



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
People's Democratic republic of Algeria  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministry of Higher Education and Scientific Research  
جامعة عبد الحميد بن باديس – مستغانم  
University Abdelhamid Ibn Badis – Mostaganem  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
Faculty of Sciences and Technology  
قسم الهندسة المدنية والمعمارية  
Civil engineering & architecture department



N° d'ordre : M ...../GCA/2020

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

**Filière : Génie Civil**

**Spécialité : STRUCTURE**

### *Thème*

**ETUDE D'UN BATIMENT (SOUS-SOL+RDC+10)**

**Présenté par :**

- LARBAOUI Hakim
- MAAMAR Abdallah

*Soutenu le 23 / 08 / 2020 devant le jury composé de :*

**Président : ZELMAT Yasmine**

**Examineur: REZIGUA Ahmed**

**Encadrant : BELGUSMIA Khalil**

**Année Universitaire : 2019 / 2020**

# Remerciement :

Nous remercions avant tout Dieu de nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.

Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont consentis pour que nous terminions nos études.

Nous exprimons notre profonde reconnaissance à notre encadreur Mr BELGUESMIA Khalil qui nous a accordé sa confiance et son aide scientifique par son expérience et sa compétence.

Nous sommes aussi reconnaissants à la Faculté des Sciences et de la Technologie pour les moyens qui ont été mis à notre disposition durant toute la durée de notre formation.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les responsables de la filière de Génie Civil.

Nous remercions également tous nos collègues pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

# Dédicace

Nous dédions ce modeste travail à :

- Nos très chers parents.
- Nos familles.
- Notre encadreur : BELGUESMIA Khalil.
- Nos frères :L.Abdelmallek ,M.Ahmed
- Nos amis .

## ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى متعدد الاستخدامات غير منتظم الشكل يتكون من بدروم

+ طابق أرضي + 10 طوابق ، يقع في ولاية مستغانم.

تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء.

- الجزء الأول هو الوصف العام للمشروع مع عرض للجانب المعماري لعناصر البناء ،

- الجزء الثاني هو الأبعاد المسبقة للهيكل وأخيراً نزول الأحمال.

- خصص الجزء الثالث لدراسة الأرضيات

- عناصر ثانوية (سلم مع عوارض وألواح صلبة وأكروتيريون).

- بدأت الدراسة الديناميكية للهيكل في الجزء الثالث بواسطة Robot 2009 لتحديد الضغوط المختلفة

بسبب الأحمال (الأحمال الدائمة والتشغيلية والزلزالية).

- تشمل الأجزاء الأخيرة تقوية العناصر المقاومة المختلفة للهيكل (الأساس ، الأعمدة ، الحزم).

هذا مع مراعاة توصيات BAEL91 ، المعدلة 99 ولوائح الزلازل الجزائرية RPA 99/2003.

الكلمات الرئيسية: بناء ، خرسانة ، Robot 2009 ، RPA 99/2003 ، BAEL91.

## Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière à usage multiple constitué d'un sous-sols + rez de chaussée + 10étages, implanté dans la wilaya de Mostaganem.

Cette étude se compose de quatre parties.

- La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment,

- La deuxième partie le prédimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

- La troisième partie a été consacrée aux etude des plancher

- éléments secondaires (l'escalier poutrelles, dalles pleines et l'acrotère ).

- L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par Robot 2009 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).

- Les dernières parties comprend le ferrailage des différentes éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres ).

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91 ,modifiée99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Mots clés : bâtiment, béton, Robot 2009 , RPA 99/2003,BAEL91.

## summary

This project presents a detailed study of an irregularly shaped multi-use building consisting of a basement + ground floor + 10 floors, located in the wilaya of Mostaganem.

This study consists of several parts.

- The first part is the general description of the project with a presentation of the architectural aspect of the building elements,

- The second part is the pre-dimensioning of the structure and finally the descent of the loads.

- The third part was devoted to the study of floors

- secondary elements (the staircase with beams, solid slabs and the acroterion).

- The dynamic study of the structure was started in the third part by Robot 2009 in order to determine the different stresses due to the loads (permanent, operating and seismic loads).

- The last parts include the reinforcement of the various resistant elements of the structure (foundation, posts, beams).

This, taking into account the recommendations of BAEL91, modified99 and the Algerian earthquake regulations RPA 99/2003.

Keywords: building, concrete, Robot 2009, RPA 99/2003, BAEL91.

# Table des matiers

## **CHAPITRE I : INTRODUCTION ET PRESENTATION DU PROJET**

I.1 Introduction :	1
I.2 Présentation de l'ouvrage :	1
I.3 Caractéristiques générales :	2
I.3.1 Caractéristiques géométriques :	2
I.3.2 Caractéristiques techniques :	2
I.3.3 Caractéristiques géotechniques :	3
I.3.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :	4

## **CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES**

II. Pré-dimensionnement des éléments résistants de la structure	9
II.1 Introduction:	9
II.2 Prédimensionnement des poutres:	9
II.2.1 Poutres principales:	9
II.2.2 Poutres secondaires :	10
II.3 Pré-dimensionnement et descente de charges des planchers:	10
II.3.1 Dalle pleine:	10
II.3.2 Planchers à corps creux:	12
II.4 Prédimensionnement des poteaux :	15
II.4.1 Surfaces revenant à chaque poteau:	15
II.4.2 Dégrivages verticaux des charges	17
II.5 Pré-dimensionnement des voiles :	18

## **CHAPITRE III : ETUDE DES PLANCHERS**

III.1/-Plancher à corps creux :	20
III.1.1/-Dalle de compression.....	20
III.1.2/-Les poutrelles.....	21
1/-Méthode de calcul :	21
2/-Exemple de calcul :	22
3/-Calcul de ferrailage :	27
4/-Vérification de la flèche :	31
III.2/-Plancher à dalle pleine :	36
III.3.1 Méthode de calcul	36
III.3.2 Combinaisons fondamentales :	38
III.3.3 Calcul de ferrailage :	39
III.3.4 Vérification des contraintes de cisaillement :	43
III.3.5 Vérification de la flèche :	44

## **CHAPITRE IV : ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTUREAUX**

IV.1/-Etude des escaliers :	45
IV.1.1/-Pré-dimensionnement :	45
IV.1.2/-Descente de charge :	46
IV.1.3/-Calcul de ferrailage :	48
IV.2/-Etude des balcons :	53
IV.2.1/- Descente de charge :	53
IV.2.2/- Calcul de ferrailage :	54
IV.2.3/-Vérification de la flèche :	56
IV.3/-Etude d'acrotère :	56
IV.3.1/-Détermination des sollicitations :	56
IV.3.2/-Calcul de ferrailage :	57
IV.4/-Etude d'ascenseur :	61
IV.4.1/-Les caractéristiques :	61
IV.4.2/-Pourquoi on a choisi l'ascenseur GT MRT Z3 :	61

## CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

V.1/-Introduction :	62
V.2/-Choix de la méthode de calcul :	62
V.3/-Modélisation :	62
V.4/-Force sismique total:	63
V.5/-Nombre de mode à considérer :	65
V.6/-Estimation da la période fondamentale de la structure:	68
V.7/-L'effet de torsion d'axe vertical :	68
V.8/-Vérifications des déplacements latéraux inter étages :	68
V.9/-Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ :	69

## CHAPITRE VI : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Introduction:	72
VI.1/- Etude des poteaux :	73
1/-Calcul des armatures.....	74
Les armatures longitudinales :	74
A/- Situation durable et transitoire :	74
B/- Situation accidentelle :	78
2/-Espacement des armatures transversales :	87
VI.2/- Etude de poutre :	89
2.1/- Armatures longitudinale :	89
Exemple de calcul : poutres principales (30x45) cm <sup>2</sup> .....	89
A.1/- En travée :	89
A.2/-En appuis :	91
A.3/-vérification de l'effort tranchant :	92
VI.3/- Etude des voiles :	95
3.1/-Armatures verticales :	95
3.2/- Armatures horizontales :	96
3.3/- Exemple de calcul :(Voile d'épaisseur 20 cm) :	97
3.4/-Espacement minimal des barres verticales et horizontales :	99
3.5/- Armatures transversal :	99

## CHAPITRE VII : ETUDE DE L'IFRASTRUCTURE

VII.1/-Etude des fondations :	100
VII.1.1/-Choix du type de fondation :	100
1/-Pré-dimensionnement des semelles :	100
1.1/-Semelles isolée :	100
1.2/-Semelles filantes :	101
A/-Ferrailage de la semelle :	104
B/-Ferrailage du libage :	106
B.1/-En travée :	106
B.2/-En appuis :	108
B.3/-Vérification de l'effort tranchant :	109
VII.2/-Etude des voiles périphérique :	114
1/-Calcul de l'enrobage :	114
2/-Détermination des sollicitations :	114
3/-Calcul de ferrailage :	117
<b>Conclusion générale :</b>	123

## Liste des tableaux

Tab I.1 : Différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques :.....	6
Tab II.1 : surface offerte aux poteaux de rive et d'angle.....	15
Tab II.2 : surface offerte aux poteaux centraux.....	16
Tab II.3 : dégression des charges.....	17
Tab II.4 : sections des poteaux.....	18
Tab III.1 : tableau récapitulatif des moments fléchissant efforts tranchant et l'abscisse ( x0) .....	27
Tab III.2 : tableau récapitulatif des sollicitations maximales dans les trois types de poutrelle .....	27
Tab III.3 : tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts tranchants et l'abscisse (x0) ...	32
Tab III.4 : tableau récapitulatif des moments fléchissant effort tranchants et le ferrailage.....	35
Tab III.5 : valeur approchée des coefficients $\mu_x$ et $\mu_y$ .....	38
Tab IV.1.2 : efforts tranchant et moments fléchissant à état limite de service.....	49
Tab IV.1.5 : efforts tranchant et moments fléchissant maximums.....	50
Tab V.1 : mode période et facteurs de participation massique.....	65
Tab V.2 : tableau réduplicatif de l'excentricité.....	68
Tab V.3 : tableau réduplicatif Des déplacements relatif.....	69
Tab V.4 : tableau réduplicatif des efforts tranchant d'étage au niveau « k ».....	70
Tab V.5 : tableau réduplicatif des effets P – $\Delta$ .....	70
Tab V.6 : tableau réduplicatif des effets tranchant d'étage au niveau « k ».....	71
Tab V.7 : tableau réduplicatif des effets.....	71
Tab VI.1 : calcul des contraintes.....	72
Tab VI.1.1 : tableau récapitulatif sollicitation.....	74
Tab VI.1.2 : tableau récapitulatif des ferrailages des poteaux.....	88
Tab VI.2.1 : tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.....	89
Tab VI.2.2 : tableau récapitulatif de ferrailage des poteaux.....	94
Tab VII.1 .1 : tableau récapitulatif des semelles .....	112
Tab VII.2.1 : valeur approchée des coefficients $\mu_x$ et $\mu_y$ .....	116

