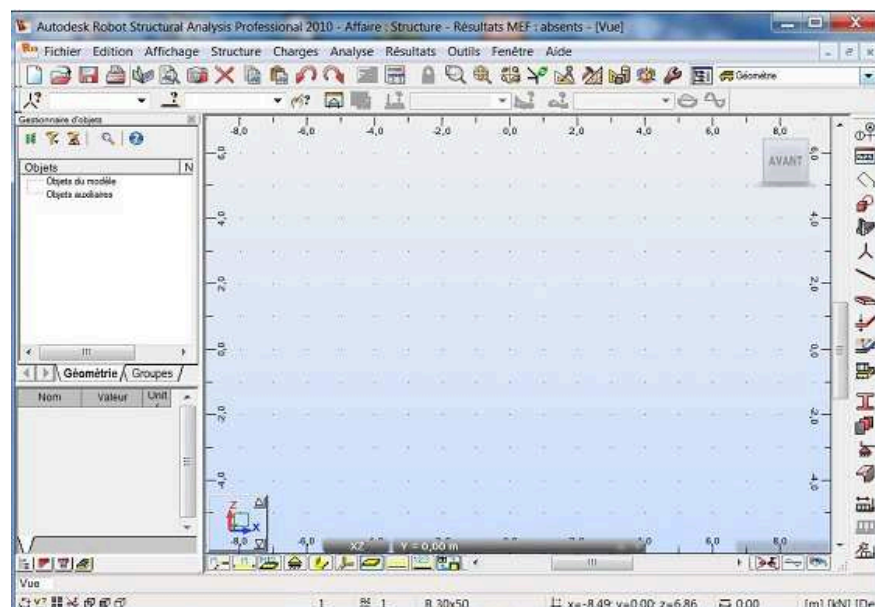


Pour faciliter la modélisation ils ont mis plusieurs modules à choisir 2D ou 3D comme Portiques.

Etude d'une coque.

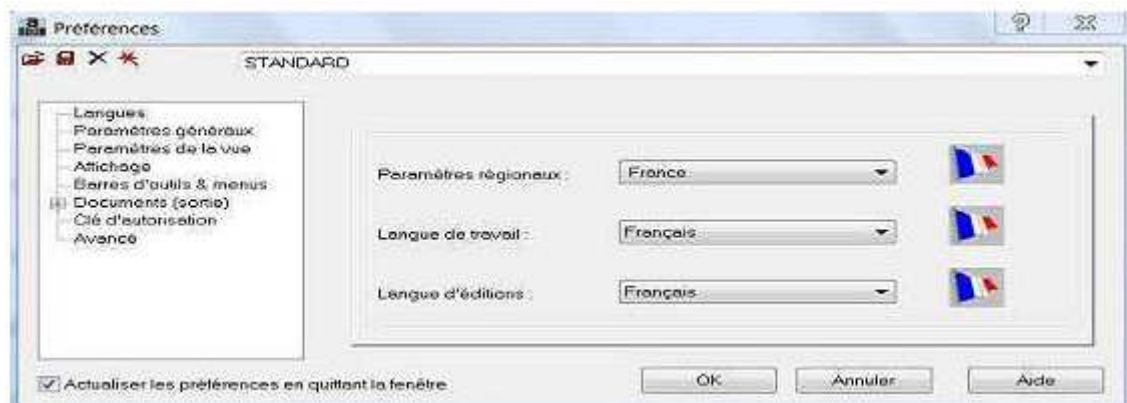


La fenêtre principale apparaît qui contient le menu et les barres d'outils par défaut en haut et en bas et sur la droite et la fenêtre du gestionnaire des objets sur la gauche. On verra par la suite comment personnaliser le bureau par défaut et les barres d'outils.



- **Réglage des préférences et des préférences de l'affaire :**

Pour régler les préférences (langue, affichage,...) et préférences de l'affaire (unités et formats, matériaux, catalogues, normes de conception,...) on clique sur le menu :



Par cette fenêtre on peut changer par exemple la langue de travail du français vers anglais, On peut changer la couleur de l'arrière-plan en cliquant sur Affichage.

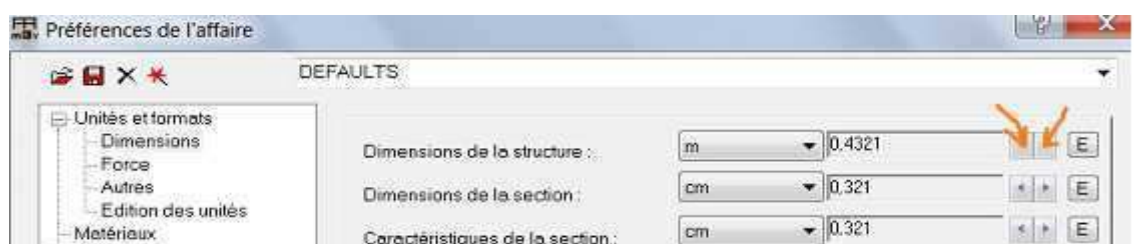


- **Unités et formats :**

Par cette fenêtre on peut modifier les unités des dimensions, des efforts, angles et déplacement.

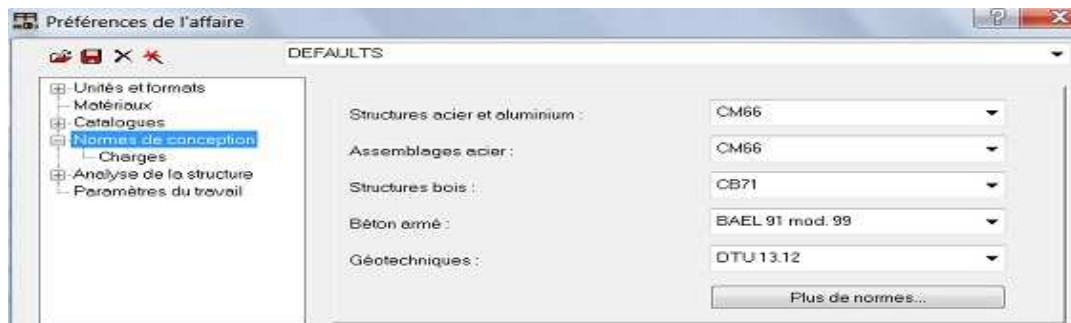


On peut modifier aussi le nombre de chiffre à prendre après la virgule pour les décimales en cliquant sur les flèches :

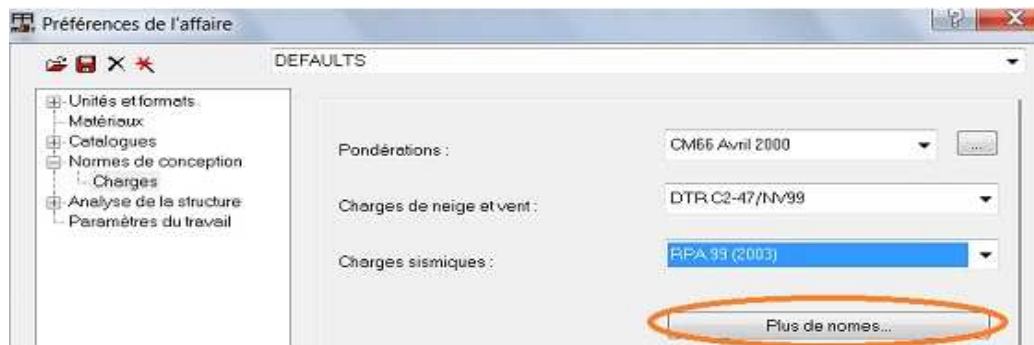


➤ **Normes de conception :**

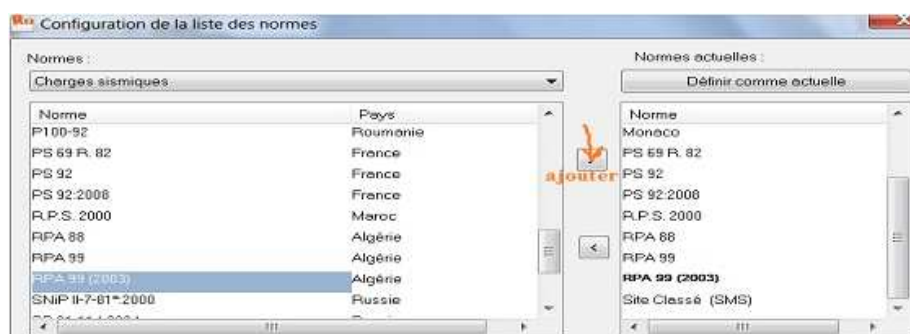
Robot contient plusieurs règlements et on peut choisir la norme utilisée dans notre pays par le menu déroulant :



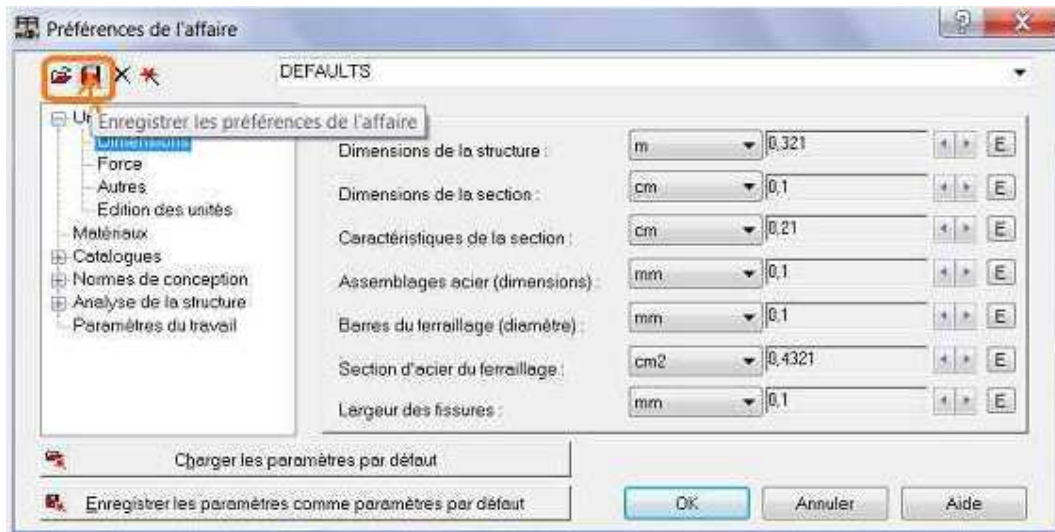
La même chose pour les charges sismiques et climatiques :



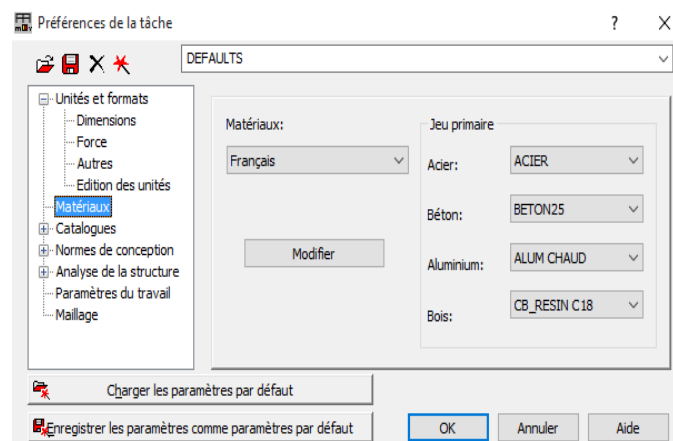
Si la norme qu'on cherche n'est pas dans le menu déroulant on peut l'ajouter de la liste des normes dans le menu en cliquant sur plus de normes :



Remarque : le réglage des préférences se fait une seule fois lorsqu'on commence le projet, et si on a plusieurs types de projet et que chaque type a ses propres préférences (unités, normes,...) ; avec Robot on peut définir plusieurs préférences et enregistrer chaque préférence dans un fichier et si on veut utiliser telle ou telle préférence on a qu'à ouvrir le fichier correspondant à la préférence voulue.



✓ Matériaux:



III- Modélisation des structures par le logiciel RSA :

La représentation d'une structure réelle, quel soit en béton ou en charpente, par un modèle numérique en utilisant le logiciel Robot 2010 nécessite :

- La définition des lignes de construction de la structure suivant les trois directions
- La définition des sections des éléments qui constituent la structure (éléments barres ou panneaux)
- La représentation et le dessin de la structure graphiquement par les éléments définis
- La définition des appuis dans la structure
- La définition des cas de charge et des combinaisons et application des charges sur la structure.

✓ Présentation de l'ouvrage :

Il s'agit d'un bâtiment à usage d'habitation en R+4, implanté à la ville de MILA (zone IIa, selon le [1]), dont le contreventement est assuré par une structure mixte(voiles + portique en BA).

Nombre d'étage : R+4

Hauteur d'étage :3,10 m pour tous les niveaux

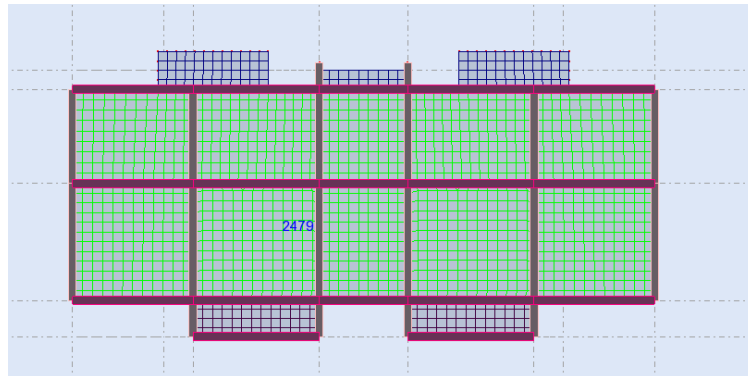


Figure V- 2 : Vue en plan de la structure

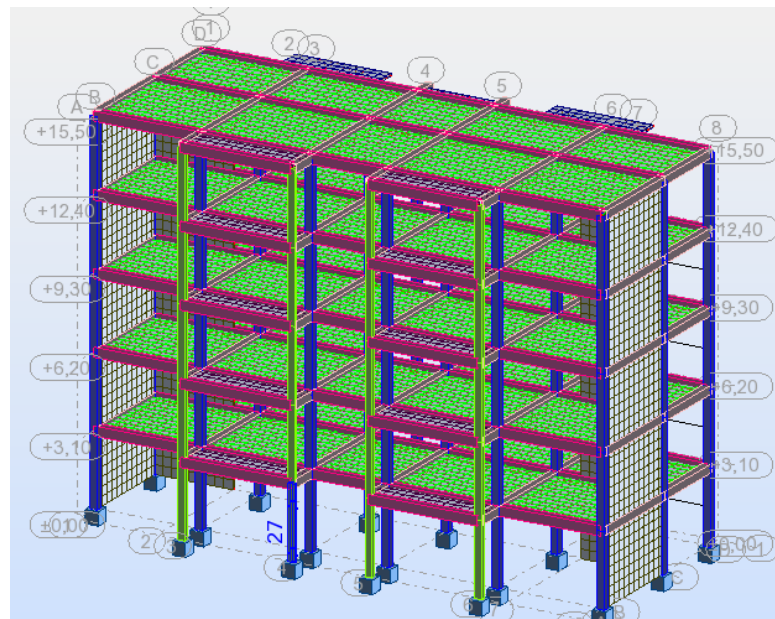


Figure V- 3 : Vue en 3D du modèle numérique

✓ Dimensions de la structure :

Longueur du bâtiment = 22 m.

Largeur du bâtiment = 11,2 m.

Hauteur total = 16.0 m.

✓ **Dimensions des éléments structuraux :**

Poteaux : 40x40 pour tous les niveaux ;

Poutres :

Poutres principales : 30x40

Poutres secondaires : 30x35

Plancher : Plancher type corps creux : 16+5

Dalle pleine : Dalle pleine de 12 cm d'épaisseur.

Voile : Voile de 15 cm d'épaisseur

Escalier : épaisseur de la paillasse = 18 cm

✓ **Evaluation des charges :**

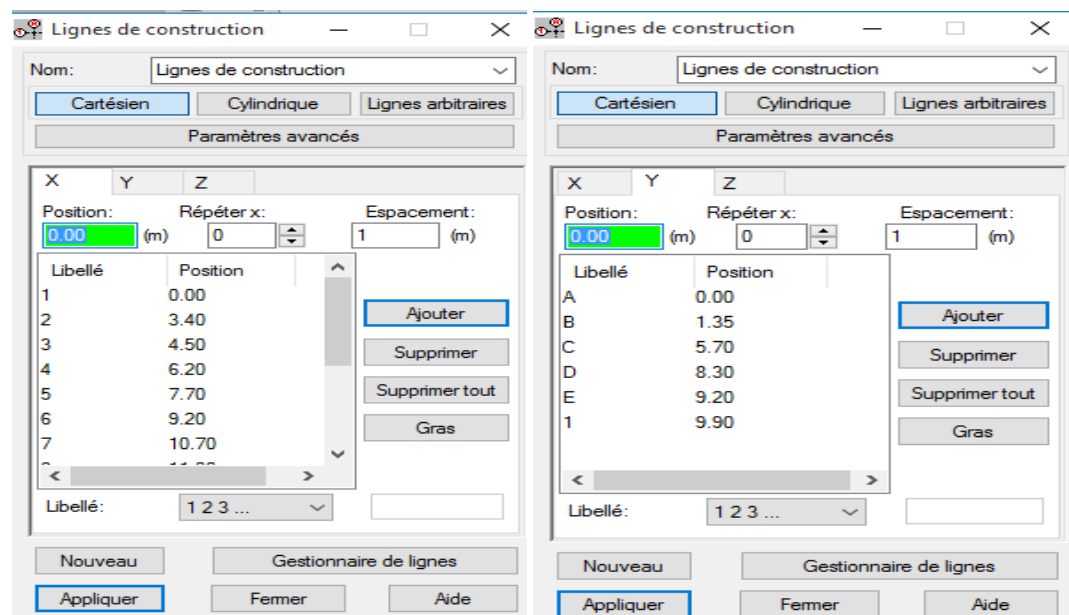
Etage courant : $G = 5.02 \text{ Kn/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ Kn/m}^2$ (chambres); $Q = 3.5 \text{ Kn/m}^2$ (balcons); Etage terrasse (inaccessible): $G = 6.4 \text{ Kn/m}^2$; $Q = 1.0 \text{ Kn/m}^2$ (terrasse inaccessible).

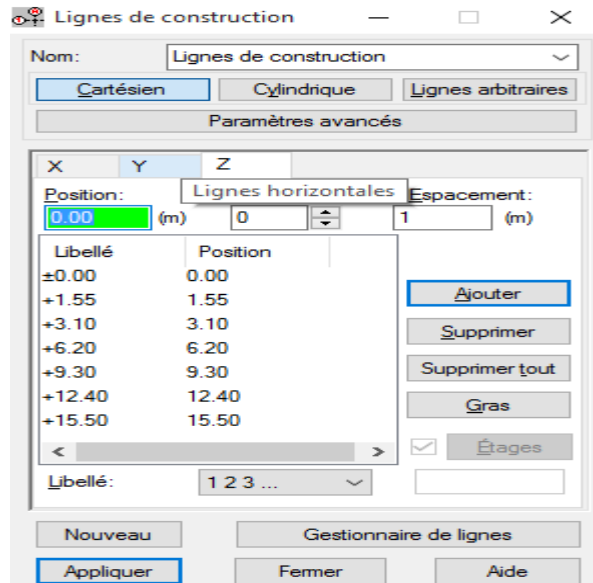
✓ **Lignes de construction :**

On va saisir la valeur de la position de chaque axe dans les trois directions puis on clique sur *insérer* pour introduire.

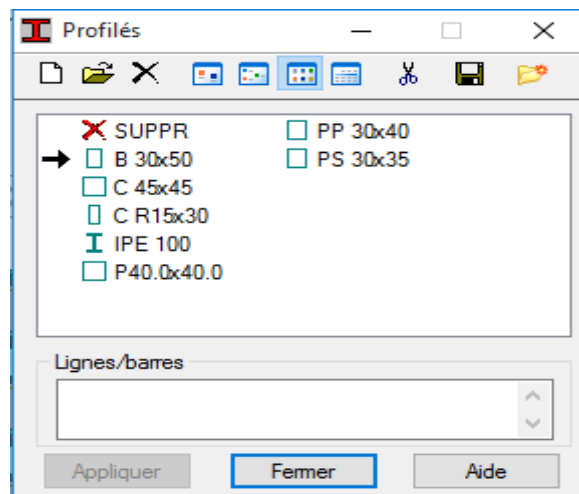
Sens x :

Sens y :



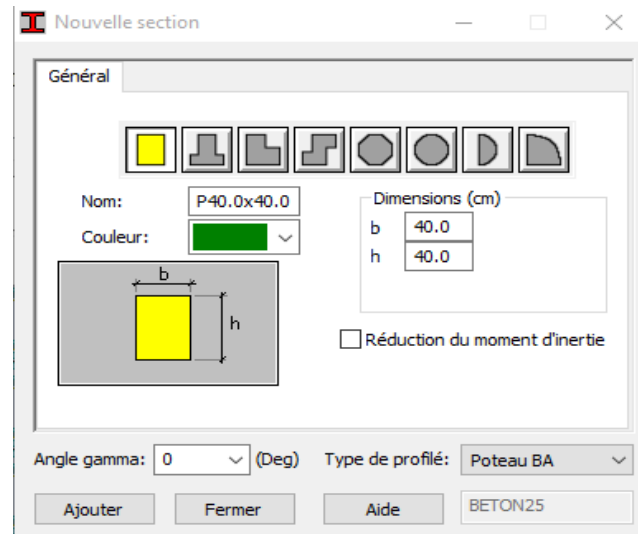
Sens z :✓ **Définition de la section :**

On passe maintenant à définir les sections de l'ouvrage dans le menu vertical, on clique sur l'icône profilé.