## Liste des figures

Fig. I.1 : vu en plan.....	2
Fig. I.2 : Coupe transversale d'un mur de façade.....	3
Fig. I.3: Diagramme contraintes - déformations de calcul du béton (E.L.U.).....	5
Fig. I.4: Diagramme contraintes – déformation de calcul du béton (E.L.S.).....	6
Fig. I.5: Diagramme contrainte déformation pour tous les aciers.....	7
Fig.II.1:Panneau de dalle pleine.....	9
Fig.II.2:Coupe transversale d'un panneau de dalle plein.....	10
Fig.II.3:Panneau de plancher a corps creux .....	11
Fig.II.4:Coupe de plancher terrasse.....	12
Fig.II.5:Coupe de planche étage courant .....	13
Fig.II.6:Coupe de poutre.....	14
Fig.II.7:Coupes de voiles en plan.....	19
Fig.III.1:Schémas statique de différents types des poutrelles.....	21
Fig.III.2:Schémas statiques.....	22
Fig.III.3:Section de calcul.....	27
Fig.III.4:Section de calcul.....	29
Fig.III.5:Coupe transversale sur poutrelle.....	30
Fig.III.6:Coordonnées de centre de gravité et moment d'inertie de la section homogènes.....	33
Fig.III.7:Schémas de ferrailage des poutrelles .....	35
Fig.III.8:Dimensions d'un panneau de dalle .....	36
Fig.III.9: <u>Enrobage</u> .....	36
Fig.III.10:Dimensions d'un panneau de dalle .....	37
Fig.III.11:Dimensions d'un panneau de dalle .....	37
Fig.III.12: Section de calcul.....	39
Fig.III.13:section de calcul.....	40
Fig.III.14:Section d calcul.....	41
Fig.III.15:Section de calcul.....	42
Fig.III.16: Schéma de ferrailage de la dalle pleine.....	44
Fig.IV.1.1:Vue en plan de l'escalier type1 .....	45
Fig.IV.1.2:Schéma statique de l'escalier (type1).....	48
Fig.IV.1.3:Section de calcul .....	50
Fig.IV.1.4:Section de calcul.....	52
Fig.IV.2.1.Coupe sur balcon .....	53
Fig.IV.2.2:Section de calcul.....	54
Fig.IV.3.1:Schéma statique et dimension de l'acrotère.....	56
Fig.IV.3.2: Position de centre de pression.....	58
Fig .IV.4.1:dimension de l'ascenseur.....	61
Fig.V.1:disposition des voiles.....	63
Fig.VI.1.1:Position de N1 ;M1 sur la section transversale.....	81
Fig.VI.1.2:Position de N1 ;M1 sur la section transversale.....	83
Fig.VI.1.3:Position de N1 ;M1 sur la section transversale.....	84
Fig.VI.1.4:Position de N1 ;M1 sur la section transversale.....	86
Fig.VI.1.5:Zone nodale.....	87
Fig.VI.2.1:Section de calcul.....	89
Fig.VI.2.2:Section de calcul.....	91

Fig.VI.2.3:Schéma de ferrailage de la poutre .....	94
Fig.VI.3.1:Stations de calcul d'un voile .....	95
Fig.VI.3.2: Disposition des armatures verticales dansles voiles.....	96
Fig.VI.3.3:Sections de calcul.....	97
Fig.VI.3.4:Sections de calcul .....	98
Fig.VII.1:Dimension d'une semelle isolée.....	100
Fig.VII.2:Coupe transversal dans plancher terrasse .....	101
Fig.VII.3:Schéma de ferrailage du libage .....	113
Fig.VII.2.1 :Contrainte du voile.....	114
Fig.VII.2.2 :Enrobage.....	114
Fig.VII.2.3 :Panneau de dalle appuie sur quatre cotés.....	115
Fig.VII.2.4 :Section de calcul.....	117
Fig.VII.2.5 : Section de calcul.....	118
Fig.VII.2.6 : Section de calcul.....	119
Fig.VII.2.7 : Section de calcul.....	121

## **Bibliographie**

- D.T.R.-B.C.-2.2 ; charges permanente et surcharges d'exploitation ; C G S,1988.
- D.T.R.-B.C.-2.4 ; règles de conception et de calcul des structures en béton armée C.B.A. 93 ; C G S, 1998.
- D.T.R.-B.C.-2.48 ; règles parasismiques Algériennes R.P.A.99/version 2003 ; C G S, 2003.
- J.Percht et J.Roux ; pratique de B.A.E.L. 91 ; deuxième édition ;1998.
- M.Belazougi ; calcul des ouvrages en béton armée ; office des publication universitaire, 1986.

## **Logiciels :**

- ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2009
- AUTOCAD 2012
- WORD 2016.
- EXEL 2016

## LISTE DES SYMBOLES

$A_s$	: Air d'une section.
$A_t$	: Air d'acier transversal.
$A_l$	: Air d'acier longitudinal.
$A_D$	: Air diagonale.
$B$	: Section du béton.
$E$	: Module d'élasticité longitudinal.
$E_i$	: Module de déformation longitudinale du béton.
$E_{fj}$	: Module de déformation sous fluage.
$E$	: Séisme.
$E_b$	: Module de déformation différée ( $E_{ij}$ pour chargement appliquée à l'âge de $j$ jours).
$E_s$	: Module d'élasticité d'acier.
$F$	: Force ou action en général.
$G$	: Module d'élasticité transversale.
$I$	: Moment d'inertie.
$J$	: Moment d'inertie de torsion.
$L$	: Longueur de portée.
$M$	: Moment en générale (de flexion le plus souvent).
$M_G$	: Moment fléchissant développée par les charges permanentes.
$M_Q$	: Moment fléchissant développée par les actions variables.
$M_U$	: Moment de calcul ultime.
$M_{ser}$	: Moment de calcul de service.
$N$	: Effort normale.
$P$	: Action (de pesanteur) pouvant comprendre une partie permanente et une partie variable.
$Q$	: Action variable.
$S$	: Moment statique.
$S_n$	: Neige.
$V_u$	: Effort tranchant.
$a$	: Une dimension (en générale longitudinale).
$b$	: Une dimension transversale (largeur ou épaisseur).
$b_0$	: Epaisseur brute de l'âme d'une poutre.
$e$	: Epaisseur du refend.
$D_g$	: Grosseur du granulats.
$d$	: Distance de barycentre des armatures tendue à la fibre extrême la plus comprimée.
$d'$	: Distance de barycentre des armatures tendue à la fibre extrême la plus tendu.
$e_0$	: Excentricité d'une résultante ou d'un effort normal.
$f$	: Résistance d'un matériau (flèche).
$F_e$	: Limite d'élasticité d'acier.
$F_{cj}$	: Résistance caractéristique à la compression du béton age de $j$ jours.
$F_{tj}$	: Résistance caractéristique à la traction du béton age de $j$ jours.
$F_{c28}$	: Résistance caractéristique à la compression du béton age de 28 jours.
$F_{T28}$	: Résistance caractéristique à la traction du béton age de 28 jours.
$S_t$	: Espacement des aciers.
$\sigma_{bc}$	: Contrainte de calcul du béton.
$\sigma_s$	: Contrainte de l'acier tendu.
$\tau_u$	: Contrainte tangente conventionnelle.
$\rho$	: Pourcentage d'armatures.
$u$	: Périmètre.
$\eta$	: Coefficient d'équivalence.
$\tau$	: Contrainte tangente.

$\lambda$  : Elancement mécanique d'une pièce comprimée.  
 $\nu$  : Coefficient de poisson.  
 $M_t$  : Moment en travée.  
 $M_a$  : Moment en appuis.  
 $L_f$  : Longueur de flambement.  
 $i$  : Rayon de giration.  
 $K$  : Coefficient en générale.  
 $\xi_{bc}$  : Raccourcissement relatif du béton.  
 $\xi_s$  : Allongement relatif de l'acier.  
 $\Sigma$  : Sommation.  
 $\phi$  : Diamètre nominale d'une armature.  
 $\Omega$  : Aire.  
 $U$  : Ultime.  
 $g$  : Centre de gravité du granulat.  
 $ser$  : Service.

# **CHAPITRE I**

## **INTRODUCTION ET PRESENTATION DU PROJET**

## **I. Introduction et hypothèses de calcul**

### **I.1 Introduction :**

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans le processus de construction des ouvrages. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à :

- Rester apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût ;
- Ne doit pas s'endommager par des événements, tels que : explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines ;
- Doit résister pour des degrés de fiabilité à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard du coût d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés et pour ce faire ? il faut impérativement se munir de règlements propres à chaque pays.

Dans le cadre de cette étude, on utilisera le logiciel de calcul par éléments finis Autodesk Robot Structural Analysis Professional pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par les règlements suivants : RPA99 (version 2003), BAEL91, CBA93 et DTR.

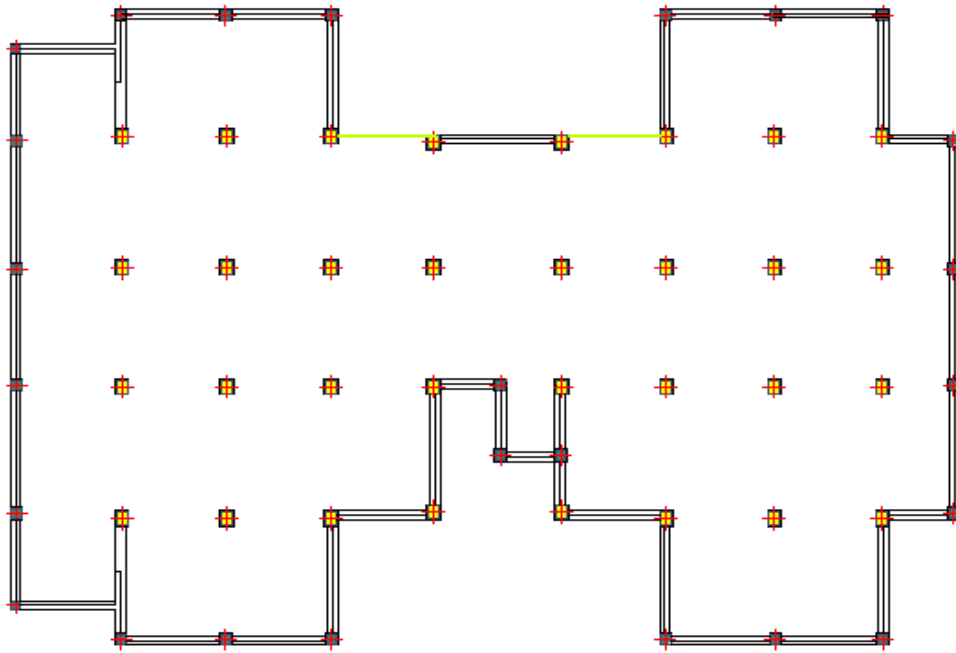
Un certain nombre de vérifications à la sécurité et au service des éléments a été également effectué comme :

- Stabilité d'ensemble ;
- Effet P- $\Delta$  ;
- Etat limite des déplacements inter-étage ;
- Etat limite d'ouverture des fissures ;
- Etat limite de compression de service dans le béton.

### **I.2 Présentation de l'ouvrage :**

Le bâtiment sujet de cette étude est un bâtiment composée d'un sous-sol, RDC et douze étages, dont le sous-sol est réservé à un parking, le RDC abrite des locaux à usage commercial et à usage d'habitation et le reste des étages sont à usage d'habitation.

L'ouvrage est implanté à Chamouma (Est de Mostaganem) qui est considérée par le règlement parasismique Algérien « RPA99 (version 2003) » comme une région de moyenne sismicité (zone IIa).



**Fig. I.1** : vu en plan

### **I.3 Caractéristiques générales :**

#### **I.3.1 Caractéristiques géométriques :**

Ce bâtiment est composé de 01 blocs :

- La hauteur du sous sol : 3.23 m
- La hauteur du RDC : 3.23 m
- La hauteur des étages courants : 3.23 m
- La longueur du bâtiment en plan est : 28.15 m
- La largeur du bâtiment en plan est : 20.8 m
- La hauteur totale du bâtiment est : 38.76 m

#### **I.3.2 Caractéristiques techniques :**

Notre bâtiment est contreventé par un système mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Le sous sol est réalisé après l'excavation des terres où il est délimité par un voile périphérique. Il est considéré comme étant une caisse rigide.

Selon l'article 2.5.4 du RPA99 (version2003), les ouvrages doivent en général comporter :

a) **Contreventements qui doivent être disposés de façon à :**

- ✓ Reprendre les efforts horizontaux dus aux séismes ;
- ✓ Reprendre une partie des charges verticales suffisante pour assurer leur stabilité ;
- ✓ Assurer une transmission directe des forces aux fondations
- ✓ Minimiser les effets de torsion.

b) **Planchers :**

On adopte deux types de planchers :

- Plancher à dalle pleine pour le RDC
- Plancher à corps creux pour le reste étages.