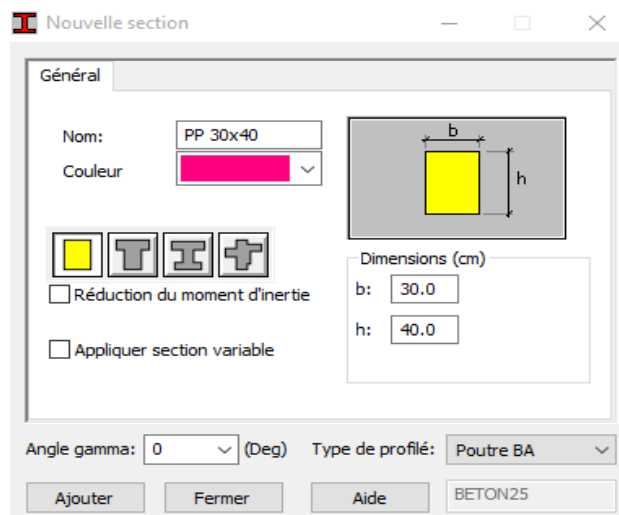


On clique sur le bouton A pour introduire des nouvelles sections, ensuite la boîte de dialogue suivante va apparaître :

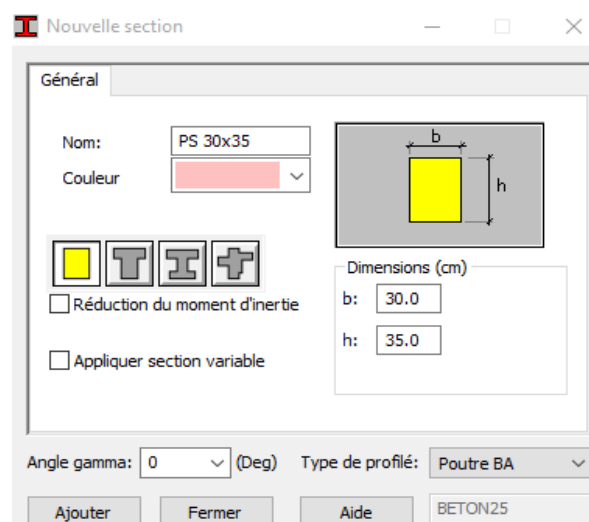
Poteau :



poutre principale :



Poutre secondaire :



Sans oublier de faire un click sur le bouton **Ajouter** pour chaque section.

Après la définition des sections on clique sur l'icône **Barre** pour saisir graphiquement l'élément élémentaire de notre structure :

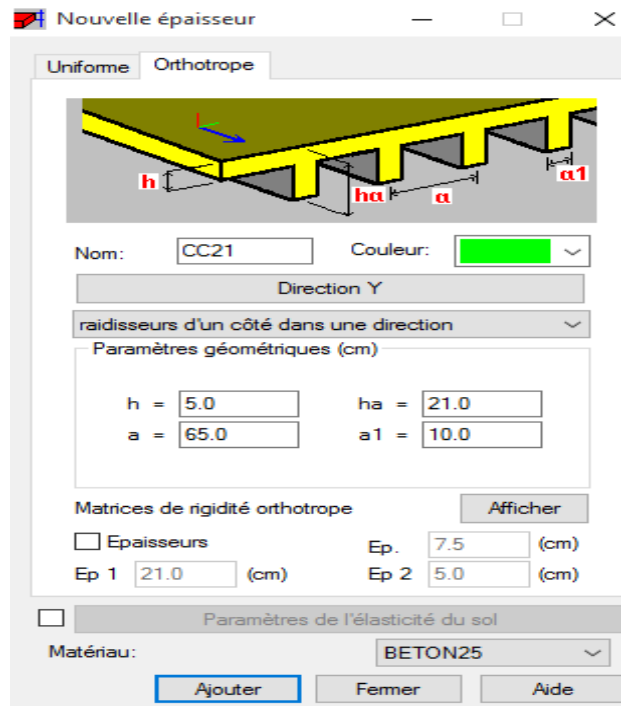
On sélectionne le type et le nom de chaque élément de la structure, on clique sur les intersections des axes de l'ouvrage pour dessiner les éléments de notre structure (poutre ; poteau....) par le point origine, extrémité mais graphiquement.

Case *étirer* permet de saisir graphiquement le contenu des éléments.

✓ Définir les planchers:

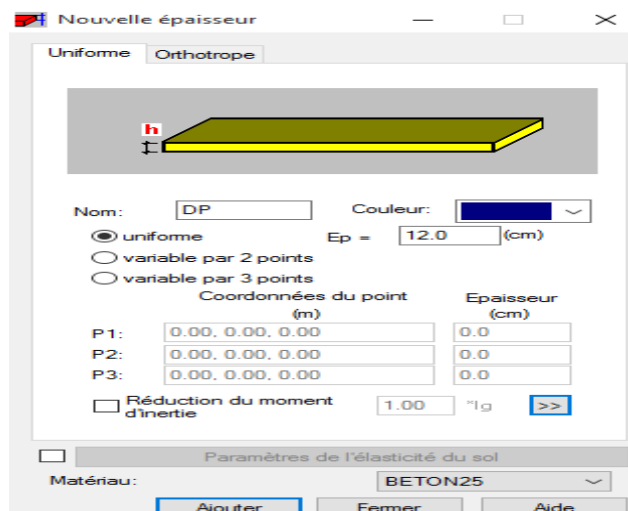
Dans cette étape on va y ajouter les panneaux de notre structure, on clique sur l'icône **panneaux** pour définir le type de ferrailage (plancher B.A).

On clique sur le bouton épaisseur pour renommer ce plancher et le dimensionner, à la fin on clique sur le bouton *ajouter* dans notre structure le plancher en corps creux, la figure ci-dessus illustre le dimensionnement de ce plancher :



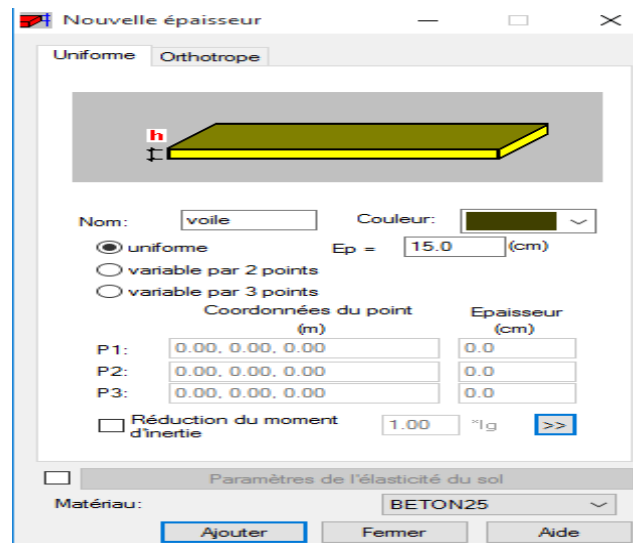
✓ Pour la dalle pleine:

On fait la même chose sauf dan la fenêtre : **nouvelle épaisseur** on clique sur uniforme :



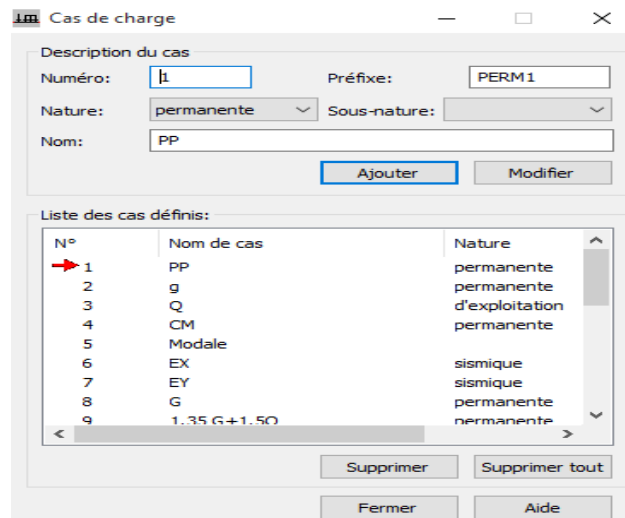
✓ Pour les voiles :

La même étape.



✓ Définitions des charges :

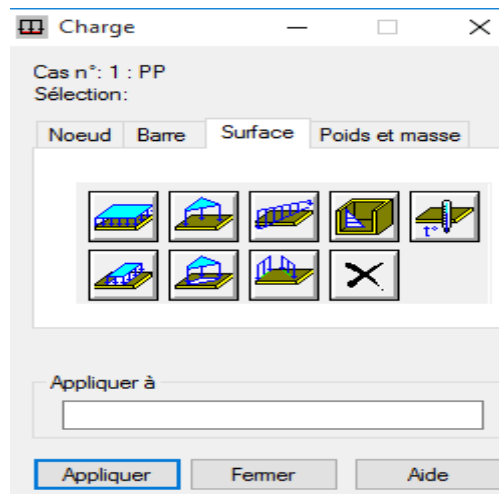
On clique sur l'icône cas de charge pour définir la nature de chaque charge (permanente, d'exploitation ou sismique).



✓ Applications des charges :

On choisit la valeur des charges appliquées sur la structure

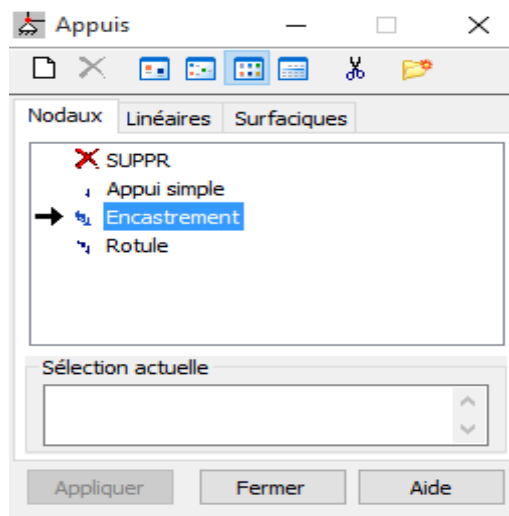
Puis sélectionner l'icône de Définir charge



On sélectionne le cas de charge puis on introduit sa valeur selon le type (charge sur barre, charge Surfaccique), une fois la valeur est introduite on clique sur l'élément pour appliquer la charge.

✓ **Les appuis :**

Activez la boîte de dialogue (gestion des vues) et allez au niveau 0.00 plan XY, Sélectionné tous les nœuds et Sélectionner l'icône de définition des Appuis, la boîte de dialogue ci-dessous s'ouvre et faire les réglages suivants:



Appliquer et fermer

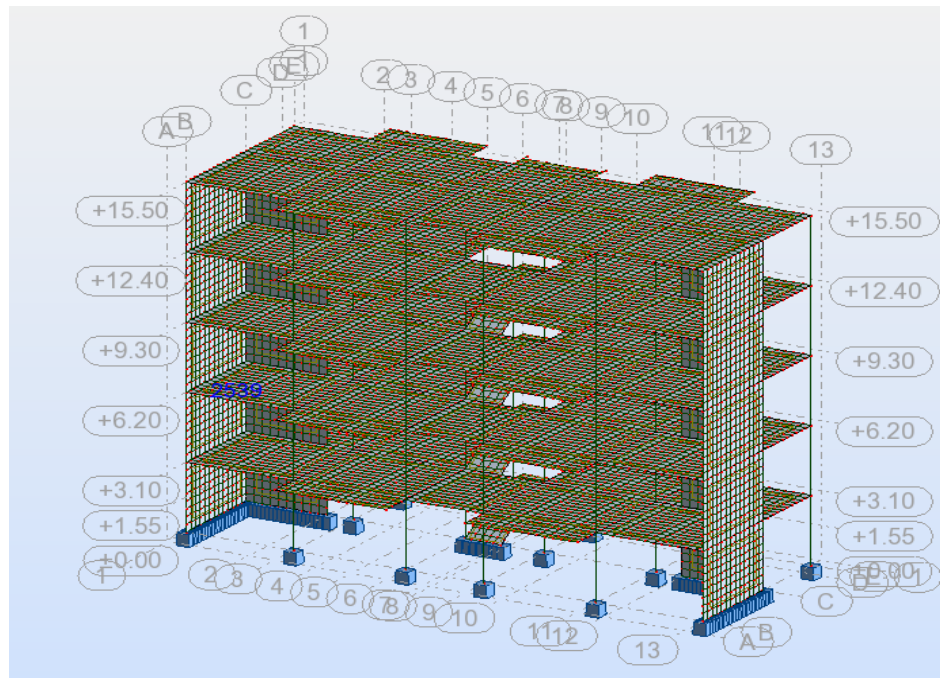


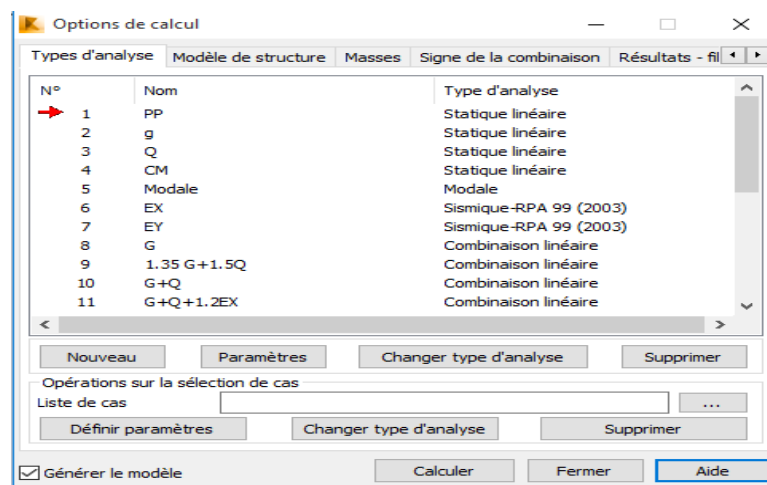
Figure V- 4: la structure modalisée

✓ **Type d'analyse :**

Après la modélisation on définit le type d'analyse qui concerne deux types :

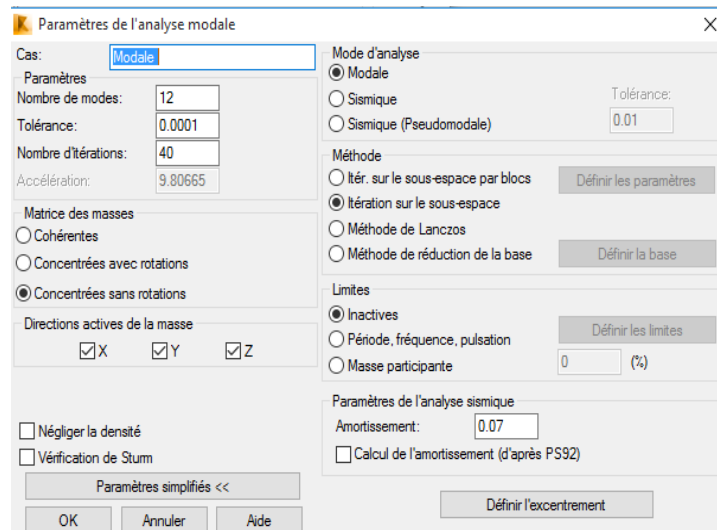
- **L'analyse modale**
- **l'analyse sismique**

On clique sur le bouton analyse pour définir les type d'analyse.



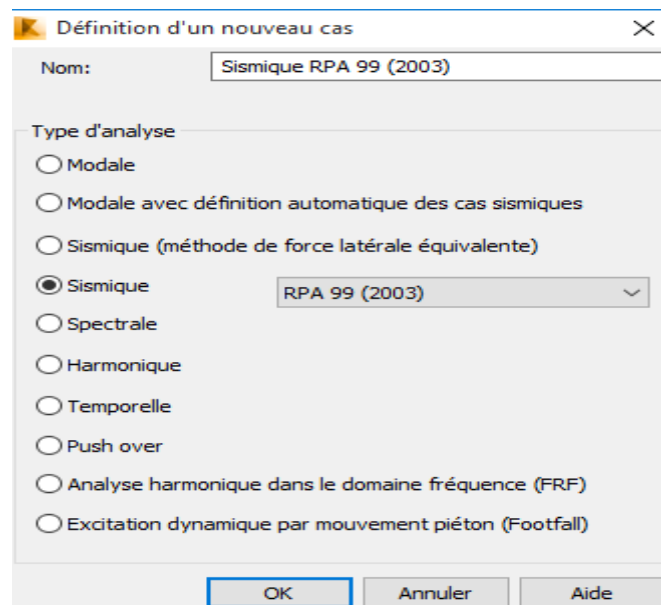
Analyse modale :

On clique sur Nouveau pour choisir le type d'analyse (modale).

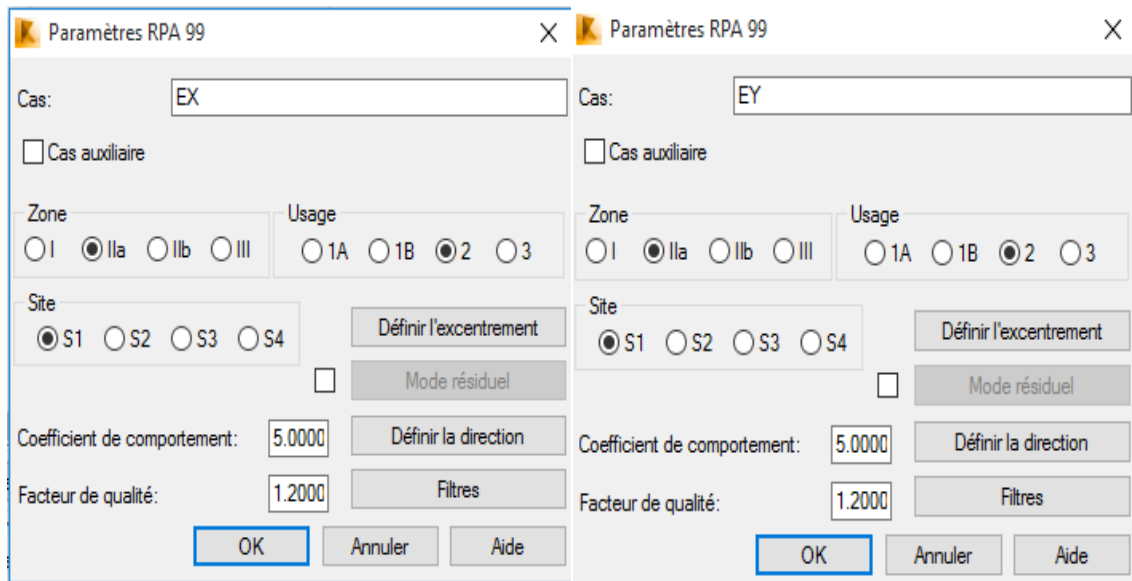


Analyse sismique :

On clique su nouveau et on saisit le type d'analyse sismique et on clique sur OK.

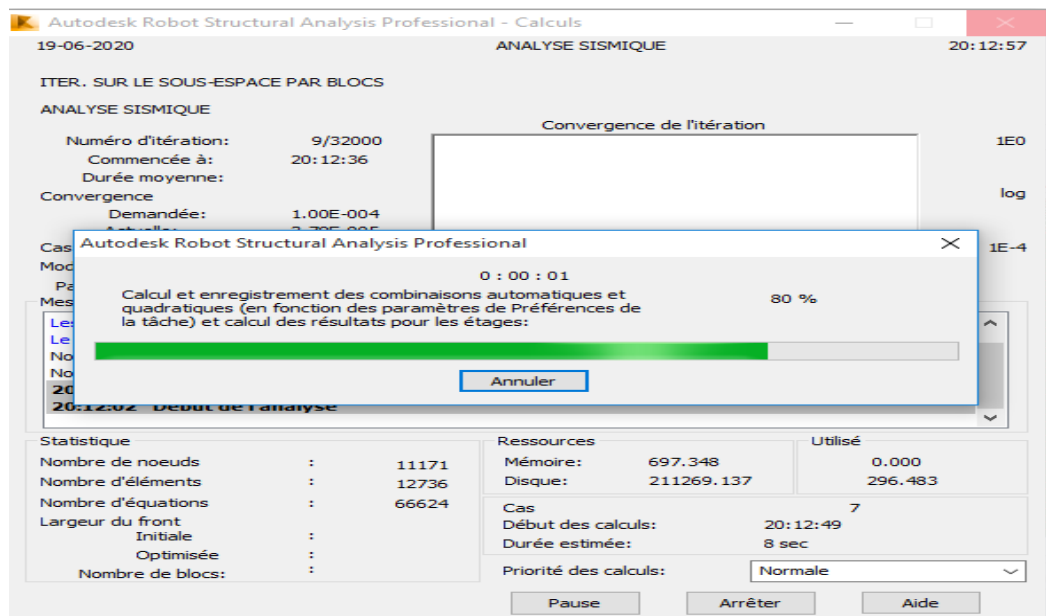


On ajouté les informations de cette projet (la zone sismique, groupe d'usage, site, coefficient de comportement et facteur de qualité).



✓ **Le lancement du calcul :**

L'analyse on cliquant sur le bouton calculer.



Chapitre

N° VI

Etude sismique

I- Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

A- But de l'étude parasismique :

L'étude parasismique va permettre à l'ingénieur ou le concepteur d'une étude génie civil de déterminer théoriquement les sollicitations engendrées par un éventuel séisme à différent niveau de la structure.

II- Méthodes de calcul dans la conception parasismique :

Selon le [1]; le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

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

a- Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

1. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

2. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en 1, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous les groupes

Zone IIa :

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

b- Conditions d'Application de la Méthode d'Analyse Modale Spectrale:

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise

c- Conditions d'Application de la Méthode d'Analyse Dynamique:

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

- ❖ On utilise **la Méthode Statique Equivalente** car notre structure répond aux conditions de cette méthode exigées [2]
 - **h = 15.5m < 65m** (zone II-a)
 - Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à MILA (Zone I -a), Il sera classé en **groupe d'usage 2**.

III- Calcul de la force sismique totale

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots [2] \text{Art (4.2.3)}$$

Avec :

A: Coefficient d'accélération de la zone, donné par le tableau 4.1 page 26 du [1], il dépend du groupe de la structure et de la zone sismique.

Dans notre cas on a :

- groupe d'usage 2
- Zone sismique : IIa

Donc **A=0.15**

R : coefficient de comportement global de la structure.

Valeur donnée par le tableau du [1] en fonction du système de contreventement.

(Contreventement mixte voile/portique avec interaction → **R = 5**).

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q$ ([2] formule 4.4)

P_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4-4 [1].

Tableau VI-1: Valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement		0,05
2. Redondance en plan		0,05
3. Régularité en plan		0,05
4. Régularité en élévation		0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	

Donc : $P_q = 0,2$

Alors $Q = 1 + 0,2 = 1,2 \rightarrow Q = 1,2$

W : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + W_{Qi} \dots\dots\dots ([2] \text{ formule 4.5})$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes au niveau (i).

W_{Qi} : Charges d'exploitation au niveau (i).

γ : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, et donne par le tableau 4.5.

Donc : $\gamma = 0,2 \rightarrow$ Usage d'habitation

Tableau VI-2: Valeurs des poids de chaque étage.

N	Poids pp(kn)		Poids g (kn)		Poids CM(kn)		Poids Q(kn)		Poids d'étage (kn)
	W _{pp} cumulé	W _{pp} relatif	W _g cumulé	W _g relatif	W _{CM} cumulé	W _{CM} relatif	W _Q cumulé	W _Q relatif	(W _{pp} +W _g +W _{ch})+0,2W _q
4	1033,38	1033,38	740,78	740,78	83,79	83,79	263,02	263,02	1910,554
3	2202,93	1169,55	1308,2 6	567,17	627,84	544,0 5	623,51	360,49	2353,178
2	3367,25	1164,32	1876,4 3	568,17	1171,8 9	544,0 5	984,51	361	2348,74
1	4531,57	1164,32	2444,5 9	568,16	1715,9 4	544,0 5	1345,5 1	361	2348,73
R D C	5788,36	1256,79	3013,4 4	568,85	2259,9 9	544,0 5	1707,0 2	361,51	2441,992

Donc : **poids totale (w)= 11403,194kn**

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure(T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \left(\frac{T}{T_2}\right)^{0.5} & T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{0.5} \left(\frac{3}{T}\right)^{0.5} & T > T_2 \end{cases} \quad \text{..... ([2] formule 4.2)}$$

Avec:

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 ;

D'après le rapport du sol, on peut classer notre sol comme *sol meuble (S3)* → **T₂= 0.5s**

ξ : le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

La valeur de (ξ) donné par le tableau 4.2.

Structure remplissage dense portique en béton armé → $\xi = 7\%$

Structure en voile → $\xi = 10\%$

Donc : $\xi = 8,5\%$

: facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$= \sqrt{7/(2 + \xi)} \quad 0.7 \dots\dots\dots ([2] \text{ formule 4.3})$$

$$\rightarrow = 1.83 \quad 0.7 \dots\dots\dots \text{cv}$$

- **Estimation de la période fondamentale (T) :**

Selon le RPA99, la période empirique peut être calculée par deux formules :

*1^{er} formule $T = C_T h_N^{3/4} \dots\dots\dots ([2] \text{ formule 4.6})$

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 16,1m$$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le Tableau (4.6).

Tableau VI-3: Valeurs des coefficients C_T

Cas n	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.050

Donc : $C_T = 0.05$

$$T = 0.05 \times 16.1^{3/4} = 0.401s$$

*2^{eme} formule

$$T=0.09\frac{H_n}{D} \dots\dots\dots ([2] \text{ formule 4.7})$$

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_n = 16,1\text{m}$

D = dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

❖ Sens longitudinal :

D'où ; $D=22.0\text{m}$ donc $T_x = 0.09 \frac{16.1}{22} = 0.308\text{s}$

❖ Sens transversal :

D'où ; $D=11.1\text{m}$ donc $T_y = 0.09 \frac{16.1}{11.1} = 0.432 \text{ s}$

Donc : $T_x = \min (T, T_x) = 0,308\text{s}$

$T_y = \min(T, T_y) = 0,401\text{s}$

Alors : $D = 2,5$ $0 < T < T_2 = 0,5\text{s}$

$D = 4,58$

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

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad \rightarrow V = 1880,15\text{kn.}$$

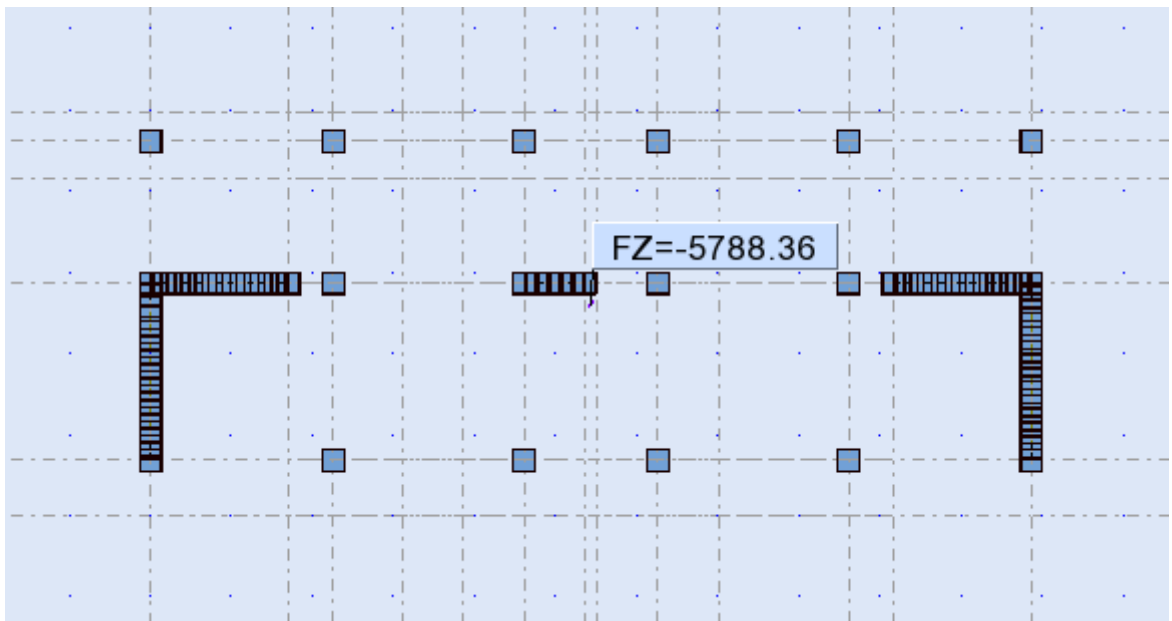


Figure VI-1: Position des voiles

IV- Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + F_I \dots \dots \dots ([2] \text{ formule 4.10})$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule:

$$F_t = 0,07 TV$$

Sens longitudinale : $F_t = 40,53kn$

Sens transversale : $F_t = 52,77kn$

Où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de Ft ne dépassera en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes.

La partie restante de V soit (V - Ft) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V-F_t)W_j h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \dots \dots \dots ([2] \text{ formule 4.11})$$

❖ Sens longitudinal :

Niveau	W _j	h _j	W _j . h _j	V-F _t	W	F _i
RDC	2441,992	3,10	7570,17	1839,62	11403,194	135,51
1	2348,73	6,20	14562,12	1839,62	11403,194	260,66
2	2348,74	9,30	21843,28	1839,62	11403,194	391,01
3	2353,178	12,40	29179,40	1839,62	11403,194	522,32
4	1910,554	15,50	29613,58	1839,62	11403,194	530,09

W_j. h_j= 102769,05kn.m

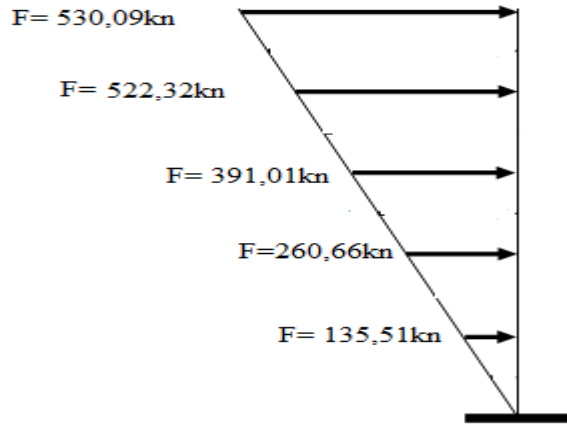


Figure VI-2: force sismique par niveau

❖ *Sens transversal :*

Niveau	W_j	h_j	$W_j \cdot h_j$	$V-F_t$	W	F_i
RDC	2441,992	3,10	7570,17	1827,38	11403,194	134,60
1	2348,73	6,20	14562,12	1827,38	11403,194	258,93
2	2348,74	9,30	21843,28	1827,38	11403,194	388,40
3	2353,178	12,40	29179,40	1827,38	11403,194	518,85
4	1910,554	15,50	29613,58	1827,38	11403,194	526,57

$W_j \cdot h_j = 102769,05 \text{kn.m}$

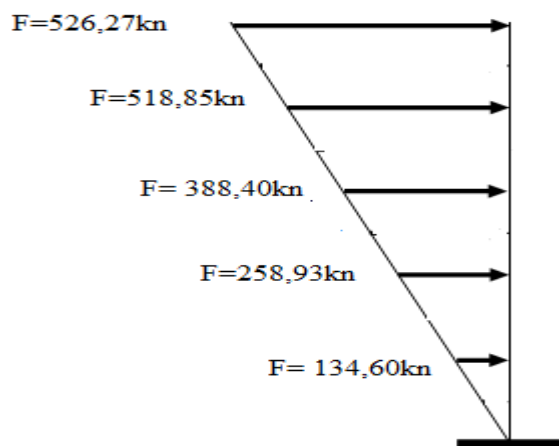


Figure VI-3: force sismique par niveau

V- Distribution horizontale des forces sismiques

❖ *Sens longitudinal :*

L'effort tranchant au niveau de l'étage K : $V_k = F_t + F_i$

niveau	F_t	F_i	V_k
RDC	40,53	135,51	176,04
1	40,53	396,17	436,7
2	40,53	787,18	827,71
3	40,53	1309,5	1350,03
4	40,53	1839,59	1880,12

$F_i = 1839,59 \text{kn}$

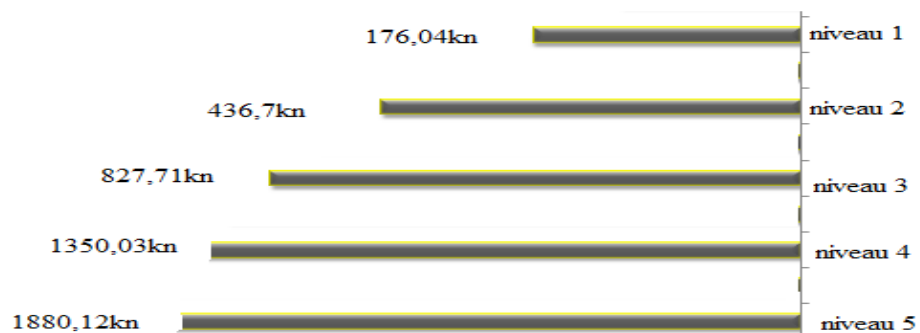


Figure VI-4: l'effort tranchant par niveau

❖ *Sens transversal :*

niveau	F_t	F_i	V_k
RDC	52,77	134,60	187,37
1	52,77	393,53	446,3
2	52,77	781,93	834,7
3	52,77	1300,78	1353,55
4	52,77	1827,35	1880,12

❖ $F_i = 1827,35 \text{kn}$

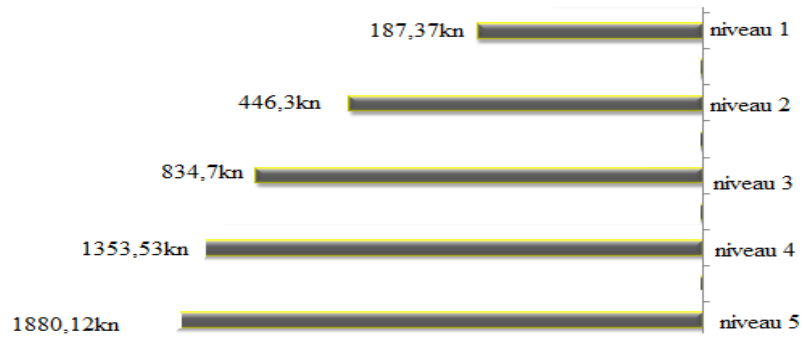


Figure VI-5: l'effort tranchant par niveau

VI- Calcul des déplacements :

a- déplacement horizontal :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek} \dots \dots \dots ([2] \text{formule 4.19})$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R: coefficient de comportement.

Tableau VI-4: la valeur du déplacement horizontal

étage	$\delta_{ek X}$	$\delta_{ek Y}$	δ_{kX}	δ_{kY}
1	0,2	0,2	1	1
2	0,4	0,3	2	1,5
3	0,4	0,3	2	1,5
4	0,4	0,3	2	1,5
5	0,4	0,3	2	1,5

b- déplacement relatif :

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Tableau VI-5: la valeur du déplacement horizontal

étage	Δ_{kX}	Δ_{kX}
1	1	1
2	1	0,5
3	0	0
4	0	0
5	0	0

VII- Vérification le Nombre de modes à considérer :

D'après le [2]version2003 (article 4.3.4 -a) :

Pour les structures représentées, par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masses totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

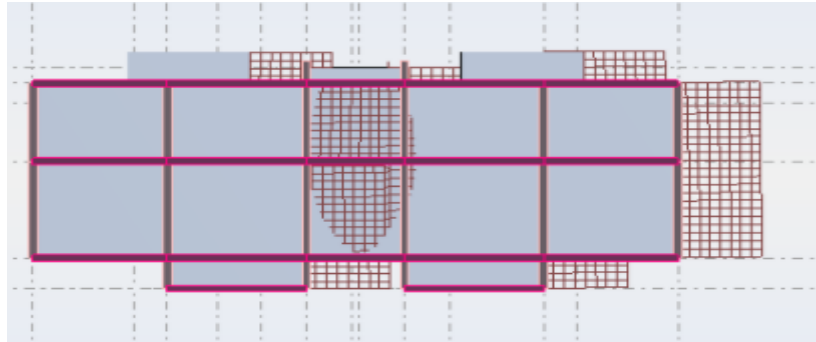
Le minimum de modes à retenir est de trois dans chacune des directions considérées. [2]

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas UX [t]	Tot.mas UY [t]	Tot.mas UZ [t]
5/ 1	2.87	0.35	67.44	0.00	0.00	67.44	0.00	0.00	1153.26	1153.26	1153.26
5/ 2	3.69	0.27	67.44	73.79	0.00	0.00	73.78	0.00	1153.26	1153.26	1153.26
5/ 3	5.60	0.18	73.88	73.79	0.00	6.44	0.00	0.00	1153.26	1153.26	1153.26
5/ 4	9.23	0.11	73.88	86.67	0.13	0.01	12.88	0.13	1153.26	1153.26	1153.26
5/ 5	10.45	0.10	90.74	86.67	0.13	16.86	0.00	0.00	1153.26	1153.26	1153.26
5/ 6	11.53	0.09	90.74	86.69	17.17	0.00	0.01	17.04	1153.26	1153.26	1153.26
5/ 7	11.58	0.09	90.79	86.69	17.18	0.05	0.00	0.01	1153.26	1153.26	1153.26
5/ 8	11.60	0.09	90.79	88.56	17.35	0.00	1.88	0.17	1153.26	1153.26	1153.26
5/ 9	11.84	0.08	90.79	88.67	17.87	0.00	0.11	0.51	1153.26	1153.26	1153.26
5/ 10	11.95	0.08	90.79	88.67	17.87	0.00	0.00	0.00	1153.26	1153.26	1153.26
5/ 11	12.25	0.08	90.79	88.67	17.87	0.00	0.00	0.00	1153.26	1153.26	1153.26
5/ 12	12.47	0.08	90.79	88.72	18.28	0.00	0.04	0.42	1153.26	1153.26	1153.26
6/ 1	2.87	0.35	67.44	0.00	0.00	67.44	0.00	0.00	1153.26	1153.26	1153.26
6/ 2	3.69	0.27	67.44	73.79	0.00	0.00	73.78	0.00	1153.26	1153.26	1153.26
6/ 3	5.60	0.18	73.88	73.79	0.00	6.44	0.00	0.00	1153.26	1153.26	1153.26
6/ 4	9.23	0.11	73.88	86.67	0.13	0.01	12.88	0.13	1153.26	1153.26	1153.26
6/ 5	10.45	0.10	90.74	86.67	0.13	16.86	0.00	0.00	1153.26	1153.26	1153.26
6/ 6	11.53	0.09	90.74	86.69	17.17	0.00	0.01	17.04	1153.26	1153.26	1153.26
6/ 7	11.58	0.09	90.79	86.69	17.18	0.05	0.00	0.01	1153.26	1153.26	1153.26
6/ 8	11.60	0.09	90.79	88.56	17.35	0.00	1.88	0.17	1153.26	1153.26	1153.26
6/ 9	11.84	0.08	90.79	88.67	17.87	0.00	0.11	0.51	1153.26	1153.26	1153.26
6/ 10	11.95	0.08	90.79	88.67	17.87	0.00	0.00	0.00	1153.26	1153.26	1153.26
6/ 11	12.25	0.08	90.79	88.67	17.87	0.00	0.00	0.00	1153.26	1153.26	1153.26
6/ 12	12.47	0.08	90.79	88.72	18.28	0.00	0.04	0.42	1153.26	1153.26	1153.26
7/ 1	2.87	0.35	67.44	0.00	0.00	67.44	0.00	0.00	1153.26	1153.26	1153.26
7/ 2	3.69	0.27	67.44	73.79	0.00	0.00	73.78	0.00	1153.26	1153.26	1153.26
7/ 3	5.60	0.18	73.88	73.79	0.00	6.44	0.00	0.00	1153.26	1153.26	1153.26
7/ 4	9.23	0.11	73.88	86.67	0.13	0.01	12.88	0.13	1153.26	1153.26	1153.26
7/ 5	10.45	0.10	90.74	86.67	0.13	16.86	0.00	0.00	1153.26	1153.26	1153.26
7/ 6	11.53	0.09	90.74	86.69	17.17	0.00	0.01	17.04	1153.26	1153.26	1153.26
7/ 7	11.58	0.09	90.79	86.69	17.18	0.05	0.00	0.01	1153.26	1153.26	1153.26
7/ 8	11.60	0.09	90.79	88.56	17.35	0.00	1.88	0.17	1153.26	1153.26	1153.26
7/ 9	11.84	0.08	90.79	88.67	17.87	0.00	0.11	0.51	1153.26	1153.26	1153.26
7/ 10	11.95	0.08	90.79	88.67	17.87	0.00	0.00	0.00	1153.26	1153.26	1153.26
7/ 11	12.25	0.08	90.79	88.67	17.87	0.00	0.00	0.00	1153.26	1153.26	1153.26
7/ 12	12.47	0.08	90.79	88.72	18.28	0.00	0.04	0.42	1153.26	1153.26	1153.26

FigureVI-6: La Résultat de Nombre de modes trouvées par le ROBOT.