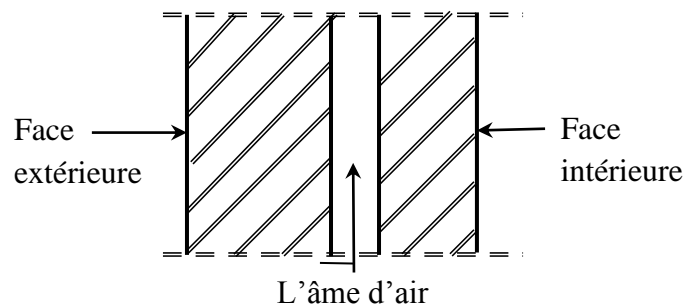
c) **Circulations verticales :**

Les circulations verticales dans notre structure sont assurées par :

- Ascenseur : le bâtiment est équipé d'un ascenseur entouré par des murs voiles.
- Escalier : on a deux types d'escalier :
  - Escalier à pailasse porteuse
  - Escalier à marche porteuse.

d) **Maçonneries :**

- Murs extérieurs : ils seront en double parois séparées par une lame d'air:
  - Parois extérieurs en briques creuses de 15 cm d'épaisseur;
  - L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur qui joue un rôle d'isolation thermique et acoustique et
  - Parois intérieurs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.



**Fig. I.2** : Coupe transversale d'un mur de façade

- Murs intérieurs : seront composés de murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- Les parois seront couvertes d'une couche d'enduit en mortier de ciment de 1.5 cm d'épaisseur.

e) **Acrotère :**

Pour les terrasses inaccessibles, on adopte un acrotère de 0.6m de hauteur.

**I.3.3 Caractéristiques géotechniques :**

Selon l'article 2.2 du RPA99 (version 2003), exception faite pour les constructions en (R+2) au maximum ou 11m de hauteur moyenne (type maison individuelle ou bâtiment assimilé dont la surface totale des planchers n'excède pas 400m<sup>2</sup>), les reconnaissances et études de sol sont

obligatoires pour les ouvrages d'importance moyenne ou plus, implantés en zones de sismicité moyenne à élevée.

A partir du rapport géotechnique du sol, on a obtenu les informations suivantes :

- La contrainte admissible :  $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2\text{bars}$
- Poids volumique du sol :  $\gamma_h = 17.00 \text{ KN/m}^3$
- L'absence d'une nappe phréatique et galeries.

### **I.3.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

#### **I.3.4.1 Béton :**

Le béton est un mélange complexe dans des proportions convenables de granulat, et liant (ciment) malaxé avec une eau de gâchage pour obtenir une pâte maniable.

**Béton = Ciment + Gravier + Sable + eau de gâchage.**

Le béton sera fabriqué mécaniquement suivant une composition qui respecte les normes prescrites par le règlement BAEL91 et tous les règlements applicables en Algérie.

- Ciment utilisé ..... CPJ 42.5 (dosage  $350 \text{ kg/m}^3$ )
- Sable .....  $400 \text{ litres/m}^3$  ( $D_s \leq 0.5 \text{ mm}$ )
- Gravier .....  $800 \text{ litres/m}^3$  ( $3 \leq D_s \leq 25 \text{ mm}$ )
- Eau de gâchage .....  $160 \text{ à } 180 \text{ litres/m}^3$ .

Selon les règles du BAEL91, on obtient les caractères des matériaux suivants :

#### **A. Résistance à la compression:**

Un béton est défini par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite  $f_{c28}$ .

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge  $j$  jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28, la résistance à la compression peut être obtenue par la formule suivante :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 40\text{MPa} \quad \text{Avec : } j \leq 28 \text{ jours}$$

**$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  (béton à usage courant).**

#### **B. Résistance à la traction :**

La résistance à la traction d'un béton à 28 jours est donnée par la formule :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2.1\text{MPa}.$$

#### **C. Module de déformation longitudinale du béton :**

- **Module de déformation longitudinale instantanée est :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Pour } j = 28 \text{ jours et } f_{c28} = 25\text{MPa} ; \quad \text{On a : } E_{i28} = 32164\text{MPa}.$$

• **Module de déformation longitudinale différée :**

Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage, on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation pour le calcul des déformations finales du béton, on utilise le module de déformation longitudinale différée  $E_{vj}$  qui est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Pour } j = 28 \text{ jours et } f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \quad \text{On a : } E_{v28} = 10819 \text{ MPa}.$$

**D. Coefficient de poisson:**

Le coefficient de poisson du béton est pris égal à 0.2 pour le calcul des déformations et à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations. Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles, coques,...), on prendra :

- ❖  $\nu = 0 \Rightarrow$  Etats limites ultimes (béton fissuré).
- ❖  $\nu = 0.2 \Rightarrow$  Etats limites de service (béton non fissuré).

**E. Contraintes limites :**

On distingue deux types de calcul :

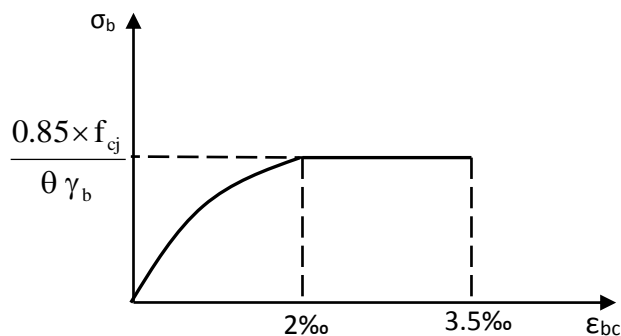
- Etat limite ultime (E.L.U)
- Etat limite de service (E.L.S).

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

La contrainte limite ultime du béton comprimé :  $\sigma_b = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Pour une situation accidentelle.} \\ 1.50 & \text{Pour une situation durable et transitoire.} \end{cases}$$

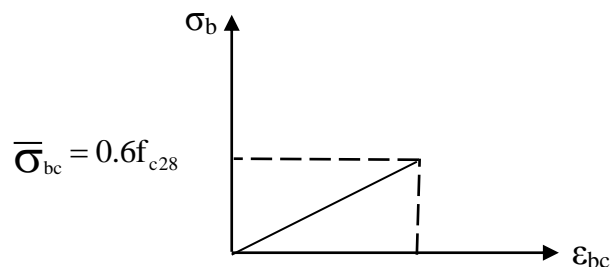


**Fig. I.3: Diagramme contraintes - déformations de calcul du béton (E.L.U.)**

➤ **Etat limite service (E.L.S) :**

A l'état limite de service, on limite la contrainte :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$$



**Fig. I.4:** Diagramme contraintes – déformation de calcul du béton (E.L.S.)

### I.3.4.2 Acier :

#### A. Types d'aciers utilisés :

Les types d'aciers utilisés sont :

- Barre à haute adhérence (HA) de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales ;
- Ronds lisses (RL) de nuance FeE235 pour les armatures transversales (cadres, épingles et étriers) et
- Treillis soudés (TS) de nuance FeE520 pour  $\Phi \leq 6\text{mm}$ .

Pour notre projet, on utilisera les aciers indiqués dans le tableau ci-dessous :

**Tableau1.1 :** Différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques :

Aciers	Désignations	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Diamètres nominaux normalisés en [mm]	Utilisation
Ronds lisses (RL)	FeE235	235	6-8	Armatures transversales (cadres, épingles, étriers, des poutres et des poteaux)
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	10-12-14-16-20	Armatures longitudinales
Treillis soudés (ronds lisses) TS	TLE520 $\varphi \leq 6\text{mm}$	520	$\varphi \leq 6\text{mm}$	Emplois courant pour : radiers, voiles, planchers et dalles.

**B. Contrainte de calcul de l'acier ( $\sigma_s$ ) :**

➤ Etat limite ultime de résistance (E.L.U) :

Le diagramme contrainte ( $\sigma_s$ )-déformation ( $\epsilon_s$ ) est conventionnellement défini ci-dessous, avec:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

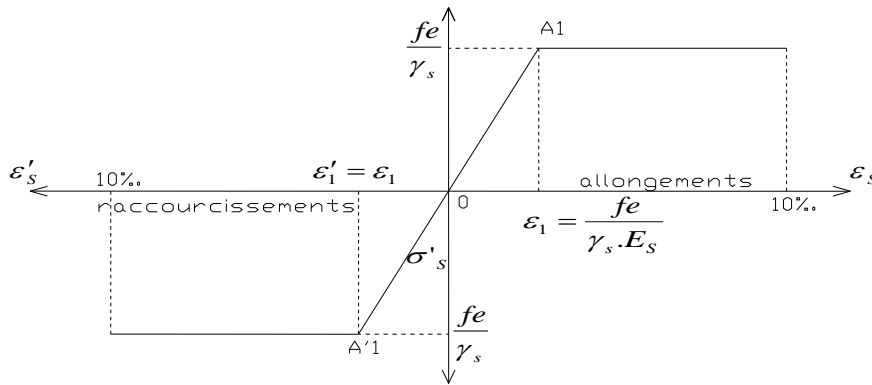
$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier ;

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier et

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \longrightarrow \text{Situation courante (normale).} \\ 1.00 & \longrightarrow \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

$\epsilon_s$  : Allongement relatif de l'acier ( $\epsilon_s = \Delta L/L$ )



**Fig. I.5: Diagramme contrainte déformation pour tous les aciers.**

➤ Etat limite de service (E.L.S):

Selon les règles B.A.E.L.91:

- a) Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  Aucune vérification pour  $\sigma_s$  ;
- b) Fissuration préjudiciable  $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min (\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{ij}})$  et
- c) Fissuration très préjudiciable  $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min (\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{ij}})$ .

Avec :

$f_{ij}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à j jours ;

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration} \begin{cases} 1 & \longrightarrow \text{Acier rond lisse.} \\ 1.6 & \longrightarrow \text{Acier haute adhérence.} \end{cases}$$



# **CHAPITRE II**

## **PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES**

## II. Pré-dimensionnement des éléments résistants de la structure

### II.1 Introduction:

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure ; poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire appelé prédimensionnement. Il serait fait selon les règles techniques algériennes CBA93 et RPA99 (version 2003), tout en respectant l'économie et la sécurité.

Pour cela, nous évaluons une descente de charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux jusqu'aux fondations.

### II.2 Prédimensionnement des poutres:

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent. On a deux types de poutres principale et secondaire.

➤ Critère de flèche:

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

Avec :

**L** : Longueur de la poutre ;

**h** : Hauteur de la poutre.

**b** : Largeur de la poutre.

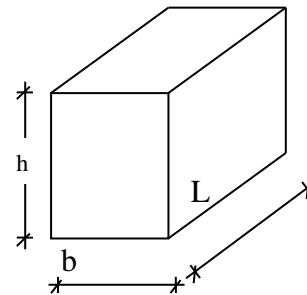


Fig. II.1:Section transversale d'une poutre

➤ Conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- $b \geq 20\text{cm}$  ;
- $h \geq 30\text{cm}$  et
- $\frac{h}{b} \leq 4$ .