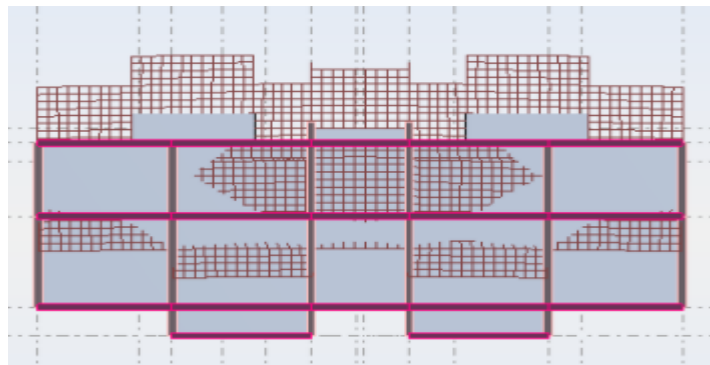
VIII- Vérification de la période :

- Le mode 1 est un mode de translation selon l'axe X.



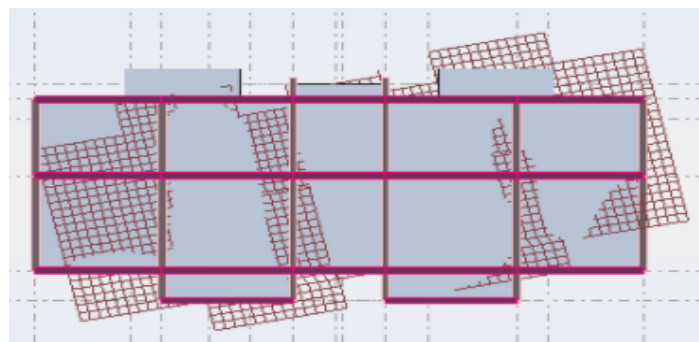
FigureVI-7: translation de bâtiment selon l'axe X.

- Le mode 2 est un mode de translation selon l'axe Y



FigureVI-8: translation de bâtiment selon l'axe Y.

- Le mode 3 est un mode de rotation autour de l'axe Z



FigureVI-9: rotation de bâtiment autour de l'axe Z.

IX- Résultats des forces sismiques de calcul :

la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaisons des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalent V_{st} .

Tableau IV-6 : vérification de la résultante des forces sismique .

Sens	Vst (KN)	Vdyn (KN)	Vdyn 0.8 Vst
X-X	1880.15	2739.92	vérifiée
Y-Y	1880.15	2450.18	vérifiée

X- Justification Vis A Vis De l'effet P- :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10 \dots\dots\dots(\text{article 5.6.R.P.A 2003}) [4]$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après.

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

h_k : hauteur de l'étage k.

➤ Sens XX :

Tableau VI-7 : Justification Vis-à-vis De l'effet P- Sens xx.

Niveau	P_k (KN)	Δ_k (m)	V_{kx} (KN)	h_k (m)	θ	La condition
RDC	1880.15	0.001	135.51	3.1	0.004	vérifiée
1	1880.15	0.001	260.66	3.1	0.002	vérifiée
2	1880.15	0.000	391.01	3.1	0.000	vérifiée
3	1880.15	0.000	522.32	3.1	0.000	vérifiée

➤ Sens YY :

Tableau VI-8 : Justification Vis-à-vis De l'effet P- Sens yy.

Donc : Les résultats de vérification montrent que les déplacements relatifs inter-étage sont

Niveau	P _k (KN)	k(m)	V _{ky} (KN)	h _k (m)	θ	La condition
RDC	1880.15	0.001	134.6	3.1	0.004	vérifiée
1	1880.15	0.005	258.93	3.1	0.0023	vérifiée
2	1880.15	0.000	388.40	3.1	0.000	vérifiée
3	1880.15	0.000	518.85	3.1	0.000	vérifiée
4	1880.15	0.000	526.57	3.1	0.000	vérifiée

inférieurs à 1% de la hauteur d'étage, donc l'effet P- est négligé.

XI- Les Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Les caractéristiques géométriques (centre de masse et centre de torsion) de chaque niveau.

a) centre de masse

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique.

Les coordonnées (X_G, Y_G) du centre de masse sont données par les formules de barycentre suivantes : [2]

$$Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad , \quad X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i: La masse de l'élément « i ».

$$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases} : \text{Les Coordonnées de l'élément « i ».}$$

b) Centre de torsion

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux. En général deux cas se présentent:

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau VI-9 : Les valeurs de Centre de masse et de torsion.

Niveau	X_G (m)	Y_G (m)	X_t (m)	Y_t (m)
RDC	10.85	5,18	10.85	5,74
1	10.85	5,18	10.85	5,74
2	10.85	5,18	10,85	5,74
3	10.85	5,18	10,85	5,74
4	10.85	5,11	10,85	5,69

❖ **Calcul de l'excentricité:**

- Excentricité théorique :

$$e_x = |X_G - X_t| \quad ; \quad e_y = |Y_G - Y_t| [2]$$

- Excentricité accidentelle: [2](version 2003) Article (4.2.7)

$$e_{acc} = 0.05L \quad [2]$$

Tableau VI-10 : Les résultats de l'excentricité.

Diaphragme	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Excentricité	
	e_x (m)	e_y (m)	Sens-x	Sens-y	e_x (m)	e_y (m)
RDC	0	0,56	1,11	0,412	1,11	0,412
1	0	0,56	1,11	0,412	1,11	0,412
2	0	0,56	1,11	0,412	1,11	0,412
3	0	0,56	1,11	0,412	1,11	0,412
4	0	0,58	1,11	0,412	1,11	0,412

XII- Vérification au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de sol- fondation

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction .Au poids des fondations et éventuellement au poids remblai.

Méthode de calcul :

$$W_k b_i > F_k h_k [2]$$

Avec :

W_k : le poids calculé a chaque niveau (k)

b_i : Centre de gravité de la structure.

F_k : La somme des forces sismique à chaque étage (k).

h_k la hauteur de l'étage k.

➤ **Dans le sens xx :**

Tableau VI-11 : Les résultats de Vérification au renversement (sens xx).

Niveau	$W_k(\text{KN})$	$b_{ix}(\text{m})$	$W_k b_{ix}$	$F_k(\text{KN})$	$h_k(\text{m})$	$F_k h_k$
RDC	2441,992	10,85	26495,61	135,51	3.1	420,08
1	2348,73	10,85	25483,72	260,6	3.1	870,86
2	2348,74	10,85	25483,82	391,01	3.1	1212,13
3	2353,178	10,85	25531,98	522,32	3.1	1619,19
4	1910,554	10,85	20729,51	530,09	3.1	1643,27
	$W_k b_i = 123724,64$			$F_k h_k = 5765,53$		

$W_k b_{ix} > F_k h_k \rightarrow 123724,64 > 5765,53 \dots \dots \dots \text{cv}$

➤ Dans le sens yy :

Tableau VI-12: Les résultats de Vérification au renversement (sens yy).

Niveau	$W_k(\text{KN})$	$b_{iy}(\text{m})$	$W_k b_{ix}$	$F_k(\text{KN})$	$h_k(\text{m})$	$W_k b_{ix}$
RDC	2441,992	10,85	26495,61	134,60	3,1	417,26
1	2348,73	10,85	25483,72	258,93	3,1	802,68
2	2348,74	10,85	25483,82	388,40	3,1	1204,04
3	2353,178	10,85	25531,98	518,85	3,1	1608,43
4	1910,554	10,85	20729,51	526,57	3,1	1632,36
	$W_k b_i = 123724,64$			$F_k h_k = 5664,77$		

$W_k b_{ix} > F_k h_k \rightarrow 123724,64 > 5664,77 \dots \dots \dots \text{cv}$

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$(M_s/M_r \geq 1.50) \quad [2]$

M_s : moment stabilisateur dû aux charges verticales $M_s = W_k b_{ix}$

M_r : moment de renversement dû à la charge horizontale $M_r = W_k b_{ix}$

➤ **Sens xx :**

Tableau VI-13 : Vérification au renversement (sens xx).

M_{sx}	M_{rx}	M_s/M_r	M_s/M_r 1.50	La condition
123724,64	5765,53	21,45	21,45 1.50	vérifie

➤ **Sens yy :**

Tableau VI-14 : Vérification au renversement (sens yy).

M_{sy}	M_{ry}	M_s/M_r	M_s/M_r 1.50	La condition
123724,64	5664,77	18,87	18,87 1.50	vérifie

On n'a pas pris le poids des fondations et des remblais en considération.

Chapitre

N° VII

Ferrailage des elements porteurs

Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux – poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme.

I- Étude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Le ferrailage adopté doit respecter les pourcentages extrêmes d'acier prescrits par le [2].

✓ **Recommandation du RPA 99 version 2003:**

▪ *Armatures longitudinales :*

-Section d'acier minimale : $A_{\min} = 0.5 \%$ de la section brute du béton en zone II.

-Section d'acier maximale :

- 4 % de la section totale en zone courante.

- 6 % de la section totale en zone de recouvrement.

-La longueur minimale de recouvrement en zone II est de $L_r = 40\Phi$.

-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

▪ *Armatures transversales :*

-La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_{t \min} = 0.003 S.b$

S : Espacement maximale entre armatures transversales.

• Dans la zone nodale : $S \leq \min (h/4, 12.\Phi)$

• Dans la zone courante : $S \leq h/2$.

-La valeur du diamètre Φ est le plus petit diamètre utilisé.

-Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les résultats sont tirés à partir des fichiers du "ROBOT", sous combinaisons d'actions à considérer pour le ferrailage des poutres sont :

❖ *ELS* :

$$G + Q$$

▪ *ELU* :

$$1.35 G + 1.5 Q$$

▪ *ACC*

$$G + Q + E$$

$$0.8 G \pm E$$

A- Les poutres principales (30× 40)

1- Etape de calcul des armatures:

▪ *Armatures Longitudinales* :

❖ *ELU* :

- *Sur travée* :

$M_{max}=53.11\text{kn.m}$; $c=2.5\text{cm}$; $b=30\text{cm}$; $h=40\text{cm}$; $d=37.5\text{cm}$; $f_{bu}=14.16\text{Mpa}$;
 $f_s=348\text{Mpa}$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.0889 \quad \rightarrow \mu = 0.0889 < \mu_1 = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$= 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.116$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 357,6\text{mm}$$

$$A_s = \frac{M_{max}}{Z \times \sigma_s} = 426,77\text{mm}^2 \rightarrow A_s = 4,26\text{cm}^2$$

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

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,36\text{cm}^2 \dots\dots\dots [3] \text{ (ART A .4.2.1)}$$

$$A_{min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots [2] \text{ (ART 7 .5.2.1)}$$

Donc on adopte: **6T12=6,79 cm²**

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,7\text{cm}^2$$

Donc on adopte: **3T12=3,39 cm²**

▪ La vérification à l'état limite service (E.L.S) :

$$M_{max}=34.55\text{KN.m}$$

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton.

$$\sigma_{bc}$$

-Moment statique au niveau de l'axe neutre : $b \times x^2 / 2 - 15A_s (d-x) = 0$

→ $X = 12,92 \text{ cm}$.

-Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I = b \times x^3 / 3 + 15A_s (d-x)^2 = 83102,26 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = 5,34 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,34 \text{ Mpa} \quad \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{c v}$$

D' après BEAL 91:

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_s = \text{Min} (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\square \cdot f_{t28}}) \rightarrow \sigma_s = 266,66 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = 15 M_s (d-X) / I \rightarrow \overline{\sigma}_s = 15 \times 34,55 \times 10^3 (37,5 - 12,92) / 83102,26 = 153,28 \text{ Mpa}$$

$$\rightarrow \overline{\sigma}_s = 153,28 \text{ Mpa} < \sigma_s = 266,66 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{c v}$$

- Sur appuis :

$$M_{\max} = -72,62 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,121 \rightarrow \mu = 0,121 < \mu_1 = 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,161$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 35,08 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z \times \sigma_s} = 594,86 \text{ mm}^2 \rightarrow A_s = 5,94 \text{ cm}^2$$

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

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots [3] \text{ (ART A .4.2.1)}$$

$$A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots [2] \text{ (ART 7 .5.2.1)}$$

Donc on adopte: **6T12=6,79 cm²**

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,7 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: **3T12=3,39 cm²**

▪ **La vérification à l'état limite service (E.L.S) :**

$$M_{\max} = -52,59 \text{ KN.m}$$

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton.

$$\sigma_{bc}$$

$$\text{-Moment statique au niveau de l'axe neutre : } b \times x^2 / 2 - 15 A_s (d-x) = 0$$

$$\rightarrow X = 12,92 \text{ cm.}$$

-Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I = b \times x^3 / 3 + 15 A (d-x)^2 = 83102,26 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \mathbf{8,17 \text{ Mpa}}$$

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

$$\rightarrow \sigma_{bc} = 8,17 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{c v}$$

D' après [2]:

La fissuration est préjudiciable :

$$s = \text{Min} (2/3 f_e ; 110 \sqrt{f_{t28}}) \rightarrow s = 266,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 M_s (d-X) / I \rightarrow s = 15 \times 52,59 \times 10^3 \times (37,5 - 12,92) / 83102,26 = 233,32 \text{ Mpa}$$

$$\rightarrow \sigma_s = 233,32 \text{ Mpa} < s = 266,66 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{c v}$$

▪ **État Limite de déformation [3] (B.6.5.1) :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$1) \frac{h}{l} \frac{1}{16} \rightarrow 0,085 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{c v}$$

$$2) \frac{A}{bd} \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 0,0060 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{c v}$$

▪ **Vérification de la Contrainte de Cisaillement :**

[2] (art A.5.1)

La contrainte ultime de cisaillement est limité par $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par : $\tau_u = \frac{Vu}{bd}$

Avec :

V_u : Effort tranchant

b, d : Dimensions de pièce.

$\tau_u = \text{Min}(0,1fc28 ; 3\text{Mpa}) = \mathbf{2,5\text{Mpa}}$fissuration préjudiciable

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = \frac{96,95}{300 \times 375} \times 10^3 = \mathbf{0,861\text{Mpa}}$$

Donc : $\tau_u = 0,861\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa}$c v

▪ **Les armatures transversales :**

- Le diamètre : [3] (art A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min (h / 35, \phi_L, b / 10)$$

$$\phi_t \leq \min (400 / 35, 12, 300 / 10) = 11,42 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8\text{mm}$ de nuance FeE235

- Espacement :

D'après[3](art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) = 33,75 \text{ cm}$$

D'après[2](art 7.5.2, 2) :

$$S_t \leq \min (h / 4, 12 \phi_t^{\min}, 30\text{cm}) = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{ dans la Zone nodale.}$$

$$S_t \leq h / 2 = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ dans la Zone courante.}$$

On prend: $S_t \leq \min (S_{t\text{BAEL}}, S_{t\text{RPA}})$

*Dans la Zone nodale : **St = 10cm***

*Dans la Zone courante : **St = 15 cm***

Avec : $L' = 2h = 80\text{cm}$ (longueur de la zone nodale).

- La section de ferrailage transversal :

D'après [3] (art A .5.1, 22) :

$$A_t \geq 0,4 \times b \times \frac{S_t}{f_e} \rightarrow A_t \geq 0,4 \times 30 \times \frac{15}{400} = \mathbf{0,45 \text{ cm}^2}$$

D'après[2]:

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 15 \times 30 = \mathbf{1,35 \text{ cm}^2}$$

$$A_t \geq \max (A_t^{\text{BAEL}}; A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}}$$

$$A_t = 4 \times 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

2- Schéma de ferrailage des poutres principales :

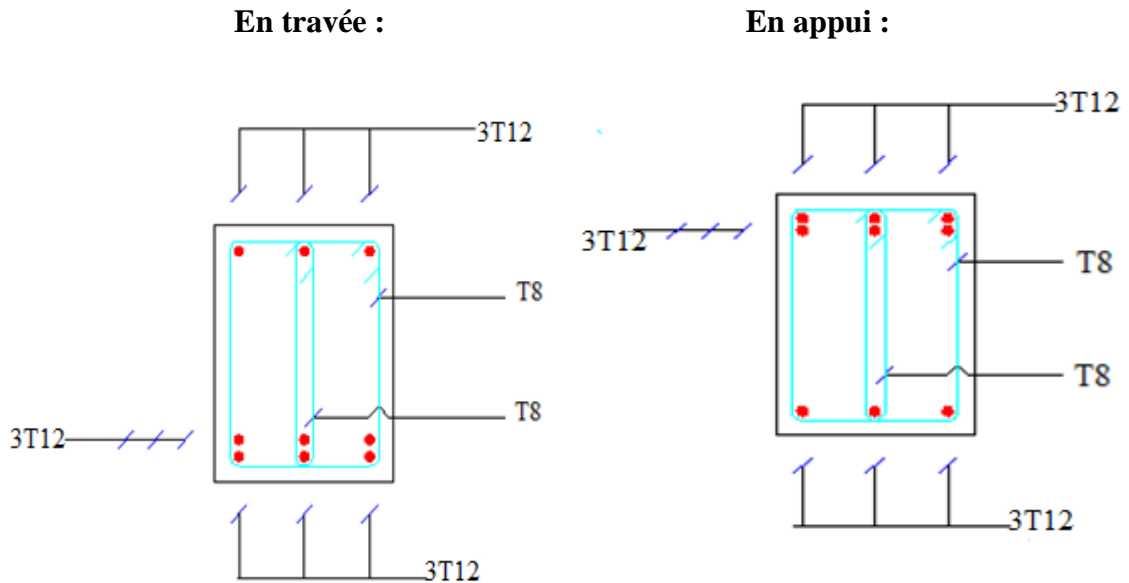


Figure VII-1: ferrailage de la poutre principale

B- Poutre secondaire (30×35):

1- Etape de calcul des armatures:

- *Armatures Longitudinales :*

- ❖ ELU :

- Travée :

$$M_{max} = 17,51 \text{ KN.m} ; c = 2,5 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; h = 35 \text{ cm} ; d = 32,5 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,16 \text{ Mpa}$$

$$f_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,039 \rightarrow \mu = 0,039 < \mu_1 = 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,049$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 31,86 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{max}}{Z \times f_s} = 157,92 \text{ mm}^2 \rightarrow \mathbf{A_s = 1,57 \text{ cm}^2}$$

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

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times ft28}{fe} = 1,36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots [3] \text{ (ART A .4.2.1)}$$

$$A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots [3] \text{ (ART 7 .5.2.1)}$$

Donc on adopte : **3T12+3T14=8,01 cm²**

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{8,01}{4} = 2,0025 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: **3T12=3,39 cm²**

▪ **La vérification à l'état limite service (E.L.S) :**

$$M_{\max} = 12,79 \text{ KN.m}$$

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc}$$

$$\text{-Moment statique au niveau de l'axe neutre : } b \times x^2 / 2 - 15A_s (d-x) = 0$$

$$\rightarrow X = 12,13 \text{ cm.}$$

-Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I = b \times x^3 / 3 + 15A_s (d-x)^2 = 67702,37 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = 2,29 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,29 \text{ Mpa} \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{c v}$$

D' après [2]:

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_s = \text{Min} (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\square \cdot ft28}) \rightarrow \sigma_s = 266,66 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 15 M_s (d-X) / I \rightarrow \bar{\sigma}_s = 15 \times 12,79 \times 10^3 (32,5 - 12,13) / 67702,37 = 57,72 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 57,72 \text{ Mpa} < \sigma_s = 266,66 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{c v}$$

- Sur appuis :

$$M_{\max} = -73,71 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.164 \rightarrow \mu = 0,164 < \mu_l = 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.225$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 29,57 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{max}}{Z \times \sigma_s} = 716,3 \text{ mm}^2 \rightarrow A_s = 7,16 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: **3T12+3T14=8,01 cm²**

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{8,01}{4} = 2,0025 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: **3T12=3,39 cm²**

- **La vérification à l'état limite service (E.L.S) :**

$$M_{max} = -53,89 \text{ KN.m}$$

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton.

$${}_{bc} \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\text{-Moment statique au niveau de l'axe neutre : } b \times x^2 / 2 - 15A_s (d-x) = 0$$

$$\rightarrow X = 12,13 \text{ cm.}$$

-Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I = b \times x^3 / 3 + 15A_s (d-x)^2 = 67702,37 \text{ cm}^4$$

$${}_{bc} \overline{\sigma}_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = 9,65 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$${}_{bc} \overline{\sigma}_{bc} = 9,65 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{c v}$$

D'après [2]:

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_s = \text{Min} (2/3f_e ; 110 \sqrt[3]{f_t 28}) \rightarrow \sigma_s = 266,66 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = 15M_s (d-X)/I \rightarrow \overline{\sigma}_s = 15 \times 53,8 \times 10^3 (32,5 - 12,1) / 67702,37 = 243,21 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_s = 243,21 \text{ Mpa} < \sigma_s = 266,66 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{c v}$$

▪ **État Limite de déformation : [3] (B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

1) $\frac{h}{l} \frac{1}{16} \rightarrow 0,074 > 0,0625 \dots\dots\dots c v$

2) $\frac{A}{bd} \frac{4,2}{fe} \rightarrow 0,0082 < 0,0105 \dots\dots\dots c v$

▪ **Vérification de la Contrainte de Cisaillement :**

[3] (art A.5.1)

La contrainte ultime de cisaillement est limité par $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par : $\tau_u = \frac{Vu}{bd}$

Avec :

V_u : Effort tranchant

b, d : Dimensions de pièce.

$\tau_u = \text{Min}(0,1fc28 ; 3\text{Mpa}) = 2,5\text{Mpa} \dots\dots\dots$ fissuration préjudiciable

$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = \frac{45,27}{300 \times 325} \times 10^3 = 0,464\text{Mpa}$

Donc : $\tau_u = 0,464\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa} \dots\dots\dots c v$

▪ **Les armatures transversales :**

- Le diamètre : [3](art A.7.2, 2)

$\phi_t \geq \min (h / 35, \phi_L , b / 10)$

$\phi_t \geq \min (350 / 35, 12 , 300 / 10) = 10 \text{ mm}$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

- Espacement :

D'après [3](art A.5.1, 22):

$S_t \geq \min (0,9 d ; 40\text{cm}) = 29.25 \text{ cm}$

D'après [2](art 7.5.2, 2) :

$S_t \geq \min (h / 4, 12 \phi_t^{\min}, 30\text{cm}) = 10\text{cm} \dots\dots\dots$ dans la Zone nodale.

$S_t \leq h / 2 = 17.5 \text{ cm} \dots\dots\dots$ dans la Zone courante.

On prend: $S_t \leq \min (S_{t \text{BAEL}}, S_{t \text{RPA}})$

*Dans la Zone nodale : **St = 10cm***

Dans la Zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 70 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

- La section de ferraillage transversal :

D'après [3](art A .5.1, 22) :

$$A_t = 0.4 \times b \times \frac{S_t}{f_e} \rightarrow A_t = 0.4 \times 30 \times \frac{15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

D'après[2]:

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max (A_t^{\text{BAEL}}; A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}}$$

$$A_t = 4 \cdot 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

2- Schéma de ferraillage des poutres secondaires :

En appui :

En travée :

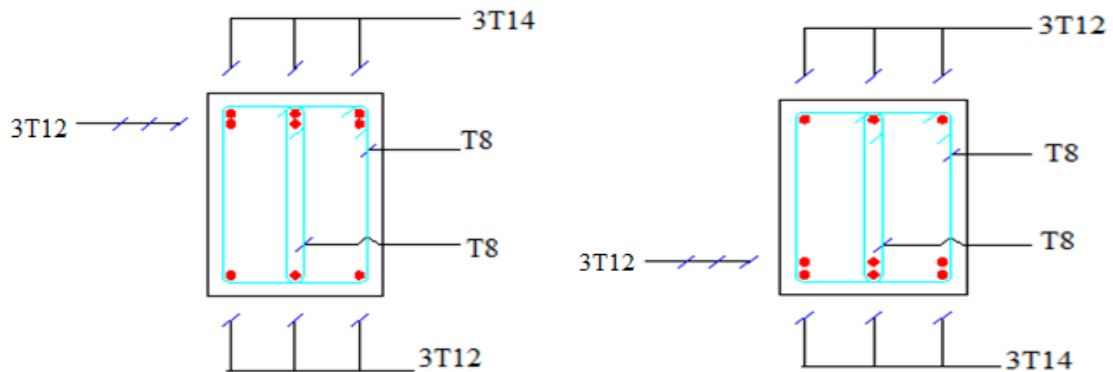


Figure VII-2: ferraillage de la poutre secondaire

II- Les poteaux:

1- introduction:

Les poteaux seront calculés à la flexion composée sous un effort normal de compression (N) et un moment de flexion (M), Il s'agit de :

- Préciser les hypothèses d'études.
- Calculer les armatures longitudinales.
- Choisir et organiser les armatures longitudinales et transversales en respectant les dispositions constructives.

Les résultats sont tirés à partir des fichiers du "ROBOT", sous les combinaisons de calcul :

❖ *ELU* :

$$1.35G + 1.5Q \dots\dots\dots [3]$$

❖ *ACC* :

$$G+Q+E \dots\dots\dots ([2]formule 5-1)$$

$$0,8G \pm E \dots\dots\dots ([2]formule 5-2)$$

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

- $N_{max} \quad M_{corr}$
- $N_{min} \quad M_{corr}$
- $M_{max} \quad N_{corr}$

Recommandation du RPA 99 version 2003:

▪ *Les armatures longitudinales:*

- Leur pourcentage minimal 0,8% en zone II.

- Leur pourcentage maximal sera de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

-Le diamètre minimum est de 12mm.

- La longueur minimale des recouvrements est 40 en zone II.

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II.

- La jonction par recouvrement doivent être faite si possible à l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

- $h' = \max (h_c/6 ; b_1 ; h_1 ; 60)$.

▪ *Les armatures transversales:*

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

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} \dots\dots\dots (RPA 99 formule 7.1)$$

V_u : l'effort tranchant de calcul

h_1 :hauteur totale de la section brute

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

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

Dans la zone nodale :

$$t \leq \min (10 l_1, 15\text{cm}) \quad \text{en zone II}$$

Dans la zone courante :

$$t' \leq 15 l_1 \quad \text{en zone II}$$

g : l'élancement géométrique du poteau

$$g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}\right) \rightarrow g = 7,23$$

$$g \leq 5 \rightarrow \rho_d = 0,075$$

2- Sollicitation de calcul :

Les Résultats de sollicitations maximales des poteaux sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VII-1:Sollicitations dans les différents poteaux

Niveau	N_{\max}	M_{corr}	N_{\min}	M_{corr}	M_{\max}	N_{corr}
	$N_{\max}(\text{kn})$	$M_{\text{corr}}(\text{kn.m})$	$N_{\min}(\text{kn})$	$M_{\text{corr}}(\text{kn.m})$	$M_{\max}(\text{kn.m})$	$N_{\text{corr}}(\text{kn})$
RDC et 4 etage	1185,97	-4,06	-328,89	-3,13	70,93	71,29

3- Calcul le ferraillage :

$b = 40\text{cm}$; $h=40\text{cm}$; $d= 37\text{cm}$

A- Calcul sous N_{\max} M_{corr}

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{4,06}{1185,97} = 0,034\text{m} \rightarrow e_0 = 0,034\text{m}$$

$$e = 0,034\text{m} < \frac{h}{2} = 0,2\text{m} \rightarrow 0,034\text{m} < 0,2\text{m} \dots\dots\dots c v$$

La section est entièrement ou partiellement comprimée.

$$M_{ua} = M + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) \rightarrow M_{ua} = 205,97 \text{ kn.m}$$

$$N_u (d-c) - M_{ua} < (0,337h - 0,81d') b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$N_u (d-d') - M_{ua} = 197,55 \text{ kn.m}$$

$$(0,337h - 0,81d') b \cdot h \cdot f_{bu} = 250,34 \text{ kn.m}$$

$$197,55 \text{ kn.m} < 250,34 \text{ kn.m} \dots\dots\dots c \ v$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,265$$

$$\mu_u = 0,265 > 0,186$$

On est en pivot B

$$\mu_u = 0,265 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow f_{su} = 348 \text{ MPa}$$

$$= 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow = 0,393$$

$$Z = d(1 - 0,4) \rightarrow Z = 313,83 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{Z \cdot f_{su}} \rightarrow A_s = 18,95 \text{ cm}^2$$

B- Calcul sous N_{min} M_{corr} :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3,13}{328,89} = 0,0095 \text{ m} \rightarrow e_0 = 0,095 \text{ m}$$

$$e = 0,0095 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,2 \text{ m} \rightarrow 0,0095 \text{ m} < 0,2 \text{ m} \dots\dots\dots c \ v$$

La section est entièrement ou partiellement comprimée.

$$M_{ua} = M + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) \rightarrow M_{ua} = 59,04 \text{ kn.m}$$

$$N_u (d-c) - M_{ua} < (0,337 - 0,81d') b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$N_u (d-d') - M_{ua} = 52,78 \text{ kn.m}$$

$$(0,337h-0,81d') \text{ b.h.f}_{bu} = 250,34 \text{kn.m}$$

$$52,78 \text{ kn.m} < 250,34 \text{kn.m} \dots\dots\dots \text{c v}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,076$$

$$\mu_u = 0,076 < 0,186 \quad \text{pivot A} \quad \rightarrow A' = 0$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow f_{su} = 348 \text{MPa}$$

$$= 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow = 0,098$$

$$Z = d(1 - 0,4) \rightarrow Z = 355,49 \text{mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{Z \cdot f_{su}} \rightarrow A_s = 477,24 \text{mm}^2 \rightarrow A_s = 4,77 \text{cm}^2$$

C- Calcul sous M_{max} N_{corr} :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{70,93}{71,29} = 0,99 \text{m} \rightarrow e_0 = 0,99 \text{m}$$

$$e = 0,99 \text{m} > \frac{h}{2} = 0,2 \text{m} \rightarrow 0,05 \text{m} < 0,2 \text{m} \dots\dots\dots \text{c v}$$

$$M_{ua} = M + N_u \cdot (d - \frac{h}{2}) \rightarrow M_{ua} = 83,04 \text{kn.m}$$

$$N_u (d-c) - M_{ua} < (0,337h-0,81d') \text{ b.h.f}_{bu}$$

$$N_u (d-d') - M_{ua} = -58,080 \text{ kn.m}$$

$$(0,337h-0,81d') \text{ b.h.f}_{bu} = 250,34 \text{kn.m}$$

$$-58,080 \text{kn.m} < 250,34 \text{kn.m} \dots\dots\dots \text{c v}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,107$$

$$\mu_u = 0,107 < 0,186 \quad \text{pivot A} \quad \rightarrow A' = 0$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow f_{su} = 348 \text{MPa}$$

$$= 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow = 0,141$$

$$Z = d(1 - 0,4) \rightarrow Z = 349,13 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{Mu_a}{z \cdot f_{su}} \rightarrow A_s = 683,47 \text{ mm}^2 \rightarrow A_s = 6,83 \text{ cm}^2$$

▪ **Ferrailage selon le RPA**

Pourcentage minimal des armatures selon [2] :

$$A_{\min} = 0,8 \% (b \times h) = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$$

Leur pourcentage maximal des armatures selon [2]:

$$\text{Zone courante : } 4\% (b \times h) = 64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement : } 6\% (b \times h) = 96 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s, A_{\min}) \rightarrow A_s = 18,95 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 4\text{T}20 + 4\text{T}16 = 20,61 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,78 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots [3] (\text{ART A .4.2.1})$$

$$A_{\min} = 1,78 \text{ cm}^2 < A_a = 20,61 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots c \ v$$

▪ **Les armatures transversales:**

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

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho V u}{h \cdot 1 \cdot f_e} \dots \dots \dots ([2] \text{ formule 7.1})$$

Dans la zone nodale : $t \geq \min (10 \cdot l_1, 15 \text{ cm})$ en zone II

$$t \geq \min (10 \times 2, 15 \text{ cm}) \rightarrow t \geq 15 \text{ cm}$$

On adopte : $t = 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante : $t' \geq 15 \cdot l_1$ en zone II

$$t' \geq 15 \times 2 \rightarrow t' \geq 30 \text{ cm}$$

On adopte $t' = 15 \text{ cm}$

$$g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right) \rightarrow g = 5,425$$

$\rho_a = 2,50$

$A_t = \frac{\rho_a \cdot Vu \cdot t}{h \cdot f_e} \rightarrow A_t = 0,912 \text{ cm}^2$

▪ **Ferrailage selon le RPA**

Pourcentage minimal des armatures selon [2] :

$A_{\min} = 0.30\% (t \times b) = 0,03 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2$

On adopte : **4T8 = 2,01 cm²**

▪ **Vérification de la Contrainte de Cisaillement :**

[2] (art A.5.1)

La contrainte ultime de cisaillement est limité par $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par : $\tau_u = \frac{Vu}{bd}$

$\tau_u = \text{Min}(\frac{0,15 f_c 28}{\gamma b} ; 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{fissuration préjudiciable}$

$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = \frac{58,37}{400 \times 370} \times 10^3 = 0,394 \text{ Mpa}$

Donc : $\tau_u = 0,394 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{c v}$

▪ **La vérification à l'état limite service (E.L.S) :**

$M_{s \max} = 44,45 \text{ KN.m} ; N_{s \max} = 864,45 \text{ kn}$

$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 0,051 \text{ m}$

- Section homogène:

$B = b \cdot h + 15(A_s + A'_s) \rightarrow B = 40 \times 40 + 15(20,61 + 20,61) \rightarrow B = 2218,3 \text{ cm}^2$

V_1 et V_2 seront déterminé par l'équation du moment statique par rapport à la fibre la plus comprimée.

$V_1 = \frac{1}{B_1} \{ \frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A'_s \cdot d' + A_s \cdot d) \} \rightarrow V_1 = 20 \text{ cm}$

$V_2 = h - V_1 \rightarrow V_2 = 20 \text{ cm}$

- Calcul des moments d'inertie :

$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \{ A_s (v_2 - c)^2 + A'_s (v_2 - c)^2 \}$

$I = 392022,033 \text{ cm}^4$

- Condition limite 1 :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 0,051\text{m} < \frac{h}{6} = 0,066\text{m}$$

$$e_1 = e_0 + (V_1 - h/2) \rightarrow e_1 = 0,051\text{m}$$

- Vérification des contraintes de béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B} + N_s \cdot e_1 \cdot \frac{V_1}{I} \rightarrow \sigma_{bc} = 6,14\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,14\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{C v}$$

▪ **Vérification des contraintes d'aciers:**

$$\sigma_{st} = 15 \left(\frac{N_s}{B} \right) - N_s \cdot e_1 \cdot \frac{V_1 - c}{I} \rightarrow \sigma_{st} = 56,54\text{Mpa}$$

$$\sigma_s = \text{Min} (2/3f_e ; 110\sqrt{\square \cdot f_{t28}}) \rightarrow \sigma_s = 266,66\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 56,54\text{Mpa} < \sigma_s = 266,66\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C v}$$

4- Vérification spécifiques :

2-1 : sollicitations normales :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B \cdot c \cdot f_{c28}} \quad 0,30 \dots\dots\dots ([2] \text{formule 7.2})$$

$$\rightarrow V = 0,29 < 0,30 \dots\dots\dots \text{C v}$$

2-2 : sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton **bu** sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\bar{\sigma}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \dots\dots\dots([2] \text{ formule 7.3})$$

g 5 $\rightarrow \rho_d = 0,075$

Donc : $\sigma_{bu} = 1,875 \text{Mpa}$

5- schéma de ferraillage

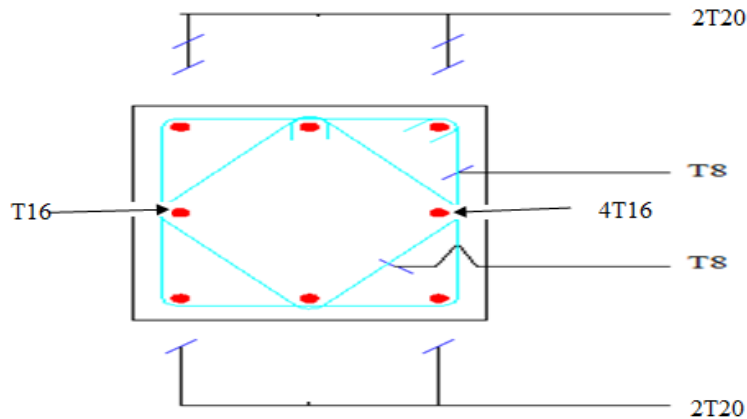


Figure VII-3: le ferraillage de poteau

III- Etude des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

▪ **Recommandation du RPA 99 version 2003:**

-Pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

-L'espacement des barres horizontales et verticales : $S \leq \min (1,5 a ; 30 \text{ cm})$.

-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 diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser (1/10) de l'épaisseur du voile.

▪ **Combinaisons de calcul :**

Selon le RPA 99 les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

❖ *ELU:*

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

❖ *ACC :*

$$G+Q \quad E$$

$$0.8G \quad E$$

1- Ferrailage des voiles:

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI :

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} y$$

Avec :

N : effort normal.

M : moment de flexion.

I : moment d'inertie.

Y : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

Remarque :

- Si σ_a et σ_b sont des signes négatifs on aura une section entièrement tendue (SET).
- Si σ_a et σ_b sont des signes positifs on aura une section entièrement comprimée (SEC).
- Si σ_a et σ_b sont du signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC).

A- Les voiles de sens x : (L= 3,95m ; H= 3,10m)

▪ **Détermination des sollicitations :**

Les valeurs max: N= -125,43kn

$$M= 914,74kn.m$$

$$T= 246,06kn$$

$$S = e.L = 0,15 \times 3,95 = 0,5925m^2$$

$$I = \frac{e.L^3}{12} = \frac{0,15 \times 3,95^3}{12} = 0,770m^4$$

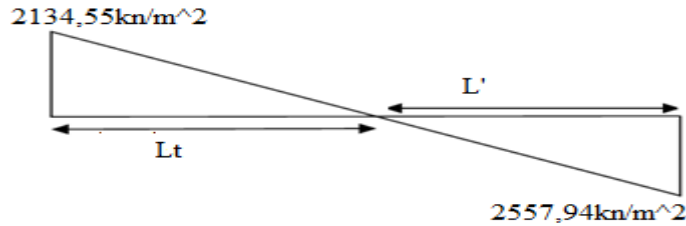
$$X = \frac{L}{2} = 1,975m$$

▪ Armatures verticales:

$$a, b = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} y$$

$$1 = \frac{-125,43}{0,5925} - \frac{914,74}{0,770} \times 1,975 \rightarrow 1 = -2557,94 \text{ kn/m}^2$$

$$2 = \frac{-125,43}{0,5925} + \frac{914,74}{0,770} \times 1,975 \rightarrow 2 = 2134,55 \text{ kn/m}^2$$



Calcul de L' :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \right) = 3,95 \times \left(\frac{2134,55}{2134,55 + 2557,94} \right) \rightarrow L_t = 1,79 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t \rightarrow L' = 2,16 \text{ m}$$

$$d \quad \min \left(\frac{he}{2}, \frac{2L}{3} \right)$$

$$d \quad \min (1,37 ; 1,44) \rightarrow d = 1,37 \text{ m}$$

Calcul de σ_2' :

$$\sigma_2' = \sigma_2 (L_t - d) / L_t \rightarrow \sigma_2' = 500,84 \text{ kn/m}^2$$

$$I' = (0,15 \times 2,16^3) / 12 \rightarrow I' = 0,125 \text{ m}^4$$

$$X' = 2,16 / 2 = 1,08 \text{ m}$$

$$S' = 0,15 \times 2,16 = 0,324 \text{ m}^2$$

$$2 = \frac{-125,43}{0,324} - \frac{914,74}{0,125} \times 1,08 \rightarrow 2 = 7175,79 \text{ kn/m}^2$$

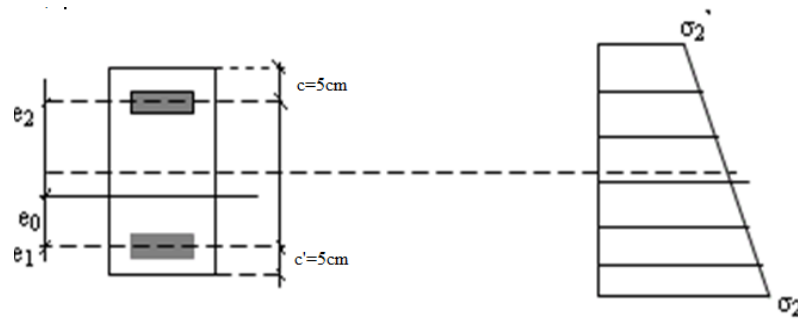
Donc:

$$N_1 = (S' / 2) \times (2 + 2') \rightarrow N_1 = 1298,76 \text{ kn}$$

$$M_1 = (I' / 2X') \times (2' - 2) \rightarrow M_1 = -405,98 \text{ kn.m}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{-405,98}{1298,76} \rightarrow e_0 = -0,31 \text{ m}$$

$$e_0 = -0,31 \text{ m} > d/6 = 0,22 \text{ m}$$



$$e_1 = d/2 - e_0 - c \rightarrow e_1 = 0,325\text{m}$$

$$e_2 = h/2 + e_0 - c' \rightarrow e_2 = 1,155\text{m}$$

$$A_s = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_c \rightarrow A_s = 25,33\text{cm}^2$$

$$A_s' = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_c \rightarrow A_s' = 0,91\text{cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = N_1 / f_c \rightarrow A_s = 32,46\text{cm}^2$$

$$A_s/\text{ml}/\text{face} = 32,46 / (2 \times 1,79) = 9,06\text{cm}^2/\text{ml}/\text{face}$$

▪ **Armatures minimales de [2]:**

D'après le [1] (Art 7.7.4.1):

$$A_{RPA} = 0.20\% \ b \ L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 0.15 \times 1,79 = 5,37\text{cm}^2$$

$$A_{RPA}/\text{ml}/\text{face} = 5,37 / (2 \times 1,79) = 1,5\text{cm}^2/\text{ml}/\text{face}.$$

▪ **Le pourcentage minimal :**

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times l = 0.15\% \times 0.15 \times 3,95 = 8,88\text{cm}^2$$

$$A_{\min}/\text{ml}/\text{face} = 8,88 / (2 \times 3,95) = 1,12\text{cm}^2/\text{ml}/\text{face}.$$

$$\text{Donc : } A_{SV} = \max(A_s, A_{\min}, A_{RPA}) = 9,06\text{cm}^2.$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie :

$$A_s = 2 \times 9,06 \times (3,95/2) = 35,78\text{cm}^2.$$

$$\text{On adopte : } 10\text{T}12 = 11,31\text{cm}^2$$

▪ **L'espacement :** ([2] article 7.7.4.3)

- Zone nodale :

$$S \geq 1,5e \rightarrow S = 22,5\text{cm}$$

Donc : $S = 10\text{cm}$

- Zone courant :

$$S \geq 1,5e \rightarrow S = 22,5\text{cm}$$

Donc : $S = 20\text{cm}$

▪ **Les armatures transversales :**

Pour une bande de 1m

$$A_{\min} = 0,002 \times 100 \times 15 \rightarrow A_{\min} = 3\text{cm}^2$$

On adopte : **6T10 = 4,71cm²**

▪ **L'espacement : ([2]article 7.7.4.3)**

$$S \geq 1,5e \rightarrow S = 22,5\text{cm}$$

Donc: $S = 20\text{cm}$

▪ **Vérification de contrainte de cisaillement :**

La contrainte dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} \rightarrow \bar{\tau}_b = 5\text{Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4T_{cal}}{b_0 \times d}$$

b_0 : épaisseur des voiles.

d : hauteur utile ($d = 0,9h = 2790\text{mm}$)

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 246,06 \times 10^3}{150 \times 2790} \rightarrow \tau_b = 0,82\text{Mpa}$$

Donc : $\tau_b = 0,82\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 5\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{c v}$

▪ **Schéma de Ferrailage:**

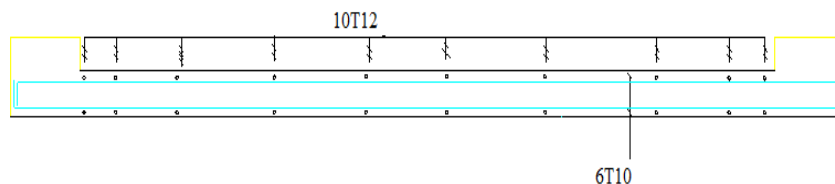


Figure VII-4: le ferrailage des voiles de sens X.