#### II.2.1 Poutres principales:

On a :  $L = 4.20 \text{ m}$   $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

Donc :  $\begin{cases} \frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \\ 28 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{on prend : } h = 35 \text{ cm}$

On prendra : **b=30cm ;h=35cm**

➤ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$
  - $h=35\text{cm} \geq 30\text{cm}$
  - $\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.17 \leq 4$
- } ⇒ Conditions vérifiées

**II.2.2 Poutres secondaires :**

➤  $L_{\max} = 325\text{cm}$

Donc :  $\left\{ \begin{array}{l} \frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10} \\ 10.83 \text{ cm} \leq h \leq 32.5 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow \text{on prend : } h = 30 \text{ cm}$

On prendra :  $b=30\text{cm} ; h=30\text{cm}$

➤ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

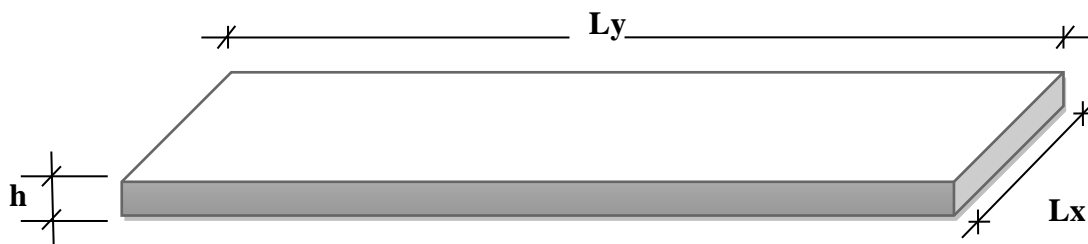
- $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$
  - $h=30\text{cm} \geq 30\text{cm}$
  - $\frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4$
- } ⇒ Conditions vérifiées

**II.3 Pré-dimensionnement et descente de charges des planchers:**

**II.3.1 Dalle pleine:**

**Pré-dimensionnement:**

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles reposent sur 2, 3 ou 4 appuis.



**Fig.II.2:panneau de dalle pleine.**

● **Résistance au feu :**

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

On prendra :  $h=15 \text{ cm}$

● **Résistance a la flexion :**

Suivent la condition de flexibilité et de rigidité :

• **Dalle reposant suivent un sens :**

**L<sub>x</sub>**: étant la plus petite portée du panneau ;

**L<sub>y</sub>**: étant la plus grande portée du panneau.

$$\partial = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4 \text{ Avec : } L_x < L_y$$

• **Dalle reposant suivent deux sens :**

$$0.4 \leq \partial = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$$

$$L_x=4.80\text{m} \quad L_y=5.35\text{m}$$

$$0.4 \leq \partial = \frac{480}{535} = 0.9 \leq 1$$

Donc la dalle est reposant suivant deux sens.

$$\text{On aura donc : } \left(\frac{450}{50}\right) \text{cm} \leq h \leq \left(\frac{480}{40}\right) \text{cm} \Rightarrow 9.6\text{cm} \leq h \leq 12\text{cm}$$

On prendra h = 11 cm

● **Conclusion :**

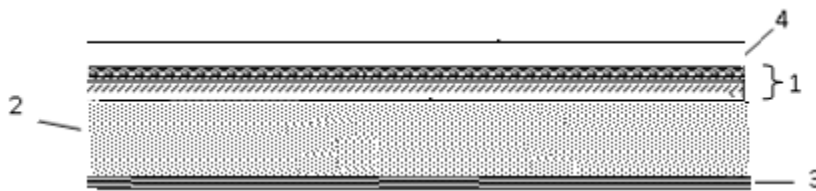
$$h = \max(11, 15) \text{ cm} \quad \text{Donc : } h = 15 \text{ cm.}$$

**II.3.1.1 Décence de charges**

On a :

**G** : charge permanente.

**Q** : charge d'exploitation



**FigII.3:** Coupe transversale d'un panneau de dalle pleine.

1/-Carrelage+sable+mortier de pose(e=5cm).....	=104daN/m <sup>2</sup>
2/- Dalle pleine (h=15 cm).....	(0.15x2500)=375daN/m <sup>2</sup>
3/-Enduit au ciment (e=1.5cm).....	(18x1.5)=27daN/m <sup>2</sup>
4/-Cloisons légers.....	=75daN/m <sup>2</sup>
	<b>G=581daN/m<sup>2</sup></b>

● **Surcharges d'exploitation :**

● **Plancher haut de rez-de-chaussée :**

Locaux a usage de bureau ..... **Q=250daN/m<sup>2</sup>**

- Plancher haut de 1<sup>er</sup> étage jusqu'à 5<sup>eme</sup> étages :

Locaux à usage d'habitation ..... **Q=150daN/m<sup>2</sup>**

➤ **Combinaisons fondamentals :**

**A/- RDC :**

❖ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 581 + 1.5 \times 250 = 1159.35daN/m^2$$

❖ **Etat limite de service (ELS) :**

$$Q_s = G + Q = 581 + 250 = 831daN/m^2$$

**B/-1<sup>er</sup> étage jusqu'au 5<sup>eme</sup> étage :**

❖ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 1009.35daN/m^2$$

❖ **Etat limite de service (ELS) :**

$$Q_{ser} = G + Q = 731 daN/m^2$$

**II.3.2 Planchers à corps creux:**

**Pré-dimensionnement:**

Les planchers à corps creux se composent de poutrelles ; corps creux et dalle de compression.

C'est des planchers nervurés dont le corps creux est considéré comme un coffrage perdu (poids mort).

L : la plus grande portée en nus d'appuis de la poutrelle.

h1 : hauteur du corps creux.

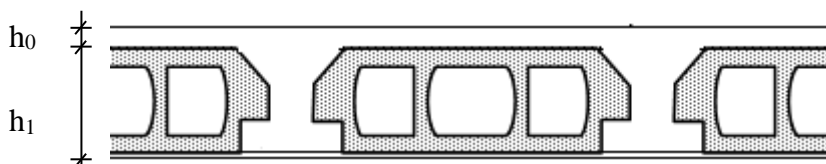
h0 : hauteur de la dalle de compression.

Pour le pré-dimensionnement du plancher ; on utilise la condition de flexibilité et de rigidité suivante :  $\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{20}$

On a:  $L = 480 - 30 = 450$  cm d'ou  $18 < h_t < 22.5$

Donc, on adopte une hauteur de:  $h=20$ cm

Telle que  $h = h1 + h0 = (16 + 4)$  cm



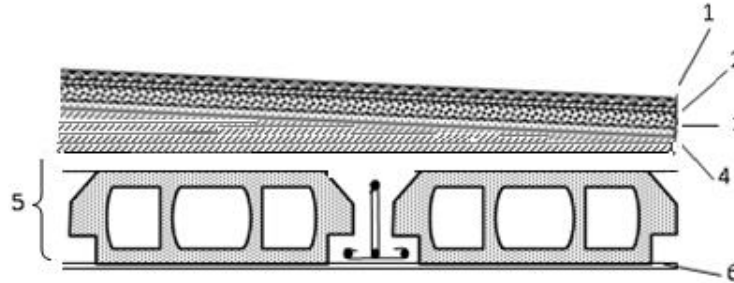
**Fig.II.4:panneau de plancher a corps creux.**

➤ **Descente de charge :**

**G** : charge permanente.

**Q** : charge d'exploitation.

➤ **plancher terrasse:**



**Fig.II.5: coupe de plancher terrasse**

● **Calcul de l'épaisseur de la forme de pente :**

$$P = \tan \alpha \frac{H1}{840} = 0.01$$

$$H1 = 0.01 \times 840$$

$$Hm = \frac{H1}{2} + 5 \text{ cm} = \frac{8.4}{2} + 5 = 9.2 \text{ cm}$$

Donc la hauteur moyenne de la forme de pente est: **h=9.2cm**

**a.1/-charges permanentes (corps creux) :**

- 1/- gravillon de protection (e=4cm).....(0.04x2000)=80daN/m<sup>2</sup>
- 2/- Etanchéité multicouches couche (e=2cm).....(0.02x600)=12daN/m<sup>2</sup>
- 3/- forme de pente (e=9.2cm).....(0.092x2200)=198daN/m<sup>2</sup>
- 4/- Isolation thermique .....10daN/m<sup>2</sup>
- 5/- corps creux+dalle de compression (16+4) cm.....280daN/m<sup>2</sup>
- 6. Enduit au ciment (e=1.5 cm) .....(1.5x18)=27daN/m<sup>2</sup>

**Total : G=611daN/m<sup>2</sup>**

**a.2/-Charges d'exploitation :**

Plancher terrasse inaccessible.....**Q=100daN/m<sup>2</sup>**

**combinaison fondamentale :**

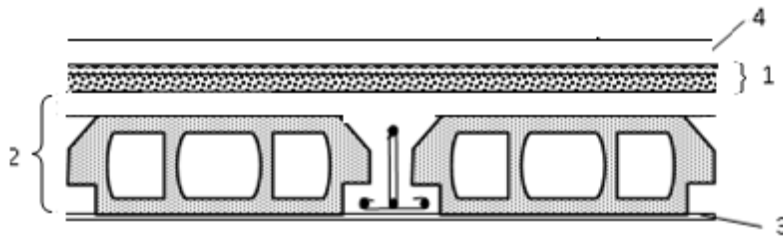
**Etat limite ultime (ELU) :**

$$Qu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 611 + 1.5 \times 100 = 974.85 \text{ daN/m}^2$$

Etat limite de service (ELS) :

$$Q_s = G + Q = 611 + 100 = 711 \text{ daN/m}^2$$

b/-Plancher étage courant:



**FigII.6. coupe de plancher étage courant.**

b.1/-Charges permanents (corps creux):

1/-carrlage+sable+mortier de pose(e=5cm).....	104daN/m <sup>2</sup>
2/-corps creux+dalle de compression (16+4cm) .....	280daN/m <sup>2</sup>
3/-enduit au ciment (e=1.5cm).....	(15x18)=27daN/m <sup>2</sup>
4/-cloisons légers.....	=75daN/m <sup>2</sup>
	<b>G=486daN/m<sup>2</sup></b>

b.2/-Surcharges d'exploitation :

Plancher haut de rez-de-chaussée :

Locaux a usagede bureau .....**Q=250daN/m<sup>2</sup>**

Plancher haut de 1<sup>er</sup> étage jusqu'à 5<sup>eme</sup> etages :

Locaux à usage d'habitation .....**Q=150daN/m<sup>2</sup>**

**b.3/- Combinaisons fondamentales :**

**1/- RDC :**

❖ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 486 + 1.5 \times 250 = 1031.1 \text{ daN/m}^2.$$

❖ **Etat limite de service (ELS) :**

$$Q_{ser} = G + Q = 486 + 250 = 736 \text{ daN/m}^2$$

**2/-1<sup>er</sup> étage jusqu'au 5<sup>eme</sup> etage :**

❖ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 881.1 \text{ daN/m}^2$$

❖ **Etat limite de service (ELS) :**

$$Q_{ser} = G + Q = 636 \text{ daN/m}^2$$

**II.4 Prédimensionnement des poteaux :**

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centré, les règles [C.B.A.93] préconisent de prendre la section réduite en laissant 1cm de chaque côté en tenant compte de la ségrégation du béton.

D’après [l’article B.8.4.1 du C.B.A.93] : l’effort normal ultime  $N_u$  agissant dans un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante:

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

Avec :  $N_u = 1.35N_g + 1.5N_q$

Et d’après [B.A.L.99], elles préconisent de prendre la section réduite :

$$Br \geq \frac{N_u \cdot \beta}{\frac{\sigma_{bc}}{0.9} + 0.85 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \cdot \frac{A}{Br}}$$

Telque :

$Br$  :Section réduite du poteau (cm<sup>2</sup>).

$A$  :Section d’acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$f_{c28}$  : Résistance à la compression du béton = 25MPa.

$f_{bc} : 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$ .

$f_e$  : Limite d’élasticité de l’acier utilisé = 400MPa.