B- Les voiles de sens x : (L= 3,25m ; H= 3,10m)

Détermination des sollicitations :

Les valeurs max: N=68,84kn

M= 934,89kn.m

T= 217,25kn

S = e.L = 0,15×3,95 = 0,4875m²

$$I = \frac{e.L^3}{12} = \frac{0,15 \times 3,95^3}{12} = 0,429m^4$$

$$Y = \frac{L}{2} = 1,625m$$

-Armatures verticales:

$$a,b = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} y$$

$$1 = \frac{68,84}{0,4875} - \frac{934,89}{0,429} \times 1,625 \rightarrow 1 = -3400,04kn/m^2$$

$$2 = \frac{-125,43}{0,5925} + \frac{914,74}{0,429} \times 1,625 \rightarrow 2 = 3682,46kn/m^2$$

Calcul de L' :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \right) = 3,25 \times \left(\frac{3682,46}{3400,04 + 3682,46} \right) \rightarrow L_t = 1,68m$$

$$L' = L - L_t \rightarrow L' = 1,57m$$

$$d \min \left(\frac{he}{2}, \frac{2L}{3} \right)$$

$$d \min (1,37 ; 1,12) \rightarrow d = 1,04m$$

Calcul de σ_2' :

$$\sigma_2' = \sigma_2 (L_t - d) / L_t \rightarrow \sigma_2' = 1402,84kn/m^2$$

$$I' = (0,15 \times 1,57^3) / 12 \rightarrow I' = 0,048m^4$$

$$Y' = 1,57 / 2 = 0,785m$$

$$S' = 0,15 \times 1,57 = 0,235m^2$$

$$2 = \frac{68,84}{0,235} - \frac{934,89}{0,048} \times 0,785 \rightarrow 2 = -14996,41 kn/m^2$$

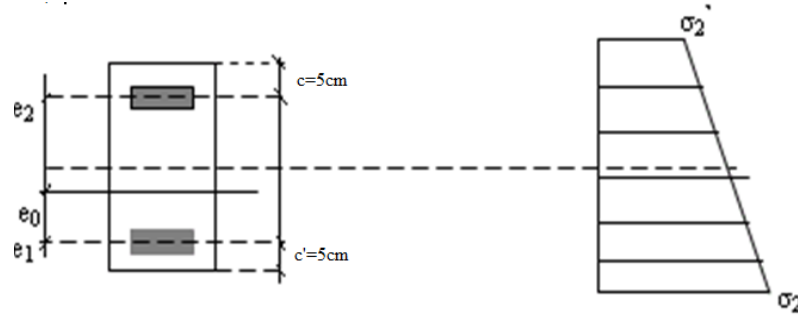
Donc:

$$N_1 = (S' / 2) \times (2 + 2') \rightarrow N_1 = -1597,24kn$$

$$M_1 = (I' / 2Y') \times (2' - 2) \rightarrow M_1 = 501,37kn.m$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{501,37}{-1597,24} \rightarrow e_0 = -0,31\text{m}$$

$$e_0 = -0,31\text{m} > d/6 = 0,22\text{m}$$



$$e_1 = d/2 - e_0 - c \rightarrow e_1 = 0,16\text{m}$$

$$e_2 = h/2 + e_0 - c \rightarrow e_2 = 1,1\text{m}$$

$$A_s = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_e \rightarrow A_s = 3,48\text{cm}^2$$

$$A_s' = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_e \rightarrow A_s' = 0,51\text{cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = N_1 / f_e \rightarrow A_s = 39,93\text{cm}^2$$

$$A_s/\text{ml}/\text{face} = 39,93 / (2 \times 1,68) = 11,88\text{cm}^2/\text{ml}/\text{face}$$

▪ **Armatures minimales de [1]:**

D'après le [1](Art 7.7.4.1):

$$A_{RPA} = 0,20\% \text{ b } L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0,20\% \times 0,15 \times 1,68 = 5,04\text{cm}^2$$

$$A_{RPA}/\text{ml}/\text{face} = 5,04 / (2 \times 1,68) = 1,5\text{cm}^2/\text{ml}/\text{face}.$$

▪ **Le pourcentage minimal :**

$$A_{\min} = 0,15\% \times b \times l = 0,15\% \times 0,15 \times 3,25 = 7,3\text{cm}^2$$

$$A_{\min}/\text{ml}/\text{face} = 7,3 / (2 \times 3,25) = 1,12\text{cm}^2/\text{ml}/\text{face}.$$

$$\text{Donc : } A_{SV} = \max(A_s, A_{\min}, A_{RPA}) = 11,88\text{cm}^2.$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie :

$$A_s = 2 \times 11,88 \times (3,25/2) = 38,61 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **11T12 = 12,44 cm²**

- **L'espacement :** ([2] article 7.7.4.3)

- Zone nodale :

$$S \leq 1,5e \rightarrow S = 22,5 \text{ cm}$$

Donc : $S = 10 \text{ cm}$

- Zone courant :

$$S \leq 1,5e \rightarrow S = 22,5 \text{ cm}$$

Donc : $S = 20 \text{ cm}$

- **Les armatures transversales :**

Pour une bande de 1m

$$A_{\min} = 0,002 \times 100 \times 15 \rightarrow A_{\min} = 3 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6T10 = 4,71 cm²**

- **L'espacement :** ([2] article 7.7.4.3)

$$S \leq 1,5e \rightarrow S = 22,5 \text{ cm}$$

Donc : $S = 20 \text{ cm}$

- **Vérification de contrainte de cisaillement :**

La contrainte dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} \rightarrow \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{1,4T}{b_0 \times d}$$

b_0 : épaisseur des voiles.

d : hauteur utile ($d = 0,9h = 2790 \text{ mm}$)

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{1,4 \times 217,25 \times 10^3}{150 \times 2790} \rightarrow \tau_b = 0,72 \text{ Mpa}$$

Donc : $\tau_b = 0,72 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{c v}$

▪ **Schéma de Ferraillage:**

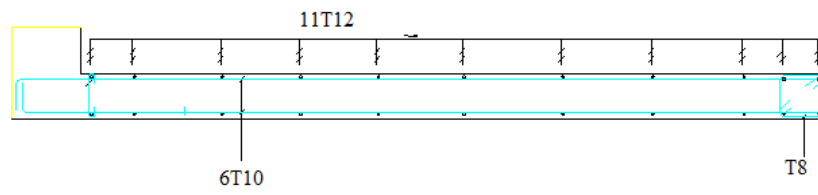


Figure VII-5:le ferraillage des voiles de sens Y.

Chapitre

N° VIII

Etude de l'infrastructure

I- Introduction :

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple) Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.

II- Différent type de fondation :

- Fondation superficielle : (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Fondations profondes : (semi profondes puits), Profondes (les pieux
- Fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

III- Reconnaissance du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.8 bar pour une profondeur d'ancrage de 1.5 m.

IV- Calcul des fondations :

On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S = \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

N : calculé par la combinaison *ELS*

A- Semelle isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \rightarrow S=B^2$

B est déterminé par : $S = \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec : $A = B = \sqrt{S}$

σ_{sol} : contrainte admissible du sol. ($\sigma_{sol} = 1,8 \text{ bars}$)

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité ayant l'effort maximum

$N_{ser} = 870,32 \text{ kn}$

$$A=B = \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{870,320}{150}} = 2,40 \text{ m}$$

$L_{min} = 3.3 \text{ m}$

Il faut vérifier : $L_{min} > 1.5 \times B$

Tel que L_{min} entraxe minimum entre deux poteaux:

On a : $1.5 \times B = 3.6 \text{ m} < L_{min} = 3.30 \text{ m}$

La condition : $L_{min} > 1.5 \times B$ non vérifiée

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

B- Semelle filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$(S_s / S_b < 50\%)$$

Avec :

S_s : La somme des surfaces des semelles.

S_b : La surface total du bâtiment.

- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-1: Dimensionnement des semelles sous poteaux.

N° poteau	$N_{ser}(kn)$	S (m^2)	B
1	345,63	1,92	1,38
2	711,65	3,95	1,9
3	617,46	3,44	1,85
4	644,35	3,57	1,88
5	711,95	3,95	1,9
6	345,64	1,92	1,38
7	275,31	1,52	1,23
8	35,22	0,19	0,43
9	461,07	2,56	1,6
10	870,32	4,83	2,2
11	6,29	0,034	0,18
12	852,04	4,73	2,2
13	198,68	1,1	1,04
14	802,18	4,45	2,1
15	828,92	4,6	2,14

16	828,87	4,6	2,14
17	802,18	4,45	2,1
18	199,18	1,1	1,04
totale	/	/	52,91

- Tableau de dimensionnement des semelles sous voiles :

Tableau VIII-2: Dimensionnement des semelles sous voiles.

Les voiles	Langueur (m)	N _{Ser} (KN)	B (m)	B×L (m ²)
1	3,25	378,86	1,6	5,2
2	3,25	379,31	1,59	5,16
totale	/	/	/	10,36

$$S_T = S_{t \text{ pot}} + S_{t \text{ voile}} \rightarrow S_T = 54,27 \text{ m}^2$$

- La somme des surfaces des semelles est : $S = 54,27 \text{ m}^2$
- La surface total du bâtiment est : $S' = L_x \times L_y = 181,5 \text{ m}^2$

$$\frac{54,27 \times 100}{181,5} = 30\% \quad 50\%$$

Puisque le rapport de la somme des surfaces des semelles par rapport à la surface totale du bâtiment est inférieur à 50 % donc le choix des semelles filantes croisées sous les poteaux et sous les murs s'impose.

1- Calcul de la semelle filante croisée :

Les données pour chaque poteau :

Tableau VIII-3: Les sollicitations.

Les poteaux et les voile	ELU		ELS	
	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	Effort normal(KN)	Moment (KN.m)
N _{P1}	244,8	4,73	178,86	3,45
N _{P2}	387,91	3,47	281,92	2,50
N _{P3}	517,19	6,84	376,95	4,96
N _{P4}	714,94	6,74	520,99	4,88

N_{P5}	369,84	4,07	269,42	2,90
N_{P6}	244,87	3,98	182,50	-2,97
N_{V1}	829,55	1,09	378,86	0.80
N_{V1}	843,37	1,1	379,31	0.80

❖ **Calcul de la largeur de la semelle :**

$$N_s = N_i = 2568,81 \text{ KN}$$

$$M_s = N_i \times e_i + M_i$$

$$N_i \times e_i = 178,86 \times (-11,1) + 378,86 \times (-9,475) + 281,92 \times (-6,5) + 376,95 \times (-1,70) + 520,99 \times (1,7) + 269,42 \times (6,5) + 379,31 \times (9,475) + 182,50 \times (11,1) = 2316,18 \text{ KN.m}$$

$$M_i = 17,32 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M_s = 2316,18 + 17,32 = 2333,5 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 0,9 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{N_s}{L \cdot B} \left(1 + \frac{3 \cdot e_0}{B}\right) \quad \text{B} \quad \frac{N_s}{L \times \sigma_{sol}} \left(1 + \frac{3e_0}{L}\right)$$

$$\text{B} \frac{2568,81}{22,2 \times 150} \left(1 + \frac{3 \times 0,9}{22,2}\right) \rightarrow \text{B} \quad 0,86$$

On prend : $B = 1,20 \text{ m}$

Condition minimale :

Une semelle est dite continue si sa largeur très petite devant sa longueur, elle doit vérifier la condition suivante : $\frac{L}{B} > 5 \quad \frac{22,2}{1,20} = 18,5 > 5 \dots\dots\dots \text{cv}$

❖ **Calcul La hauteur de la semelle :**

Semelle rigide $\rightarrow \frac{B-b}{4} \geq B-b$

$$\frac{1.20-0.4}{4} = 0.20 \quad d \quad 1.20-0.4 = 0.8 \quad \dots\dots\dots cv$$

On prend : $d = 0.35 \text{ m}$

Donc :

$$h = d + 5 \text{ cm} \rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

❖ **La hauteur de la poutre de redressement :**

Est estimée à $(\frac{1}{9} \text{ à } \frac{1}{6})$ de la travée maximale :

$$\frac{L_{\max}}{9} \quad h_p \quad \frac{L_{\max}}{6} \rightarrow \frac{4.80}{9} \quad h_p \quad \frac{4.80}{6} \rightarrow 0.53 \text{ m} \quad h_p \quad 0.8 \text{ m}$$

On prend: $h_p = 100 \text{ cm}$; $b_p = 40 \text{ cm}$

✓ **Conclusion :**

Les dimensions de notre fondation sont :

La semelle :

$$B = 1.20 \text{ m} \quad ; \quad L = 22.2 \text{ m}$$

$$h = 0.40 \text{ m} \quad ; \quad d = 0.35 \text{ m}$$

La poutre de redressement :

$$h_p = 100 \text{ cm} \quad ; \quad b_p = 40 \text{ cm}$$

❖ **Calcul de ferrailage :**

Le calcul de ferrailage se fait à l'ELU, les sollicitations (N_u, M_u) obtenus sont résumées dans le schéma suivant :

❖ **Calcul des contraintes :**

$$N_t = N_i = 4152,47 \text{ kn}$$

$$M_t = N_i \times e_i + M_i$$

$$N_i \times e_i = 244,8 \times (-11,1) + 829,55 \times (-9,475) + 387,91 \times (-6,5) + 517,19 \times (-1,70) + 714,94 \times (1,7) + 369,84 \times (6,5) + 843,37 \times (9,475) + 244,87 \times (11,1) = 350,44 \text{ kn.m}$$

$$M_i = 32,02 \text{ kn.m}$$

Donc:

$$M_t = 32,02 + 350,44 = 382,46 \text{ kn.m}$$

$$i_1 = \frac{N_t}{L \times B} + \frac{6 \times M_t}{L^2 \times B} \rightarrow \frac{4152,47}{22,2 \times 1,20} + \frac{6 \times 382,46}{22,2^2 \times 1,20} \rightarrow i_1 = 159,75 \text{ kn/m}^2$$

$$i_2 = \frac{N_t}{L \times B} - \frac{6 \times M_t}{L^2 \times B} \rightarrow \frac{4152,47}{22,2 \times 1,20} - \frac{6 \times 382,46}{22,2^2 \times 1,20} \rightarrow i_2 = 3,88 \text{ kn/m}^2$$

Alors:

$$m_{\text{moy}} = \frac{3i_1 + i_2}{4} = 120,78 \text{ KN/m}^2 \quad 1,5 \text{ sol} = 225 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

❖ Ferrailage de la semelle:

Le ferrailage se calcul par la méthode des bielles à l'ELU

❖ Calcul des armatures principales :

$$A_{S//B} = \frac{N_u (B-b)}{8d\sigma_{st}}$$

$$N_u = N_1 + P$$

$$N_1 = N_i / L$$

L : longueur totale de la semelle

$$N_1 = 187,04 \text{ KN/ml}$$

P = Poids des terres + Poids des semelles

Poids propre de la semelle :

$$P_p = 1,2 \times 0,4 \times 22,2 \times 25 = 266,4 \text{ kn}$$

$$\text{Poids des terres : } (0,4 \times 1 \times 22,2 \times 22) \times 2 = 390,72 \text{ kn}$$

Donc :

$$P = 657,12$$

$$N_u = 153.36 + 22.56 = 844,16 \text{ kn}$$

$$A_{s/B} = \frac{N_u (B-b)}{8d\sigma_{st}} = \frac{844,16 \times 10^3 (1200 - 400)}{8 \times 350 \times 348} = 6,93 \text{ cm}^2$$

On adopte: 8T12 = 9,05 cm²

❖ les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4} \rightarrow A_r = 2,26 \text{ cm}^2$$

On adopte : 7T10 = 5.50 cm²

Avec : un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

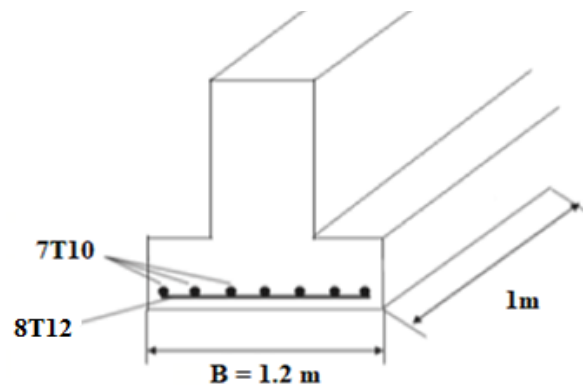


Figure VIII.1 : Schéma de ferrailage de semelle filante.

2- Déterminations des moments et les efforts tranchants de la poutre de redressement :

La semelle sera calculée dans le sens longitudinal comme une poutre renversée

Pour déterminée le ferrailage de la poutre de rigidité on utilisée la méthode de forfaitaire.

- **Moment isostatique:**

$$M_0 = \frac{q.l^2}{8}$$

$M_{01}=97.12\text{kn.m}$

$M_{02}=105.94\text{kn.m}$

$M_{03}=52.23\text{kn.m}$

$M_{04}=105.94\text{kn.m}$

$M_{05}=97.12\text{kn.m}$

- **Moment en appui et travée :**

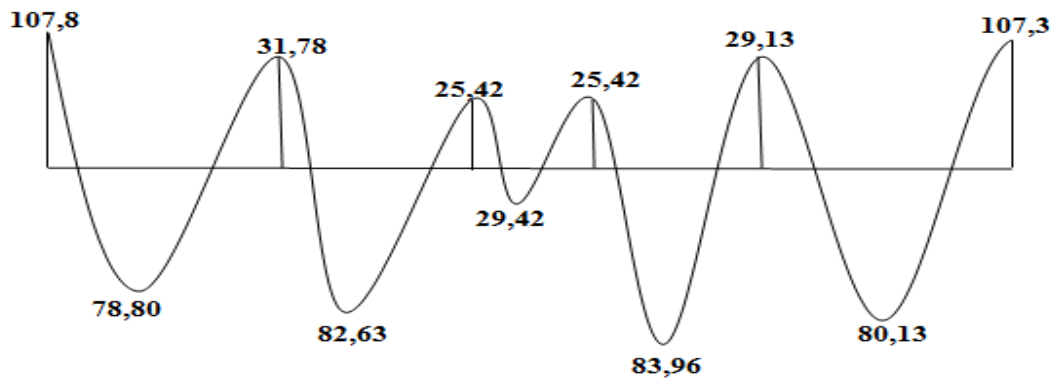


Diagramme des moments en appuis et travées.