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

$\beta$ : Coefficient de correction dépend de l’élancement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :

- si  $\lambda \leq 50 \dots \dots \dots \alpha = 0.85 / (1 + 0.2(\lambda/35)^2)$  .
  - si  $50 < \lambda < 70 \dots \dots \dots \alpha = 0.6 (\lambda / 50)^2$ .
- On se fixe sur un

Elancement mécanique par exemple  $\lambda = 35$  pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d’où:  $\beta = 1.2$

$Br (m^2) \geq 0.08 \times N_u (t)$

**II.4.1 Surfaces revenant à chaque poteau:**

**Tab.II.1:** Surfaces offerte aux poteaux de rive et d’angle.

Poteaux d’angle	Surface (m <sup>2</sup> )	Poteaux derive	Surface (m <sup>2</sup> )	Poteaux derive	Surface (m <sup>2</sup> )
B1-G1	2.83	C1-F1	7.09	A4-G4	4.075
A2-H2	8.69	D1-E1	8.49	B5-I5	6.36
A4-H4	3.80	A3-H3	6.88	C5-H5	7.92
A7-H7	3.91	A1-H1	7.10	D5-G5	8.28
A9-H9	3.85	C10-F10	4.68		
		D10-E10	4.80		
				E5-F5	10.08

Tab.II.2: Surfaces offerte aux poteaux centraux.

Poteaux centraux	Surfaces (m <sup>2</sup> )	Poteaux centraux	Surface(m <sup>2</sup> )	Poteaux centraux	surface (m <sup>2</sup> )
B4-I4	10.80	B3-I3	10.40	F3	20.13
C2-C4-H2-H4	13.45	C3-H3	17.66	E2	14.26
D2-D4-G2-G4	14.06	D3-G3	18.46	E5	10.70
E4-F4	17.12	E3	15.99		

2/-Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux :

Et pour le plancher terrasse, la surface offerte est de 13.76m<sup>2</sup>

Le poteau central le plus sollicité est (E6) à une surface offerte : 13.76m<sup>2</sup>

**Plancher terrasse :**

1. Plancher c.c:.....0,646x13.76=8.89t
  2. Poutre:.....[4.00x(0.35x0.30)+3.44x(0.3x0.3)]x2,5=1.82t
  3. Surcharges:.....0.1x13.76=1.38t
- Ng=10.71t    Nq=1.38t**

**Plancher haut de 1<sup>er</sup> étage jusqu'à 9<sup>eme</sup> étages :**

1. Plancher a.c.c.....0,486x6.16=2.99t
  2. Plancher a.d.p.....0.581x3.61=2.10t
  3. Escalier .....0.813x3.37=2.74t
  4. Poutre:.....[4.00x(0.35x0.30)+3.44x(0.3x0.3)]x2,5=1.82t
  5. Surcharges:.....0,150x6.16+0.250x6.98=2.67t
- Ng=9.65t    Nq=2.67t**

**Plancher haut de RDC :**

1. Plancher a.d.p .....0.581x9.77=5.68t
  2. Escalier .....0.813x3.37=2.74t
  3. Poutre:.....[4.00x(0.35x0.30)+3.44x(0.3x0.3)]x2,5=1.82t
  4. Surcharges:.....0,150x6.16+0.250x6.98=2.67t
- Ng=10.24t    Nq=2.67t**

Le poteau de rive le plus sollicité est (A8) à une surface offerte: 7.9m<sup>2</sup>

**Plancher terrasse :**

4. Plancher c.c:.....0,646x7.90=5.10t
  5. Poutre:.....[ 2.45x(0.35x0.30) +3.25x(0.3x0.3)]x2,5=1.37t
  6. Surcharges:.....0.1x7.90=0.79t
- Ng=6.47t    Nq=0.79t**

**Plancher haut de 1<sup>er</sup> étage jusqu'à 9<sup>eme</sup> étages :**

- 1. Plancher a c.c.....0,486x7.90=3.84t
  - 2. Poutre:.....[4.00x(0.35x0.30)+3.44x(0.3x0.3)]2,5=1.37t
  - 3. Surcharges:..... 0,150x7.90=1.19t
- Ng=5.21t    Nq=1.19t**

**Plancher haut de RDC :**

- 1. Plancher a d.p .....0.581x7.90=4.59 t
  - 2. Poutre:.....[2.45x(0.35x0.30)+3.25x(0.3x0.3)]2,5=1.37t
  - 4. Surcharges:..... 0,150x7.90=1.19t
- Ng=5.96 t    Nq=1.19t**

**Remarque :**

D'après [R.P.A99version2003art7.4.1], il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives des sections comparables a celle de poteaux centraux ; pour leur conférer une meilleur résistance aux sollicitations sismiques.

**II.4.2 Dégressions vertical des charges:**

**D'après l'article 6.3lois de dégressions de DTR B.C.2.2 (charges permanentes et charge d'exploitation)**

On obtient le tableau des dégressions suivent :

**Tableau.II.3: dégression des surcharges.**

NIVEAUX	lois de digression	La dégressions (t)
10 <sup>eme</sup> étage	Na1=N <sub>0</sub>	1,38
9 <sup>eme</sup> étage	Na2= N <sub>0</sub> + N <sub>1</sub>	4,05
8 <sup>eme</sup> étage	Na3= N <sub>0</sub> +0.95x ( N <sub>1</sub> + N <sub>2</sub> )	6,453
7 <sup>eme</sup> étage	Na4= N <sub>0</sub> +0.90x ( N <sub>1</sub> + N <sub>2</sub> + N <sub>3</sub> )	8,589
6 <sup>eme</sup> étage	Na5= N <sub>0</sub> +0.85x ( N <sub>1</sub> + N <sub>2</sub> + N <sub>3</sub> + N <sub>4</sub> )	10,458
5 <sup>eme</sup> étage	Na6= N <sub>0</sub> +0.80x ( N <sub>1</sub> + N <sub>2</sub> + N <sub>3</sub> + N <sub>4</sub> + N <sub>5</sub> )	12,06
4 <sup>eme</sup> étage	Na7= N <sub>0</sub> +0.75x ( N <sub>1</sub> + N <sub>2</sub> + N <sub>3</sub> + N <sub>4</sub> + N <sub>5</sub> + N <sub>6</sub> )	13,395
3 <sup>eme</sup> étage	Na8= N <sub>0</sub> +0.71x ( N <sub>1</sub> + N <sub>2</sub> + N <sub>3</sub> + N <sub>4</sub> + N <sub>5</sub> + N <sub>6</sub> + N <sub>7</sub> )	14,6499
2 <sup>eme</sup> étage	Na9= N <sub>0</sub> +0.69x ( N <sub>1</sub> + N <sub>2</sub> + N <sub>3</sub> + N <sub>4</sub> + N <sub>5</sub> + N <sub>6</sub> + N <sub>7</sub> + N <sub>8</sub> )	16,1184
1 <sup>er</sup> étage	Na10= N <sub>0</sub> +0.67x ( N <sub>1</sub> + N <sub>2</sub> + N <sub>3</sub> + N <sub>4</sub> + N <sub>5</sub> + N <sub>6</sub> + N <sub>7</sub> + N <sub>8</sub> + N <sub>9</sub> )	17,4801
RDC	Na11= N <sub>0</sub> +0.65x ( N <sub>1</sub> + N <sub>2</sub> + N <sub>3</sub> + N <sub>4</sub> + N <sub>5</sub> + N <sub>6</sub> + N <sub>7</sub> + N <sub>8</sub> N <sub>9</sub> + N <sub>10</sub> )	18,735
Sous-Sol	Na12= N <sub>0</sub> +0.63x ( N <sub>1</sub> + N <sub>2</sub> + N <sub>3</sub> + N <sub>4</sub> + N <sub>5</sub> + N <sub>6</sub> + N <sub>7</sub> + N <sub>8</sub> N <sub>9</sub> + N <sub>11</sub> )	19,8831

- Tableau de la section des poteaux :

$$v = \frac{Nu}{fc28 \times Br} \leq 0.3$$

Tab.II.4:Sectionsdes poteaux.

Niveau	Ng (t)	Ng(cum) (t)	Nq(t)	Nq(cum) (t)	Nu(cum) (t)	Br (cm <sup>2</sup> )	a	B (cm <sup>2</sup> )
10 <sup>eme</sup> étage	10,71	10,71	1.38	1,38	16,53	109,52	12,46	30x30
9 <sup>eme</sup> étage	9.65	20,36	2.67	4,05	33,56	222,37	16,91	30x30
8 <sup>eme</sup> étage	9.65	29,05	2.67	6,453	48,89	323,94	20,00	35x35
7 <sup>eme</sup> étage	9.65	36,77	2.67	8,59	62,52	414,22	22,35	35x35
6 <sup>eme</sup> étage	9.65	43,52	2.67	10,46	74,44	493,22	24,21	40x40
5 <sup>eme</sup> étage	9.65	49,31	2.67	12,06	84,66	560,94	25,68	40x40
4 <sup>eme</sup> étage	9.65	54,14	2.67	13,40	93,17	617,36	26,85	45x45
3 <sup>eme</sup> étage	9.65	58,67	2.67	14,65	101,18	670,41	27,89	45x45
2 <sup>eme</sup> étage	9.65	63,98	2.67	16,12	110,55	732,48	29,06	50x50
1 <sup>er</sup> étage	9.65	68,90	2.67	17,48	119,23	790,03	30,11	50x50
RDC	9.65	73,44	2.67	18,74	127,24	843,07	31,04	55x55
Sous-Sol	10.24	77,96	2.67	19,88	135,07	894,93	31,92	55x55

**Remarque :**

[RPA99/version2003/Art7.4.1]: exigent que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes:

b1,h1,he:les dimensions du poteau, pour une construction dans la Zone II on a :

Min(b1,h1)≥25.....vérifie

Min(b1,h1)≥He/20.....vérifie

1/4 <b1/h1<4.....vérifie

Dans notre cas toute sces conditions sont vérifiées.

**II.5 Pré-dimensionnement des voiles :**

D'après [R.P.A.99/version2003art7-7-1]

« Les éléments satisfaisant la condition (L ≥4a) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » avec :

L : porté du voile.

a : épaisseur du voile.

« L'épaisseur minimale est de 15 cm », de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h.

$$e = \text{Max} (h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

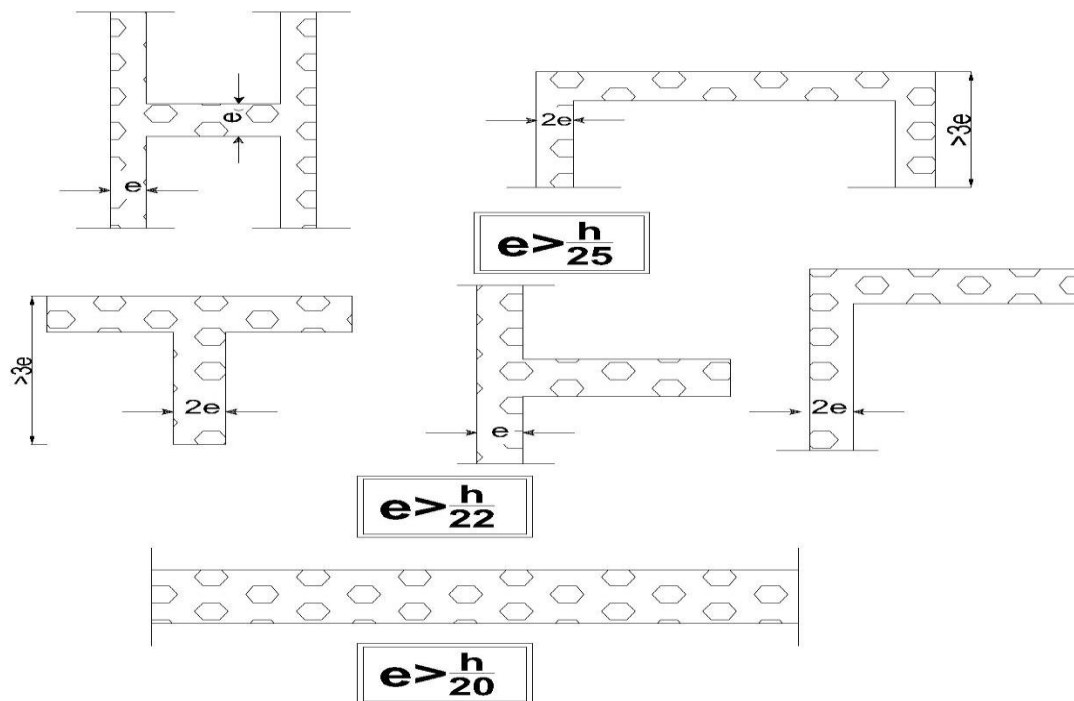
$$e = h_e/25 = 323/25 = 13\text{cm}$$

$$e = h_e/22 = 323/22 = 15\text{cm}$$

$$e = h_e/20 = 323/20 = 17\text{cm}$$

$$e = \text{Max} (13, 15, 17)$$

On adopte Alors : **e = 20cm**



**Fig.II.7 : Coupes de voiles en plan(RPA99version2003fig.7.8)**

# **CHAPITRE III**

## **ETUDE DES PLANCHERS**

### III. ETUDE DE PLANCHER

#### III.1 Plancher à corps creux :

##### III.1.1 Dalle de compression :

Selon l'article [B 6.8.4.23] du B.A.E.L.99 ; l'épaisseur minimal de la dalle de compression est de 4 cm, coulée avec un béton armé d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- **20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.**
- **33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.**

Les sections des armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Si  $L_n \leq 50$  cm  $\left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} = \frac{200}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{array} \right.$
- 
- si  $50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm}$   $\left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{array} \right.$

Avec :

$L_n$  : Distance entre axes des nervures en [cm] ;

$f_e$  : Nuance de l'acier utilisé en [Mpa] ;

$A_{\perp}$  : Armatures perpendiculaires aux nervures en [ $\text{cm}^2/\text{ml}$ ] et

$A_{//}$  : Armatures parallèles aux nervures en [ $\text{cm}^2/\text{ml}$ ].

- **1. a/- Armatures perpendiculaires aux nervures ( $A_{\perp}$ ) :**

Suivant les normes Algérien ;  $L_n$  est prise égale à :

$$50 \text{ cm} \leq L_n = 60 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm};$$

$$\text{Donc : } A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e}$$

On choisit pour le treillis soudés :  $\emptyset 6 \rightarrow f_e = 520 \text{ Mpa}$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 60}{520} \Rightarrow A_{\perp} = 0.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **1. b/- Armatures parallèles aux nervures ( $A_{//}$ ) :**

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} \geq \frac{0.46}{2} \Rightarrow A_{//} \geq 0.23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$5\emptyset 6 \rightarrow A_{//} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$5\emptyset 6 \rightarrow A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

● **Conclusion :**

On adopte un treillis soudés  $Ts\phi 6(200 \times 200)mm^2$ .

**III.1.2 les poutrelles :**

Plancher terrasse :

On a :  $q_u = 1.35 \times 646 + 1.5 \times 100 \Rightarrow q_u = 1022.1 daN/m^2$

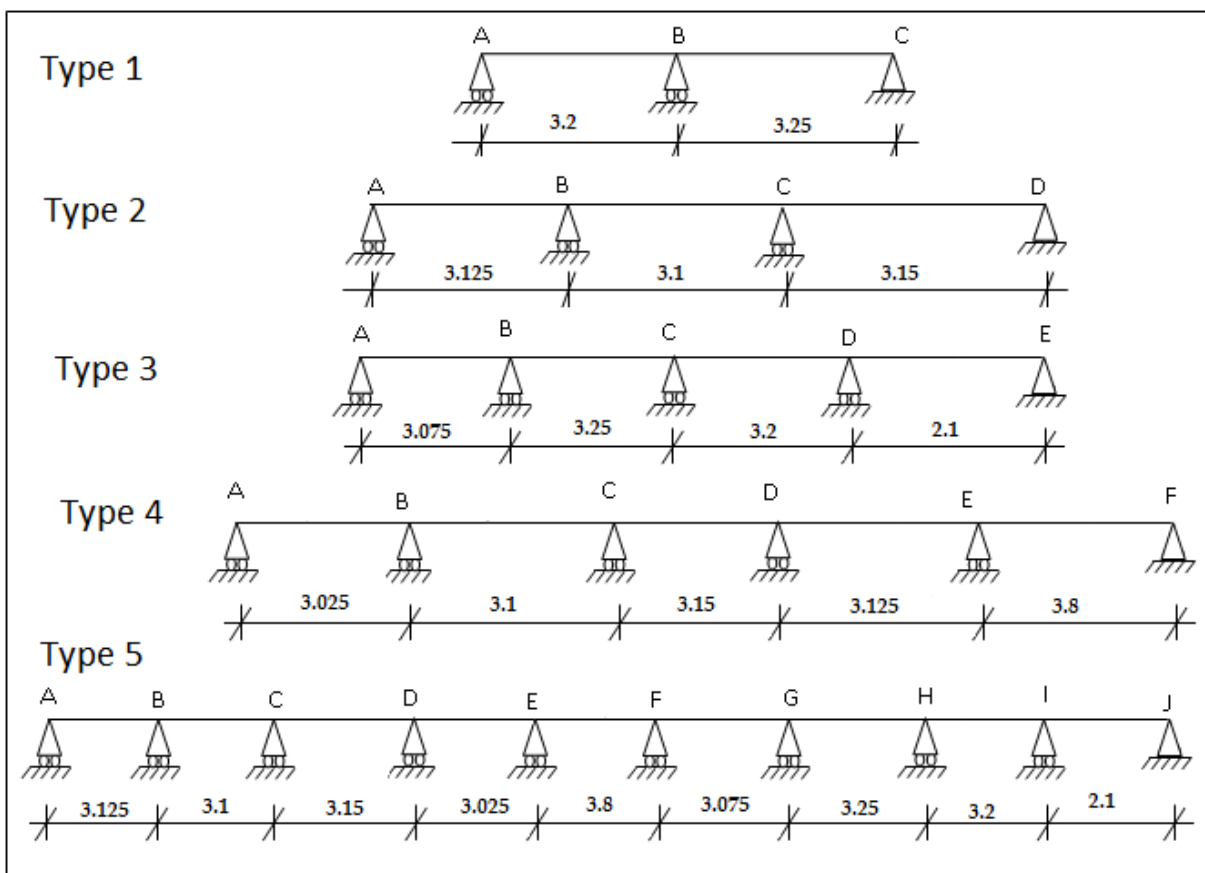
$$q_{ser} = 646 + 100 \Rightarrow q_{ser} = 746 daN/m^2$$

Plancher étage courant :

On a :  $q_u = 1.35 \times 486 + 1.5 \times 150 \Rightarrow q_u = 881.1 daN/m^2$

$$q_{ser} = 486 + 150 \Rightarrow q_{ser} = 636 daN/m^2$$

Dans le plancher terrasse; il y à trois types des poutrelles :



**Fig III.1: Schémas statiques de différents types des poutrelles.**

**III.1.3 Méthode de calcul :**

Selon [art B.6.2.2 B.A.E.L.91] il y a deux méthodes pour calculer les poutrelles :

- **Méthode forfaitaire : annexe E.1 [B.A.E.L.91]**
- **Méthode Caquot : annexe E.2/[B.A.E.L.91]**

**III.1.4 Exemple de calcul :**

**Conditions d'application de la Méthode forfaitaire [art B6.2,21 B.A.E.L.91] :**

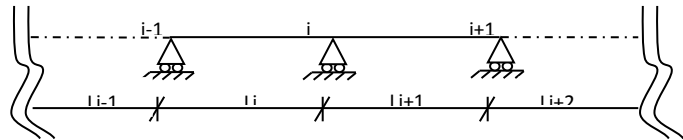
**1. La surcharge d'exploitation doit vérifier la condition suivante :**

➤  $Q \leq \min (2G; 500 \text{ daN/m}^2)$ .

Q: surcharge d'exploitation et  
G : charge permanent.

**2. Le rapport de deux portées successives doit être :**

$0.8 < \frac{l_{i+1}}{l_i} < 1.25$ .



**3. Le moment d'inertie est constant dans les différentes travées.**

**4. Fissuration non préjudiciables.**

Pour le plancher terrasse la fissuration est considérée comme préjudiciables donc on applique la méthode de Caquot minoré

➤ On prend le Type 3 comme exemple de calcul :

● Vérification des conditions d'utilisation de la méthode forfaitaire :

**1.  $Q \leq \min (2G ; 500 \text{ daN/m}^2)$**

**2.  $100 < \min (2 \times 646; 500) = 500 \text{ daN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$**

➤  $0.8 < \frac{l_{i+1}}{l_i} < 1.25$

$\frac{2.1}{3.2} = 0.66 \rightarrow \text{condition non vérifiée.}$

**3. Le moment d'inertie est constant dans les différentes travées  $\rightarrow$  condition vérifiée.**

**4. fissuration non préjudiciables  $\rightarrow$  condition non vérifiée.**

● Conclusion :

La 2<sup>ème</sup> et la 4<sup>ème</sup> condition ne sont pas vérifiées c'est pourquoi la méthode forfaitaire n'est pas applicable ; donc pour étudier ce type de poutrelle on applique la méthode de Caquot minoré.

➤ Détermination des moments :

$$M_2 = - \frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8.5(l_g^3 + l_d^3)}$$

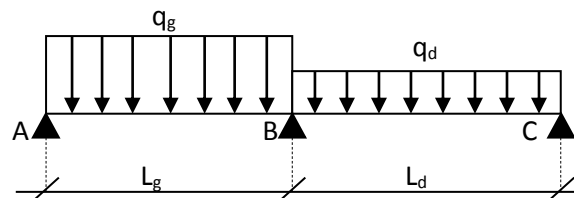
Avec :

$l_g$  ou  $l_d = 0.8 l_i$  : pour une travée de rive.

$l_g$  ou  $l_d = 0.8 l_i$  : pour une travée intermédiaire.

$l_g$  et  $l_d$  : les portées fictives de travée a gauche et a droite de l'appuis.

$l_i$  : la portée réelle de travée



**Fig III.2 : Schémas statiques.**

❖ La charge ultime réduite :

$$q_u^r = \left[ 1.35 \times \left( \frac{2}{3} \times 646 \right) + 1.5 \times 100 \right] \times 0.6 = 438.84 \text{ daN/m}$$

❖ **La charge de service réduite :**

$$q_{\text{ser}}^r = \left( \frac{2}{3} \times 646 + 100 \right) \times 0.6 = 318.4 \text{ daN/m}$$

➤ **Appuis de rive :**❖ **Etat limite ultime (ELU):**

$$M_1 = -\frac{q_u^r \times l_d^2}{8,5} = -\frac{438.84 \times 2.46^2}{8,5} = -312.43 \text{ daN.m}$$

$$M_5 = -\frac{q_u^r \times l_d^2}{8,5} = -\frac{438.84 \times 1.68^2}{8,5} = -145.72 \text{ daN.m}$$

❖ **Etat limite de service (ELS):**

$$M_1 = -\frac{q_s^r \times l_d^2}{8,5} = -\frac{318.4 \times 2.46^2}{8,5} = -226.69 \text{ daN.m}$$

$$M_5 = -\frac{q_s^r \times l_d^2}{8,5} = -\frac{318.4 \times 1.68^2}{8,5} = -105.72 \text{ daN.m}$$

➤ **Appui intermédiaire :**❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$M_2 = -\frac{q_u^r \times l_g^3 + q_u^r \times l_d^3}{8,5 \times (l_g + l_d)} = -\frac{438.84 \times (2.46^3 + 2.6^3)}{8,5 \times (2.46 + 2.6)} = -331.23 \text{ daN.m}$$

$$M_3 = -\frac{q_u^r \times l_g^3 + q_u^r \times l_d^3}{8,5 \times (l_g + l_d)} = -\frac{438.84 \times (2.6^3 + 2.56^3)}{8,5 \times (2.6 + 2.56)} = -343.72 \text{ daN.m}$$

$$M_4 = -\frac{q_u^r \times l_g^3 + q_u^r \times l_d^3}{8,5 \times (l_g + l_d)} = -\frac{438.84 \times (2.56^3 + 1.68^3)}{8,5 \times (2.56 + 1.68)} = -262.02 \text{ daN.m}$$