- **Les efforts tranchant :**

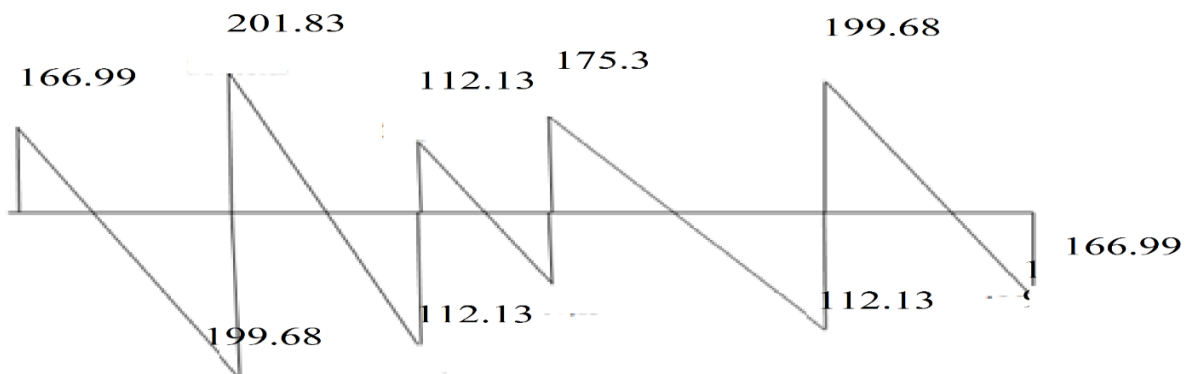


Diagramme des les efforts tranchant

✓ **Ferraillage :**

$B= 1.2\text{ m}$; $b_p= 0.4\text{ m}$; $h_p= 1\text{ m}$; $h = 0.4\text{m}$; $d = 0.9 \times h = 0.9\text{ m}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée : } M_t = 83,96 \text{ kn.m} \\ M_u = M_{\max} = \\ \text{Appui : } M_a = 107,3 \text{ kn.m} \end{array} \right\}$$

$$T_u = T_{\max} = 201,83 \text{ KN}$$

a) En travée :

Moment qui équilibre la table :

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) / F_{bu} = \frac{0,85 F_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$M_t = 1200 \times 400 \times 14,16 \times \left(900 - \frac{400}{2}\right) = 4757,76 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$M_t^{\max} = 88,96 \text{ KN.m} < M_{tu} = 4757,76 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $B = 1,2 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0,4 \text{ m}$.

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \rightarrow \mu = \frac{83,96 \times 10^6}{14,16 \times 400 \times 900^2} = 0,018$$

$$\mu = 0,018 < \mu_{lim} = 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = 0,018 < \mu_1 = 0,186 \dots \dots \dots \text{Pivot A}$$

$$= 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right)$$

$$Z = d (1 - 0,4)$$

$$\mu = 0,018 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,022 \\ Z = 346,92 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} / \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow A^u = \frac{83.96 \times 10^6}{348 \times 346.92} = 695.44 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Donc : } A^u = 6.95 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 400 \times 900 \times \frac{2.1}{400} = 496.8 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 4.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max(A^u; A_{\min}) \rightarrow A_s = \max(6.95; 4.96)$$

Alors :

$$A_s = 6.95 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{on adopte : } 4T16 = 8.04 \text{ cm}^2$$

✓ **Remarque :**

Vue la hauteur importante de la poutre ($h=1\text{m}$), on doit ajouter des armatures de Peau disposées suivant la hauteur, on adopte : 4T12

➤ **Condition de non fragilité :** [2]

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} \quad 6.95 < 8.04 \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ **Armatures transversales :**

✓ D'après le [2]:

$$\emptyset_t \text{ Min } (h/35 ; b/10 ; \emptyset_1) \text{ cm} \rightarrow \emptyset_t = \text{Min } (100/35 ; 40/10 ; 1.6)$$

$$\text{On prend : } \emptyset_t = 8 \text{ mm}$$

➤ **L'espacement :**

$$S_t \quad L/10 = 22.2 \text{ cm}$$

$$\text{on adopte : } S_t = 25 \text{ cm}$$

b) En Appui :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} b o d^2} \rightarrow \mu = \frac{107.3 \times 10^6}{14.16 \times 400 \times 900^2} = 0.023$$

$$\mu = 0.023 < \mu_{\text{lim}} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = 0.023 < \mu_1 = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot}$$

$$= 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \mu)$$

$$\mu = 0.023 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0.029 \\ Z = 345.94 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A^u = \frac{107.3 \times 10^6}{348 \times 345.94} = 891.29 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Donc : } A^u = 8.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 400 \times 900 \times \frac{2.1}{400} = 434.7 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 4.34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A^u ; A_{\min}) \rightarrow A_s = \max (8.91 ; 4.34)$$

Alors :

$$A_s = 8.91 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte : } 6T16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

✓ **Remarque :**

Vue la hauteur importante de la poutre ($h=1\text{m}$), on doit ajouter des armatures de Peau disposées suivant la hauteur, on adopte : 4T12

➤ **Condition de non fragilité :** [3]

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} \quad 4.34 < 12.06 \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

❖ **Armatures transversales :**

✓ D'après le [2] :

$$\emptyset_t = \text{Min} (h/35 ; b/10 ; \emptyset_l) \text{ cm} \quad \emptyset_l = \text{Min} (100/35 ; 40/10 ; 1.6)$$

On prend : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

➤ **L'espacement :**

$$S_t = L/10 = 22.2 \text{ cm}$$

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

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

$$T_{\max} = 201.83 \text{ KN}$$

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

tel que : Les armatures d'âme sont droites, la fissuration est préjudiciable, alors

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \rightarrow \tau_u = 0.56 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{c v}$$

✚ **Vérification au poinçonnement :**

Condition de non poinçonnement:

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / b$$

Avec:

Q_u : charge maximal de à l'ELU

μ_c : périmètre du contour sur lequel agit la charge.

h : hauteur de la semelle filante Poteau

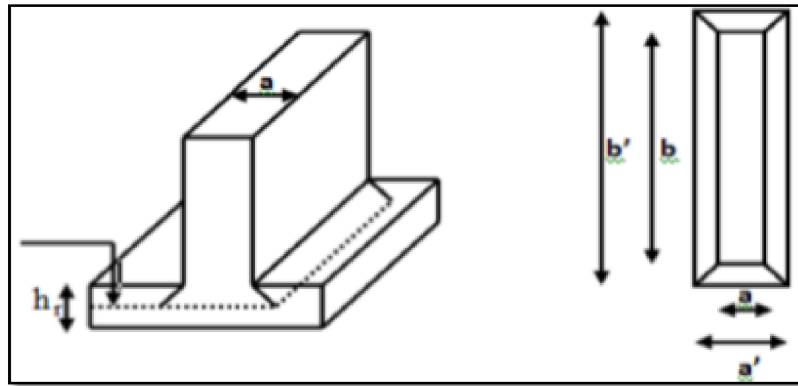


Figure VIII-2 : La semelle filante.

$$N_{\max} = 1194.11 \text{ KN}$$

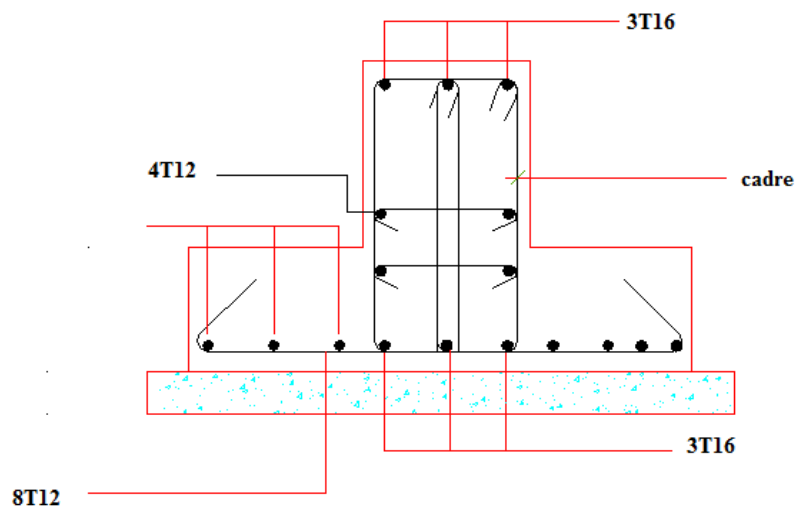
$$\mu_c = 2(b' + a') \quad \left. \begin{array}{l} b = (b + h) \\ a = (a + h) \end{array} \right\}$$

$$\mu_c = 2(b+a+2h) = 2(1.20+0.4+ (2 \times 0.4)) = 4.8 \text{ m}$$

$$0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = (0.045 \times 4.8 \times 0.4 \times 25) / 1.5 = 1440 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1194.11 \text{ KN} < 1440 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{cv}$$

- En appui:



- En travée:

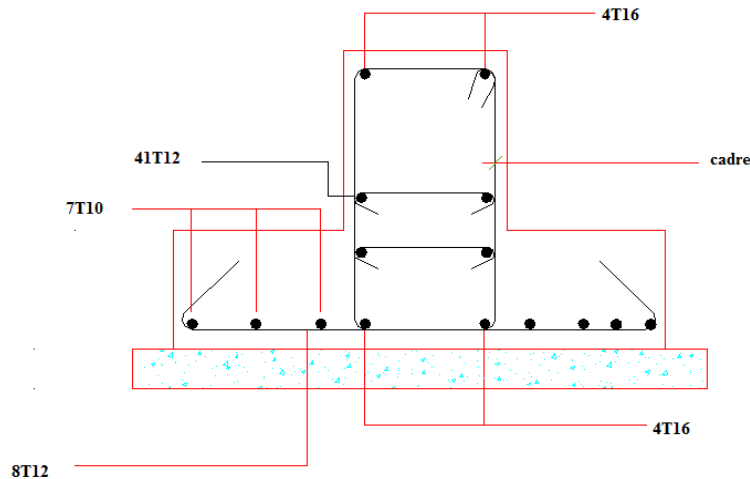


Figure VIII-3: Schéma des Ferrailage fondation

C- Les longrines :

1- Introduction :

Les longrines sont des poutres de chaînage reposants sur le sol, elles situées juste au dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis entre les poteaux de même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

2- Pré dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie (S3), les dimensions minimales de la section transversal des longrines sont (25x30) cm selon [2] V2003(Art10.1.1).

On adopte : (b x h) = (30 x 30) cm²

3- Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force « F » égale à : 20 KN

$$F = \frac{N}{\alpha}$$

N : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

: Coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Dans notre cas : $\alpha = 12$ (Zone II ; Site S3) R.P.A 99/V2003 (Art10.1.1 tableau 10.1)

4- Ferrailage :

✓ ELU:

Les armatures longitudinales sont données par :

On a : $N_u = 1194,11$ KN valeur max

$$F = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{1194,11}{12} = 99,5 \text{ kn} \quad 20 \text{ kn}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{99,5 \times 1000}{348} = 2,85 \text{ cm}^2$$

▪ Section minimale donnée par le [2] :

$$A \geq 0,6\% \times b \times h \rightarrow A \geq 0,006 \times 40 \times 40 \rightarrow A \geq 9,6 \text{ cm}^2$$

On choisit : $10T12 = 11,31 \text{ cm}^2$.

▪ Armature transversal:

$$\phi = \frac{\phi}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

On adopte $\phi = 8 \text{ mm}$

▪ Espacement:

$$S_t \leq \min(20c ; 15\phi) = (20 \text{ cm} ; 18 \text{ cm})$$

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

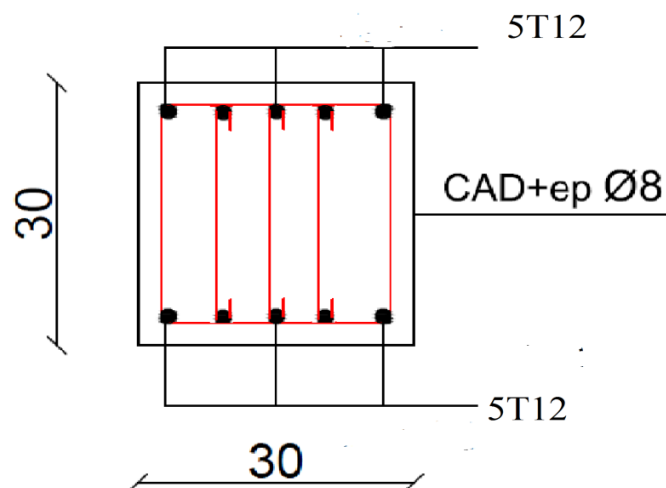


Figure VIII-4: ferrailage de longrine

V- Etude de voile périphérique :

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, il est destiné à soutenir l'action des poussées des terres et les transmettre aux poteaux.

1- Dimensionnement :

D'après [1] le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur 15 cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de 40 pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur : $e=15\text{cm}$

La hauteur de voile périphérique : $h=1.5\text{m}$

G : surcharge d'exploitation $Q=1,5 \text{ KN/m}^2$

: Poids volumique de la terre = 18 KN/m^3

: Angle de frottement interne du sol = 40°

$$K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\lambda}{2} \right)$$

$$K'_a = \frac{K_a}{\cos(\beta - \lambda)} \text{ avec } (\lambda = 0^\circ)$$

$$K'_a = K_a = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{40}{2} \right) = \text{tg}^2 (25^\circ) \quad \rightarrow K'_a = K_a = 0,217$$

2- Détermination des sollicitations:

Les charges exercées sur le voile périphérique sont dues à trois effets principaux :

- Effet de la poussée des terres.
- Effet de surcharge.
- La charge pondérée.

3- Calcule de la force de poussée :

$$P_1 = K_a \times \times h^2 / 2$$

h: hauteur du voile

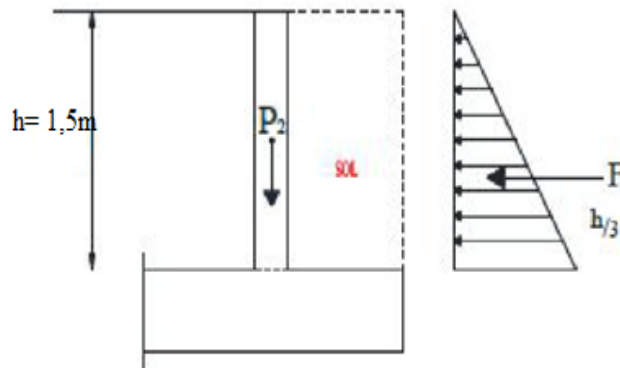


Figure VIII-5: charge applique sur le voile

p_1 : poussée de terre

$$P_1 = 0.217 \times 18 \times (1.5)^2 / 2 \rightarrow P_1 = 8.78 \text{ kn/ml}$$

Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$P_2 = K'_a \cdot q \cdot h = 0.217 \times 5 \times 1.5 \rightarrow P_2 = 1.62 \text{ kn/ml}$$

Le diagramme des pressions correspondant à p_2 est alors un rectangle de hauteur h et de la base $K'_a \cdot q$, et la résultante p_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

4- La charge pondérée :

✓ **ELU :**

$$Q_u = 1.35p_1 + 1.5p_2 = 1.35 \times 8.78 + 1.5 \times 1.62$$

$$Q_u = 14.28 \text{ kn/ml}$$

✓ **ELS :**

$$Q_s = p_1 + P_2 = 8.78 + 1.62$$

$$Q_s = 10.4 \text{ kn/ml}$$

5- Calcul du ferrailage :

Le mur sera calculé comme des dalles encastrées sur quatre cotés avec les poteaux et les poutres, et chargées par la poussée des terres ; pour cela on utilise la méthode de *PIGEAUD* pour déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 3.1 \text{ m (le sens de grand flexion)}$$

$$L_y = 4.7 \text{ m (le sens de petite flexion)}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.65 < 0.4 \rightarrow \text{la dalle qui est appuyée dans les deux sens.}$$

	ELU ($\gamma = 0$)	ELS ($\gamma = 0,2$)
μ_x	0,0745	0,08
μ_y	0,369	0,53

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{oy} = M_{ox} \cdot \mu_y$$

Donc:

$$M_{ux} = 0,0745 \times 14,28 \times 3,1^2 \rightarrow M_{ux} = 10,22 \text{ kn/ml}$$

$$M_{uy} = 10,22 \times 0,369 \rightarrow M_{uy} = 3,77 \text{ kn.m}$$

$$M_{sx} = 0,08 \times 10,4 \times 3,1^2 \rightarrow M_{sx} = 7,99 \text{ kn/ml}$$

$$M_{sy} = 7,99 \times 0,369 \rightarrow M_{sy} = 4,23 \text{ kn.m}$$

✓ ELU

✓ En travée :

Sens x

$$M_t = 0,75 M_x \text{ avec } M_t = 0,75 \times 10,22 \rightarrow M_t = 7,67 \text{ kn.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} \rightarrow \mu_u = 0,017$$

$$\mu = 0,017 < \mu_l = 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_{s'} = 0$).

$$= 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow = 0,021$$

$$Z = d (1 - 0,4) \rightarrow Z = 173,53 \text{ mm}$$

$$A_{st} = M_t / z \times \sigma_{st} \rightarrow A_{st} = 1,27 \text{ cm}^2$$

Sens y

$$M_t = 0,75 M_y \rightarrow M_t = 0,75 \times 3,77 \rightarrow M_t = 2,82 \text{ kn.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = 0,0065$$

$$\mu = 0,065 < \mu_l = 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_{s'} = 0$).

$$= 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow = 0,008$$

$$Z = d (1 - 0,4) \rightarrow Z = 174,44 \text{ mm}$$

$$A_{st} = M_t / z \times \sigma_{st} \rightarrow A_{st} = 0,46 \text{ cm}^2$$

✓ En appui :

Sens x

$$M_t = 0,5 M_x \text{ avec } M_x = 0,5 \times 10,22 \rightarrow M_t = 5,11 \text{ kn.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} \rightarrow \mu_u = 0,011$$

$$\mu = 0,011 < \mu_l = 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_s' = 0$).

$$= 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow = 0,013$$

$$Z = d (1 - 0,4 \mu) \rightarrow Z = 174,09 \text{ mm}$$

$$A_{st} = M_t / z \times \sigma_{st} \rightarrow A_{st} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Sens y:

$$M_t = 0,75 M_y \rightarrow M_t = 0,5 \times 3,77 \rightarrow M_t = 1,89 \text{ kn.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = 0,0043$$

$$\mu = 0,0043 < \mu_l = 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_s' = 0$).

$$= 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow = 0,0053$$

$$Z = d (1 - 0,4 \mu) \rightarrow Z = 171,29 \text{ mm}$$

$$A_{st} = M_t / z \times \sigma_{st} \rightarrow A_{st} = 0,31 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité :**

D'après le [1]:

$$A_{\min} = 0,001 \times b \times h \rightarrow A_{\min} = 2 \text{ cm}^2$$

D'après le [2] :

$$A_{\min} = 8\% h = 0,08 \times 20 \rightarrow A_{\min} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Tableau VIII-4: résultat de ferrallaige

sens	appui		travée	
	x	y	x	y
$A_{cal} \text{ cm}^2$	0,84	0,31	1,27	0,46
$A_{min} \text{ (RAP) cm}^2$	2	2	2	2
$A_{min} \text{ (BAEL) cm}^2$	1,6	1,6	1,6	1,6
A_{adp}	4T10=3,14	4T10=3,14	4T10=3,14	4T10=3,14

▪ **Espacements :**

Sens x: $S_t \text{ min (2e , 25cm)} \rightarrow S_t \text{ 15cm}$

Sens y: $S_t \text{ min (2e , 25cm)} \rightarrow S_t \text{ 20cm}$

6- Verification de l'effort tranchant :

$$V_u = \frac{0,5Mux+0,75Mux}{Lx/4} \rightarrow V_u = \frac{5Mux}{Lx} \rightarrow V_u = 16,48 \text{ kn}$$

$$\max = \frac{Vu}{b.d} \rightarrow \max = 0,094\text{Mpa}$$

$$\limte = \frac{0,2}{\gamma b} f_{c28} \rightarrow \limte = 3,33\text{MPa}$$

$$\max = 0,094\text{Mpa} < \limte = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots c \ v$$

7- La vérification à l'état limite service (E.L.S) :

✓ *En travée :*

$$M_{tmax}=0,75 \times 7,99=5,99\text{kn.m} \rightarrow A_s= 3,14 \text{ cm}^2$$

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton.

$$bc \ \overline{\sigma}_{bc}$$

-Moment statique au niveau de l'axe neutre : $b \times x^2 / 2 - 15A_s (d-x) = 0$

$\rightarrow X = 3,61 \text{ cm.}$

-Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I = b \times x^3 / 3 + 15A_s (d-x)^2 = 10655,29\text{cm}^4$$

$$bc = \frac{Ms \times x}{I} = 2,029\text{Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = \mathbf{15Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,029Mpa \quad \overline{\sigma}_{bc} = 15Mpa \dots\dots\dots CV$$

D' après [3]:

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_s = \text{Min} (2/3f_e ; 110\sqrt{f_{t28}}) \rightarrow \sigma_s = \mathbf{266,66MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = 15M_s (d-X)/I \rightarrow \overline{\sigma}_s = 15 \times 5,99 \times 10^3 (17,5-3,61)/10655,29 = \mathbf{117,12Mpa}$$

$$\rightarrow \overline{\sigma}_s = 117,12Mpa < \sigma_s = 266,66Mpa \dots\dots\dots cv$$

✓ *En appui :*

$$M_{\text{amax}} = 0,5 \times 7,99 = 3,99 \text{kn.m} \rightarrow A_s = 3,14 \text{cm}^2$$

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton.

$$\sigma_{bc}$$

$$\text{-Moment statique au niveau de l'axe neutre : } b \times x^2 / 2 - 15A_s (d-x) = 0$$

$$\rightarrow \mathbf{X = 3,61 \text{ cm.}}$$

-Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I = b \times x^3 / 3 + 15A_s (d-x)^2 = 10655,29 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \mathbf{1,35Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = \mathbf{15Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,35Mpa \quad \overline{\sigma}_{bc} = 15Mpa \dots\dots\dots CV$$

D' après [3]:

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_s = \text{Min} (2/3f_e ; 110\sqrt{f_{t28}}) \rightarrow \sigma_s = \mathbf{266,66MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = 15M_s (d-X)/I \rightarrow \overline{\sigma}_s = 15 \times 3,99 \times 10^3 (17,5-3,61)/10655,29 = \mathbf{78,01Mpa}$$

$$\rightarrow \overline{\sigma}_s = 78,01Mpa < \sigma_s = 266,66Mpa \dots\dots\dots cv$$

8- Vérification de la flèche :

Les conditions à vérifier sont les suivantes : [3] (A. 6.5.2).

$$\frac{h}{L} \frac{1}{16} \rightarrow 0,42 \quad 0,06 \dots\dots\dots c v$$

$$\frac{As}{bd} \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 1,79 \times 10^{-3} \quad 0,0105 \dots\dots\dots c v$$

$$\frac{h}{L} \frac{Mt_{ser}}{10M_{ser}} \rightarrow 0,042 \quad 0,074 \dots\dots\dots c v$$

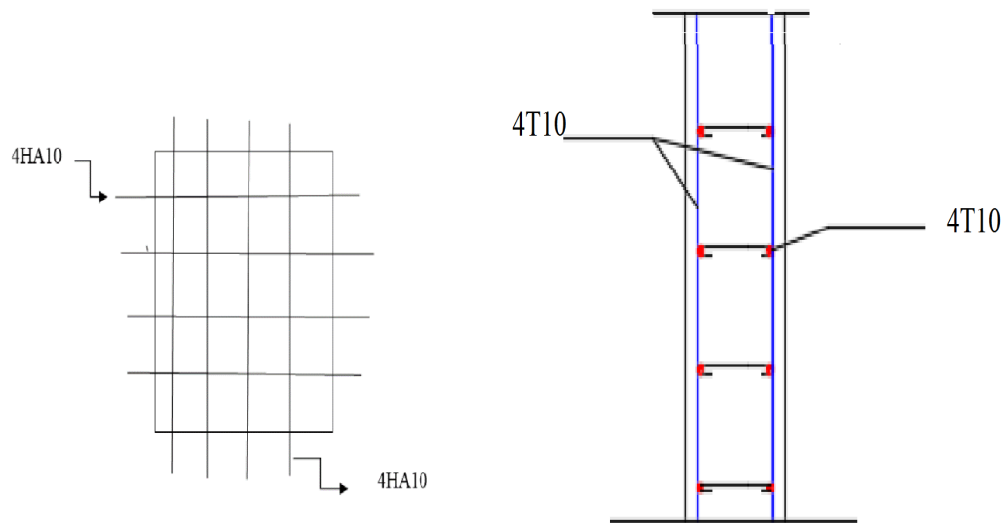


Figure VIII-6: ferrailage de voile périphérique

Conclusion général

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul comme le Robot, Auto-CAD. Ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi nos connaissances.