❖ **Etat limite service (E L S) :**

$$M_2 = -\frac{q_s^r \times l_g^3 + q_u^r \times l_d^3}{8,5 \times (l_g + l_d)} = -\frac{318.4 \times (2.46^3 + 2.6^3)}{8,5 \times (2.46 + 2.6)} = -262.96 \text{ daN.m}$$

$$M_3 = -\frac{q_s^r \times l_g^3 + q_u^r \times l_d^3}{8,5 \times (l_g + l_d)} = -\frac{318.4 \times (2.6^3 + 2.56^3)}{8,5 \times (2.6 + 2.56)} = -249.39 \text{ daN.m}$$

$$M_4 = -\frac{q_s^r \times l_g^3 + q_u^r \times l_d^3}{8,5 \times (l_g + l_d)} = -\frac{318.4 \times (2.56^3 + 1.68^3)}{8,5 \times (2.56 + 1.68)} = -190.11 \text{ daN.m}$$

➤ **L'effort tranchant :**

$$T(x) = \left( \frac{q_u l_i}{2} - q_u \cdot x \right) + \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i} = \left( \frac{q_u l_i}{2} - q_u \cdot x \right) + \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

- Travée de rive (1-2) :

$$T_1 = \left( \frac{q_u l_i}{2} - q_u \cdot x \right) + \frac{M_1 - M_2}{l_i} = \left( \frac{438.84 \times 3.075}{2} - 0 \right) + \frac{312.43 - 331.21}{2} \\ = 820.25 \text{ daN}$$

$$T_2 = \left( \frac{q_u l_1}{2} - q_u \cdot x \right) + \frac{M_1 - M_2}{l_1}$$

$$T_2 = \left( \frac{438.84 \times 3.075}{2} - 438.84 \times 3.075 \right) + \frac{312.43 - 331.21}{2} = -529.18 \text{ daN}$$

- Travée de rive (4-5) :

$$T_4 = \left( \frac{q_u l_1}{2} - q_u \cdot x \right) + \frac{M_1 - M_2}{l_1} = \left( \frac{438.84 \times 2.1}{2} - 0 \right) + \frac{262.02 - 145.72}{2} = 518.93 \text{ daN}$$

$$T_5 = \left( \frac{q_u l_1}{2} - q_u \cdot x \right) + \frac{M_1 - M_2}{l_1} = \left( \frac{438.84 \times 2.1}{2} - 438.84 \times 2.1 \right) + \frac{312.43 - 331.21}{2} \\ = -402.63 \text{ daN}$$

- Travée intermédiaire (2-3) :

$$T_4 = \left( \frac{q_u l_1}{2} - q_u \cdot x \right) + \frac{M_1 - M_2}{l_1} = \left( \frac{438.84 \times 3.25}{2} - 0 \right) + \frac{331.21 - 343.72}{2} = 206.86 \text{ daN}$$

$$T_5 = \left( \frac{q_u l_1}{2} - q_u \cdot x \right) + \frac{M_1 - M_2}{l_1} = \left( \frac{438.84 \times 3.25}{2} - 438.84 \times 3.25 \right) + \frac{331.21 - 343.72}{2} \\ = -719.37 \text{ daN}$$

- Travée intermédiaire (3-4) :

$$T_4 = \left( \frac{q_u l_1}{2} - q_u \cdot x \right) + \frac{M_1 - M_2}{l_1} = \left( \frac{438.84 \times 3.2}{2} - 0 \right) + \frac{343.72 - 262.02}{2} = 743.0 \text{ daN}$$

$$T_5 = \left( \frac{q_u l_1}{2} - q_u \cdot x \right) + \frac{M_1 - M_2}{l_1} = \left( \frac{438.84 \times 3.2}{2} - 438.84 \times 3.2 \right) + \frac{343.72 - 262.02}{2}$$

$$T_5 = -661.3 \text{ daN}$$

➤ Calcul de l'abscisse de  $M_i$  maximum ( $x_0$ ) :

$$x_0 = \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i \times q} + \frac{l_i}{2}$$

➤ Etat limite ultime (ELU) :

- Travée (1-2) :

$$x_0 = \frac{M_1 - M_2}{l_i \times q} + \frac{l_i}{2} = \frac{312.43 - 331.21}{2 \times 438.84} + \frac{3.075}{2} = 1.52 \text{ m}$$

- Travée (2-3) :

$$x_0 = \frac{M_2 - M_3}{l_i \times q} + \frac{l_i}{2} = \frac{331.21 - 343.72}{2 \times 438.84} + \frac{3.25}{2} = 1.61 \text{ m}$$

- **Travée (3-4) :**

$$x_0 = \frac{M_3 - M_4}{l_i \times q} + \frac{l_i}{2} = \frac{343.72 - 262.02}{2 \times 438.84} + \frac{3.2}{2} = 1.69 \text{ m}$$

- **Travée (4-5) :**

$$x_0 = \frac{M_4 - M_5}{l_i \times q} + \frac{l_i}{2} = \frac{262.02 - 145.72}{2 \times 438.84} + \frac{2.1}{2} = 1.18 \text{ m}$$

➤ **Etat limite service (ELS) :**

- **Travée (1-2) :**

$$x_0 = \frac{M_1 - M_2}{l_i \times q} + \frac{l_i}{2} = \frac{312.43 - 331.21}{2 \times 318.4} + \frac{3.075}{2} = 1.51 \text{ m}$$

- **Travée (2-3) :**

$$x_0 = \frac{M_2 - M_3}{l_i \times q} + \frac{l_i}{2} = \frac{331.21 - 343.72}{2 \times 318.4} + \frac{3.25}{2} = 1.61 \text{ m}$$

- **Travée (3-4) :**

$$x_0 = \frac{M_3 - M_4}{l_i \times q} + \frac{l_i}{2} = \frac{343.72 - 262.02}{2 \times 318.4} + \frac{3.2}{2} = 1.73 \text{ m}$$

- **Travée (4-5) :**

$$x_0 = \frac{M_4 - M_5}{l_i \times q} + \frac{l_i}{2} = \frac{262.02 - 145.72}{2 \times 318.4} + \frac{2.1}{2} = 1.23 \text{ m}$$

➤ **Moment fléchissant en travées :**

- ❖ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$➤ M(x_0) = \left( \frac{q_u l_i}{2} \cdot x_0 - \frac{q_u x_0^2}{2} \right) + \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i} \cdot x_0 - |M_i|$$

- **Travée (1-2) :**

$$M(1.52) = \left( \frac{438.84 \times 3.075}{2} \times 1.52 - \frac{438.84 \times 1.52^2}{2} \right) + \frac{312.43 - 331.21}{3.075} \times 1.52 - |312.43|$$

$$M(1.52) = 196.91 \text{ daN.m}$$

- **Travée (2-3) :**

$$M(1.61) = \left( \frac{438.84 \times 3.25}{2} \times 1.61 - \frac{438.84 \times 1.61^2}{2} \right) + \frac{331.21 - 343.72}{3.25} \times 1.61 - |331.21|$$

$$M(1.61) = 241.59 \text{ daN.m}$$

- **Travée (3-4) :**

$$M(1.69) = \left( \frac{438.84 \times 3.20}{2} \times 1.69 - \frac{438.84 \times 1.69^2}{2} \right) + \frac{343.72 - 262.02}{3.2} \times 1.69 - |343.72|$$

$$M(1.69) = 259.37 \text{ daN.m}$$

- **Travée (4-5) :**

$$M(1.18) = \left( \frac{438.84 \times 2.1}{2} \times 1.18 - \frac{438.84 \times 1.18^2}{2} \right) + \frac{262.02 - 145.72}{2.1} \times 1.18 - |262.02|$$

$$M(1.18) = 41.53 \text{ daN.m}$$

- ❖ **Etat limite service (ELS) :**

$$\triangleright M(x_0) = \left( \frac{q_s l_i}{2} \cdot x_0 - \frac{q_u x_0^2}{2} \right) + \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i} \cdot x_0 - |M_i|$$

- **Travée (1-2) :**

$$M(1.52) = \left( \frac{318.4 \times 3.075}{2} \times 1.52 - \frac{318.4 \times 1.52^2}{2} \right) + \frac{312.43 - 331.21}{3.075} \times 1.52 - |312.43|$$

$$M(1.52) = 54.56 \text{ daN.m}$$

- **Travée (2-3) :**

$$M(1.61) = \left( \frac{318.4 \times 3.25}{2} \times 1.61 - \frac{318.4 \times 1.61^2}{2} \right) + \frac{331.21 - 343.72}{3.25} \times 1.61 - |331.21|$$

$$M(1.61) = 82.94 \text{ daN.m}$$

- **Travée (3-4) :**

$$M(1.69) = \left( \frac{318.4 \times 3.20}{2} \times 1.69 - \frac{318.4 \times 1.69^2}{2} \right) + \frac{343.72 - 262.02}{3.2} \times 1.69 - |343.72|$$

$$M(1.69) = 105.31 \text{ daN.m}$$

- **Travée (4-5) :**

$$M(1.18) = \left( \frac{318.4 \times 2.1}{2} \times 1.18 - \frac{318.4 \times 1.18^2}{2} \right) + \frac{262.02 - 145.72}{2.1} \times 1.18 - |262.02|$$

$$M(1.18) = -23.54 \text{ daN.m}$$

**Tab III.1 :** tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts tranchant et l'abscisse(x<sub>0</sub>) :

		1	2	3	4	5	6
Moment Appuis [daN.m]	ELU	-322,68	-320,12	-322,74	-315,37	-399,66	-477,13
	ELS	-234,12	-232,26	-234,16	-228,81	-289,98	-346,18
T(x) [daN]	Tg	684,87	681,05	688,83	691,61	854,18	
	Td	-686,51	-679,36	-693,51	-635,88	-813,41	
X <sub>0</sub> [m]	ELU	1,56	1,55	1,57	1,58	1,95	
X <sub>0</sub> [m]	ELS	1,56	1,55	1,57	1,56	1,93	
Moment Travée [daN.m]	ELU	857,09	848,58	863,36	860,36	1230,98	
	ELS	621,86	615,69	626,41	624,18	893,11	

		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Moment Appuis [daN.m]	ELU	-292,24	-289,92	-292,29	-285,61	-361,96	-365,40	-299,98	-311,29	-52,76	-131,97
	ELS	-187,06	-185,57	-187,09	-182,82	-231,69	-276,60	-192,02	-199,26	-33,94	-84,47
T(x) [daN]	Tg	620,26	616,80	623,85	626,37	756,04	589,79	649,32	555,11	455,03	
	Td	-621,74	-615,27	-628,09	-575,89	-754,23	-632,34	-642,36	-716,70	-379,59	
X <sub>0</sub> [m]		1,56	1,55	1,57	1,55	1,93	1,47	1,63	1,47	1,11	
Moment Travée [daN.m]	ELU	671,47	663,76	677,91	662,19	971,70	705,01	720,39	628,68	279,02	
	ELS	496,86	491,93	500,50	498,69	713,57	382,10	341,37	292,25	112,23	

● **Remarque :**

De même calcul on obtient les résultats des autres types dans le tableau suivant.

**Tab III.2 :** tableau récapitulatif des sollicitations maximales dans les trois types de poutrelle :

Types	M <sub>max</sub> (travée) [daN.m]		M <sub>max</sub> (appuis) [daN.m]		efforts tranchants (max) [daN]
	ELU	ELS	ELU	ELS	
1	663.28	483.76	473.78	345.55	1131.80
2	615.91	449.21	568.53	414.66	1079.96
3	1092.63	799.55	591.91	429.05	1403.78

● **Remarque :**

Pour les calculs de ferrailage ; On prendra les valeurs des sollicitations maximales.