Le présent projet s'est effectué sur la base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagés et l'adaptation des solutions économiques.

L'objectif principal de la conception est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires et d'économie.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience, qui nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

En fin nous espérons que notre modeste travail sera un bon guide pour les promotions futures.

bibliographie

- [1] : Ferroudj walid -Etude d'un bâtiment R+5 a usage d'habitation-master 2016
- [2] : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
- [3] : Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91
- [4] : Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93
- [5] : Toumim Amine-Etude d'un bâtiment « R+12+ 1S/SOL » à usage d'habitation et commercial en Béton –master 2016 /2017
- [6] : Coure de béton armé 3eme année et master de génie civil
- [7] : DTR, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.

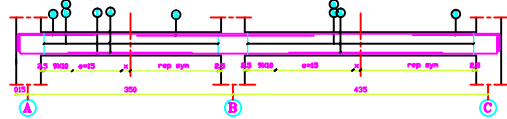
Logiciels:

- WORDS 2007
 - ROBOT 2010
 - AUTO CAD 2008
 - PAINT
-

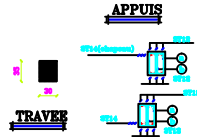
Annexe

COFF FERR DES POUTRES PORTEUSES ET CHAINAGES LONGRINES

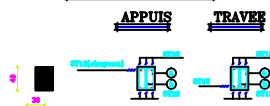
-PS:30x35



COFF- FERR CH:30X35

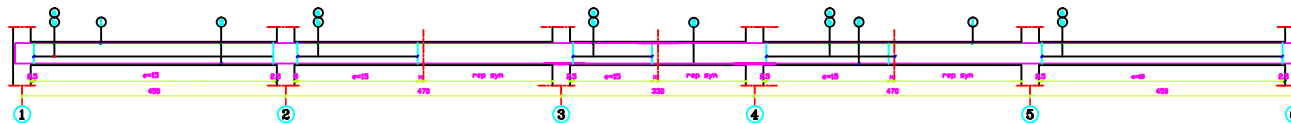


COFF FERR PP:30X40



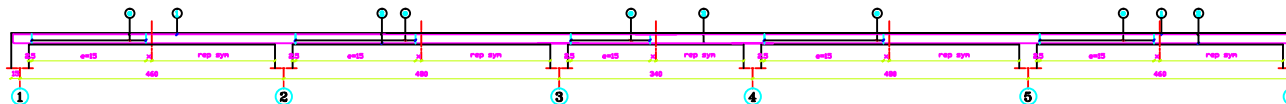
REP	Ø	FAÇONNAGE	LT	SPS NBR	OBS
a	T0		140	Ø=10 Ø=15	
b	//		80	//	
1	T12			Ø=15	
2	T12			Ø=15	
3	T14		240	Ø=15	
4	//		240	//	

-PP:30x40

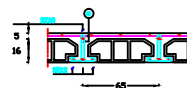


Ner

- COFF FERR DES NERVURES

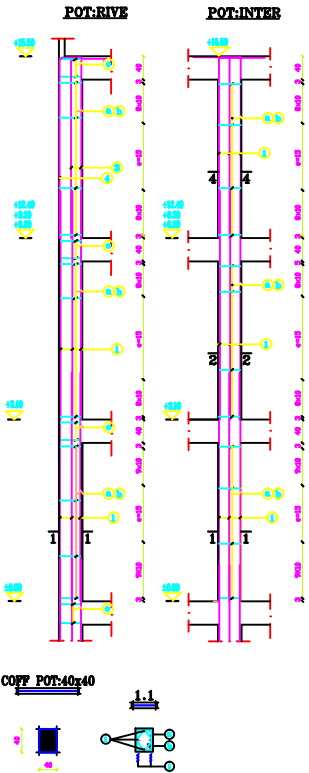


COUPE TYPE SUR NERVURE



REP	Ø	FAÇONNAGE	LT	SPS NBR	OBS
c	Ø0		80	Ø=15	
1	T12		1145	Ø1	
2	T10		950	Ø5	

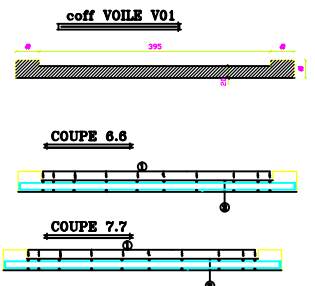
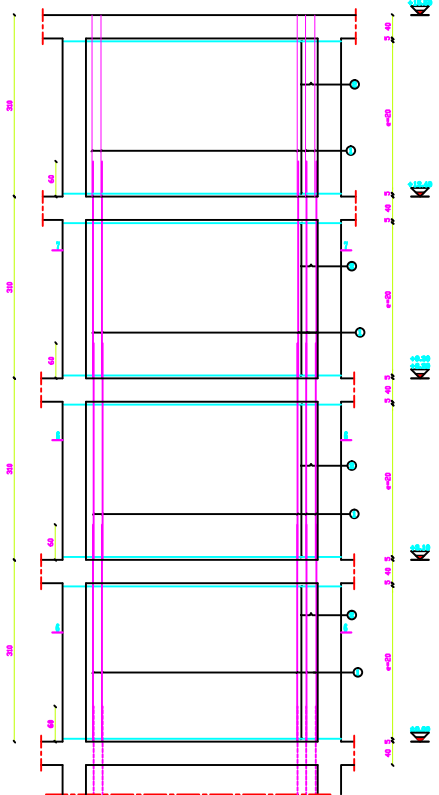
COFF-FERR-POT P1 :40x40



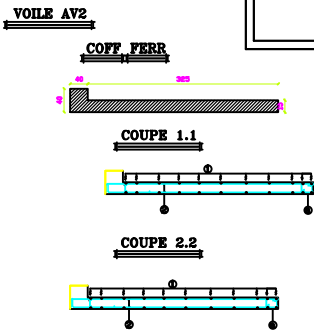
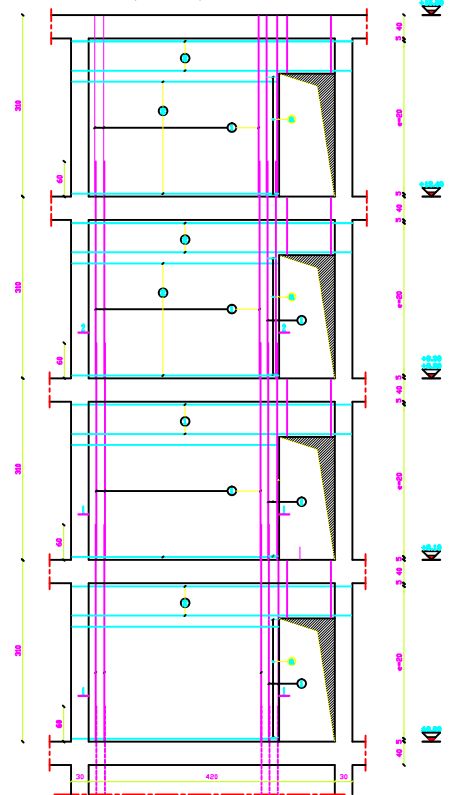
FACONNAGE ACIERS POTEAUX

Rep	FAÇONNAGE	LT	OBS
a	T8	100	
b	T8	100	
c	T8	100	
1	T10	300	

VOILE V1 - COFF FERR POTEAUX ET VOILES



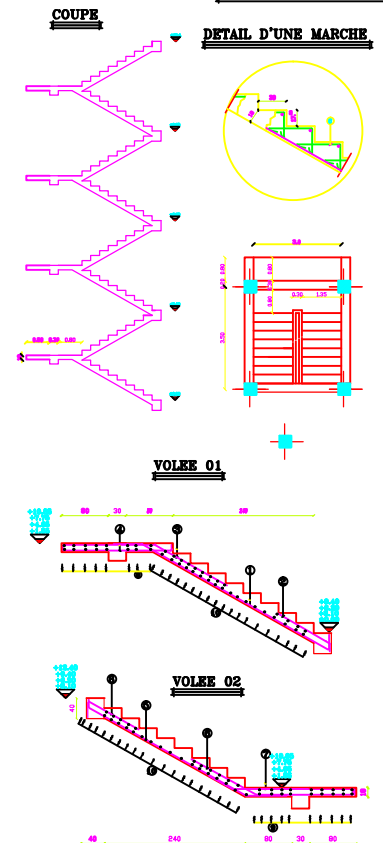
VOILE V2



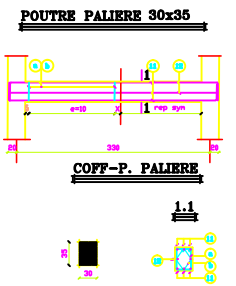
FACONNAGE ACIERS VOILES

REP	FAÇONNAGE	LT	ESP	YMM	OBS
a	T8	70	0=15		
1	T10	370	370	08	DE RAPPES
2	T10	505	505	0=15	DE RAPPES

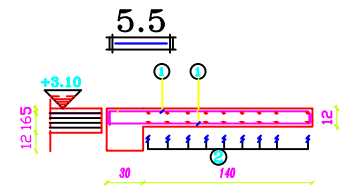
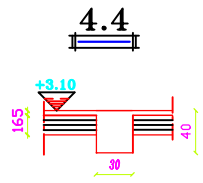
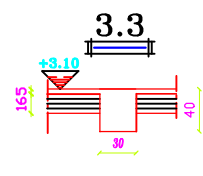
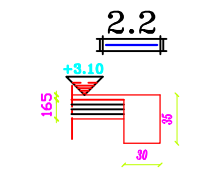
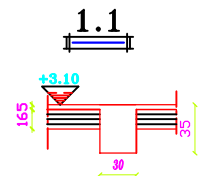
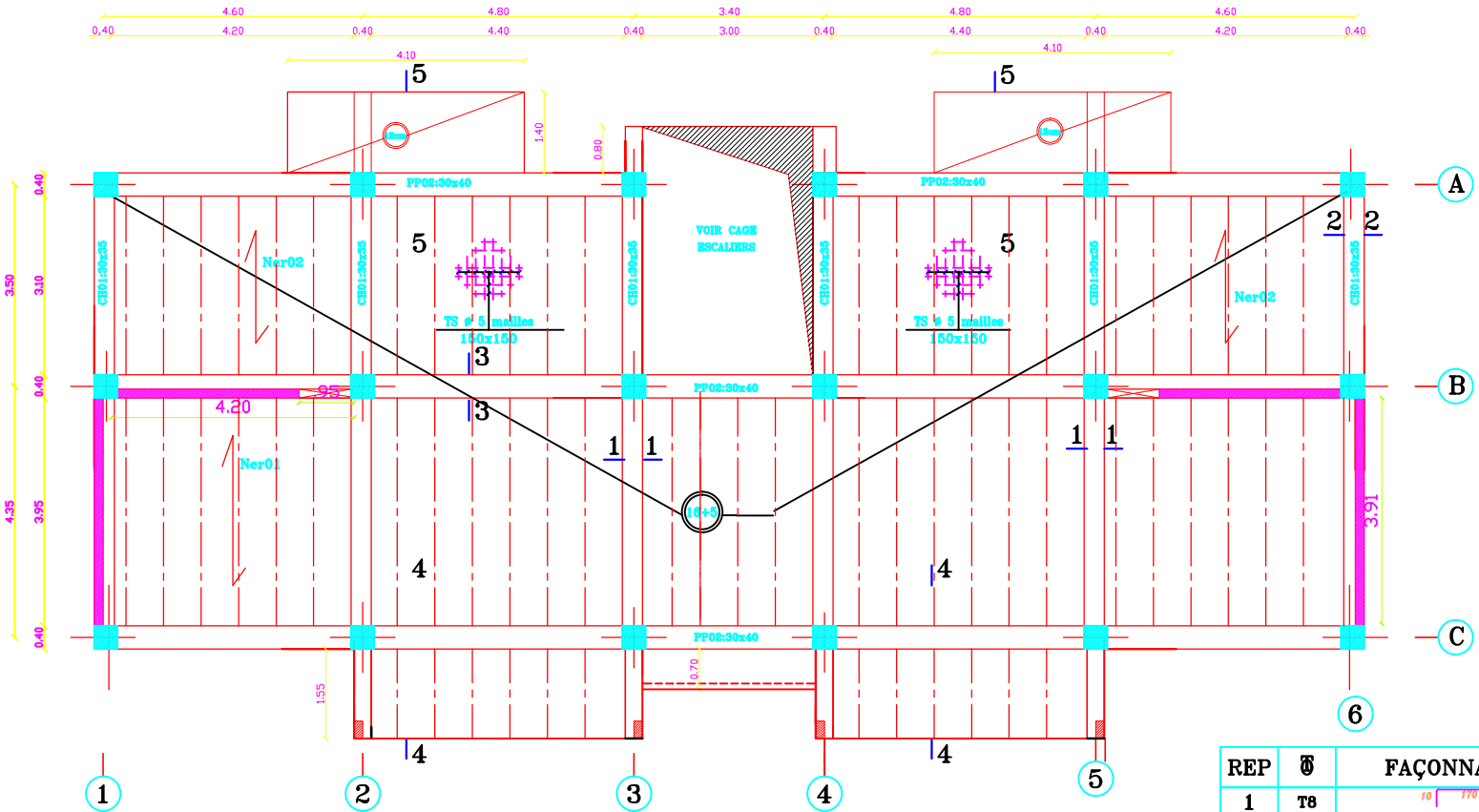
- COFF FERR DES ESCALIERS



REP	Ø	FAÇONNAGE	LT	ESP
a	T8		100	0=10
b	//		100	//
C	//		100	0=15
1	T10		445	0=15
2	//		140	//
3	T10		300	0=15
4	T10		300	0=15
5	T10		300	0=15
6	T10		300	0=15
7	//		370	//
8	//		145	//
9	T10		375	0=15
10	T10		100	0=15
11	T14		415	08
12	T14		305	08

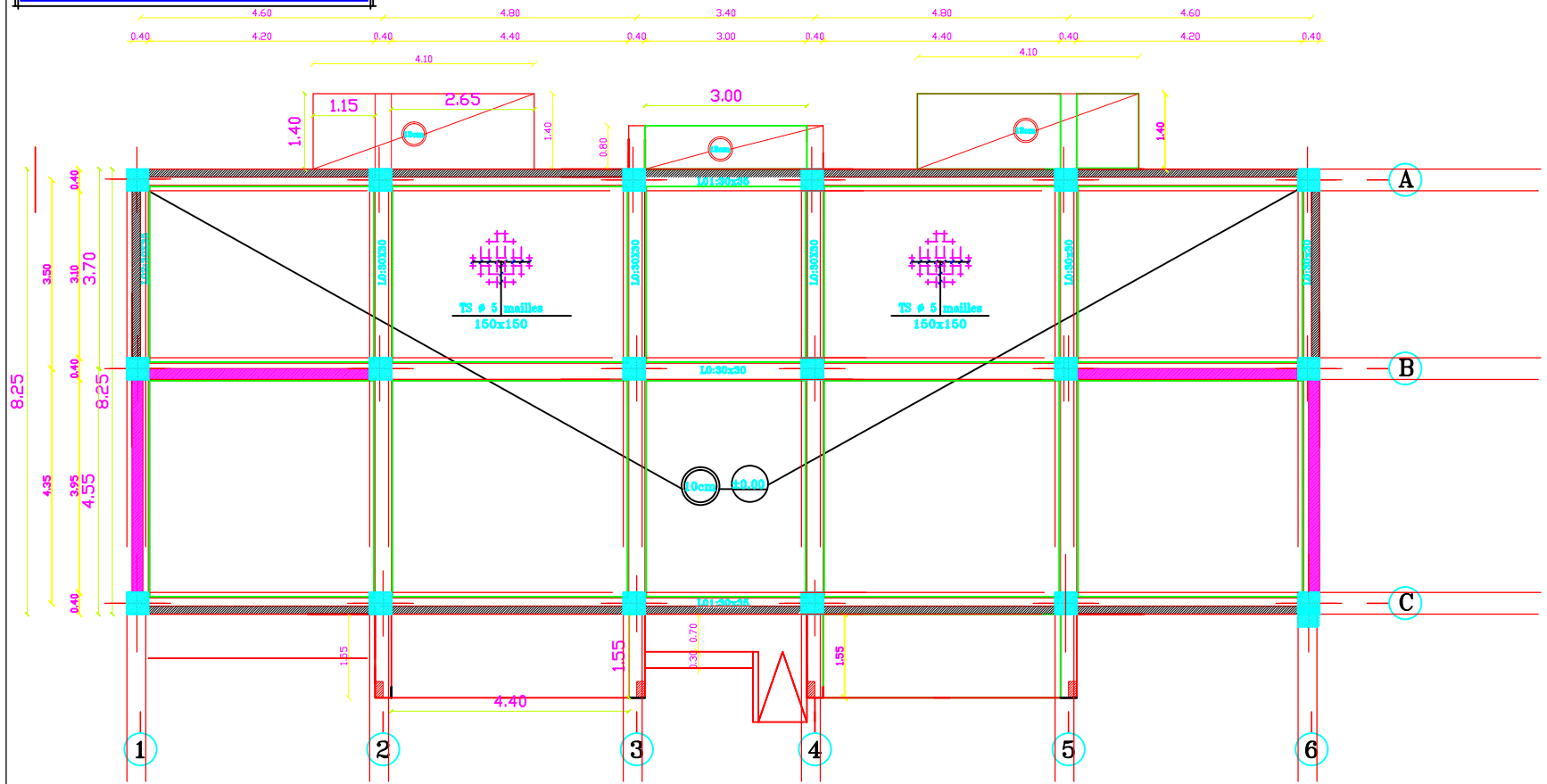


COFF-FERR NIV+3.10+6.20+9.30+12.40



REP	Ø	FAÇONNAGE	L.T	EPS NBR	OBS
1	T8	10 170 10	190	e=25	
2	T8	10 170 10	190	e=25	

COFF-FERR NIV±0.00



COFF-FERR NIV+15.50

REP	Ø	L.T	RFS NBR	OBS
1	T6		e=30	
2	T6		e=30	
3	T12		e=12	
4	T10		e=12	
5	T8	275	e=12	
6	T8	220	e=12	