**III.1.5-Calcul de ferrailage :**

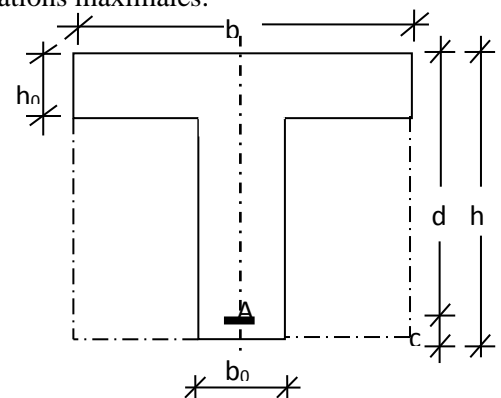
➤ En travée :

➤ **A/- Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_t^u = 1230.98 \text{ daN.m}$$

● **Vérification de l'étendue de la zone comprimée :**

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$



**Fig III.3 :** Section de calcul.

$$M_T = 14.17 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow M_T = 54412.8 \text{ N.m}$$

$M_t^u = 1230.98 \text{ N.m} < M_T = 54412.8 \text{ N.m} \Rightarrow$  La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considéré comme une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$ .

● **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12309.8}{14.17 \times 60 \times (18)^2} = 0.047$$

$$\mu = 0.047 < \mu_L = 0,392(\text{acier feE400}) \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1; \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.060$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,976$$

● **Détermination des armatures:**

$$\text{➤ } A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12309.8}{348 \times 0,976 \times 18} = 2.01 \text{ cm}^2.$$

● **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

● **Conclusion :**

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 2.01 \text{ cm}^2$$

● **Choix des armatures :**

$$3T10 \rightarrow A_t^u = 2.36 \text{ cm}^2$$

➤ **B/- Etat limite de service (ELS) :**

$$M_t^{\text{ser}} = 893.11 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire avec  $A_t^u$
- Acier FeE400

$$\Rightarrow \text{si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ et } \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{1230.98}{893.11} = 1.38$$

$$\alpha = 0,060 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44 \Rightarrow \sigma_b = 14.17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

● **Conclusion :**

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \text{ et}$$

Fusuration peu nuisible (aucun)

Les armatures calculées à l'état limite ultime seront maintenues pour l'état limite de service

➤ En appuis :

➤ A/- Etat limite ultime (ELU) :

- $M_a^u = -477.13 \text{ daN.m}$
- $M_a^u < 0 \Rightarrow$  La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions  $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$ .

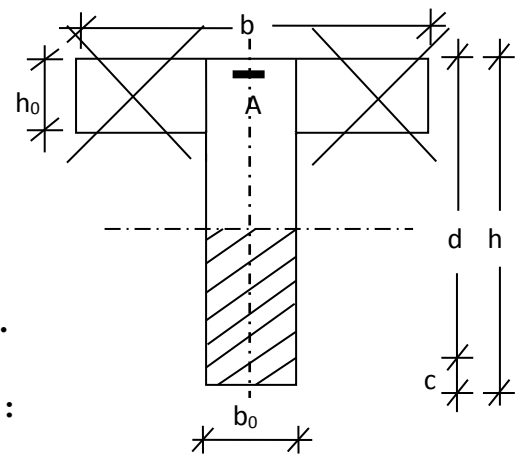


Fig III.4 : Section de calcul.

● Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4771.3}{14.17 \times 12 \times 18^2} = 0.087$$

$$\mu = 0,087 < \mu_L = 0,392(\text{acier feE400}) \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1; \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

➤  $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,114$

➤  $\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,954$

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4771.3}{348 \times 0.954 \times 18} = 0.798 \text{ cm}^2$$

● Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

● Conclusion :

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_a^u = 0.798 \text{ cm}^2.$$

● Choix des armatures :

1T12 →  $A_u = 1.13 \text{ cm}^2$

➤ B/- Etat limite de service (ELS) :

$$M_a^{\text{ser}} = -346.18 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire avec  $A' = 0 \Rightarrow$  si  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  et  $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Acier FeE400

➤  $\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{477.13}{346.18} = 1.38$

➤  $\alpha = 0.114 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44 \Rightarrow \sigma_b = 14.17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

● Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \text{ et}$$

Fusuration peu nuisible (aucun)

Les armatures calculées à l'état limite ultime seront maintenues pour l'état limite de service

➤ Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{\max} = 854.18 \text{ daN}$$

● **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :  $a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 \Rightarrow a = 16.2 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = 8541.8 \text{ N} < 0,267 \times 16.2 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 129762 \text{ N}$$

**Donc :** il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

● **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :**

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_l = 2.36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[ 8541.8 + \frac{4771.3}{16,2} \right] \times 10^{-2} = 0.25 \text{ cm}^2$$

Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales.

● **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{8541.8}{12 \times 18 \times 10^2} = 0,40 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :  $\bar{\tau}_u = \min[0,13f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$

$\tau = 0,65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

● **Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  :**

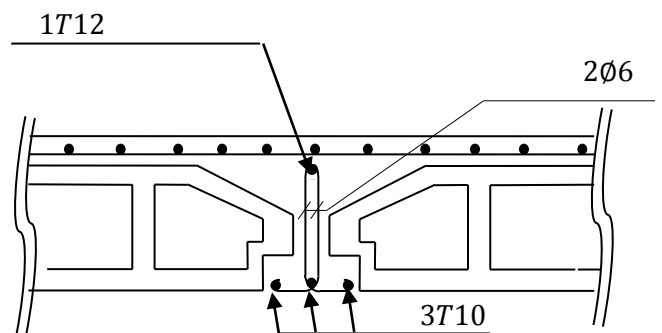
➤ **a/-Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{l \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right) = 0,57 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi_t = 6 \text{ mm}$  de nuance d'acier

$$\text{FeE235} \Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$



**Fig III.5 : coupe transversale sur poutrelle**

➤ **b/- L'espaceur des armatures transversales :**

$\delta_t$ : l'espaceur des armatures transversales.

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot k}{0,8 \cdot f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [B. A. E. L. 91/A. 5.1.23]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,57 \times 0,80 \times 235}{12 \times (0,40 - 0,3 \times 2.1)} = 38.83 \text{ cm}$$

➤  $\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(16,2 ; 40) \Rightarrow \delta_{t2} = 16,2 \text{ cm}$  [B. A. E. L. 91/A. 5. 1. 22]

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0,4} \Rightarrow \delta_{t3} \leq \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 12} = 27 \text{ cm} \quad [B. A. E. L. 91/A. 5.1.22]$$

$$\delta_t = \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16,2 \text{ cm}$$

● **Conclusion :**

On adopte un espacement entre les armatures transversales  $\delta_t = 15 \text{ cm}$ .

**III.2 Vérification de flèche :**

La vérification de flèche se fait à état limite de service [C.B.A. 93 B 6.5.2 annexe D]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

● **Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{l} = 0,05 < \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

● **Conclusion :**

Une des trois conditions n'est pas vérifiée  $\Rightarrow$  le calcul de flèche est nécessaire.

$$\text{On doit vérifier que : } \Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta f_{t_{max}}$$

$f_{gv}, f_{gi}$  : Flèches dues aux charges  $g$  ;

$f_{ji}$  : Flèche due aux charges  $j$  ;

$f_{pi}$  : Flèche due aux charges  $p$  ;

$G$  : Charge permanente après mise en place des cloisons  $G=387,6 \text{ daN/ml}$

$J$  : charge permanente avant mise en place des cloisons,  $j=387,6 \text{ daN/m}$

$P$  : charge total ;  $P=G+Q=447,6 \text{ daN/m}^2$

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

$$q_{sj} = q_{sg} = \frac{2}{3} \times 646 \times 0,6 = 258,4 \text{ daN/ml} \quad (\text{Plancher terrasse})$$

$$q_{sp} = \left( \frac{2}{3} \times 646 + 100 \right) \times 0,6 = 318,4 \text{ daN/m}^2$$

● **Appuis de rive :**

$$M_{aj} = M_{ag} = -\frac{q_{sg} \times l_d^2}{8,5} = -\frac{258,4 \times 3,04^2}{8,5} = -280,95 \text{ daN.m}$$

$$M_{ap} = -\frac{q_{sp} \times l_d^2}{8,5} = -\frac{318,4 \times 3,04^2}{8,5} = -346,18 \text{ daN.m}$$

● **Appuis intermédiaires:**

$$M_{bj} = M_{bg} = -\frac{q_{sg} \times l_g^3 + q_{sg} \times l_d^3}{8,5(l_g + l_d)} = -\frac{258,4 \times (3,04^3 + 2,42^3)}{8,5(3,04 + 2,42)} = -235,33 \text{ daN.m}$$

$$M_{bp} = -\frac{q_{sp} \times l_g^2 + q_{sp} \times l_d^3}{8,5(l_g + l_d)} = -\frac{318.4 \times (3.04^3 + 2.42^3)}{8,5(3.04 + 2.42)} = -289.98 \text{ daN.m}$$

➤ **Calcul de l'abscisse de  $M_t$  maximum ( $x_0$ ) :**

$$x_j = x_g = \frac{M_1 - M_2}{g \times l_1} + \frac{l_1}{2} = \frac{262.02 - 145.72}{387.6 \times 3.8} + \frac{3.8}{2} = 1.98 \text{ m}$$

$$x_p = \frac{M_1 - M_2}{p \times l_1} + \frac{l_1}{2} = \frac{262.02 - 145.72}{447.6 \times 3.8} + \frac{3.8}{2} = 1.97 \text{ m}$$

➤ **Moment fléchissant en travée :**

$$M_t^g = M_t^j = \left( \frac{j \times l_a}{2} \times x_j - \frac{j \times x_j^2}{2} \right) + \frac{M_{aj} + M_{bj}}{l_a} \times x_j - |M_{aj}| = 206.49 \text{ daN.m}$$

$$M_t^p = \left( \frac{p \times l_a}{2} \times x_p - \frac{p \times x_p^2}{2} \right) + \frac{M_{ap} + M_{bp}}{l_a} \times x_p - |M_{ap}| = 254.82 \text{ daN.m}$$

De la même manière pour les autres travées les résultats des moments en appuis et en travées et l'abscisse sont donnés dans le tableau suivant :

**Tab III.3 :** tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts tranchants et l'abscisse( $x_0$ ) :

Appuis	Moment en appuis [daN.m]		Travée	X <sub>0</sub> L'abscisse de M <sub>tmax</sub> [cm]		Moment Travées [daN.m]	
	<i>g = j</i>	<i>p</i>		<i>g = j</i>	<i>p</i>	<i>g = j</i>	<i>p</i>
<b>A</b>	- 73.61	- 91.68	<i>AB</i>	0.89	0.88	72.35	75.29
<b>B</b>	- 152.55	- 190	<i>BC</i>	1.6	1.61	322.83	361.29
<b>C</b>	- 200.4	- 249.59	<i>CD</i>	1.63	1.63	288.75	318.81
<b>D</b>	-220.27	-174.35	<i>DE</i>	1.68	1.7	313.04	341.65
<b>E</b>	-344.48	-429.05	<i>EF</i>	2.4	2.4	711.33	799.55
<b>F</b>	-344.48	-429.05	<i>FG</i>	1.92	1.9	313.04	341.56
<b>G</b>	-220.27	-174.35	<i>GH</i>	1.67	1.67	288.75	318.81
<b>H</b>	-200.4	-249.59	<i>HJ</i>	1.7	1.69	322.83	361.29
<b>I</b>	-152.55	-190	<i>JI</i>	1.13	1.12	72.35	75.29
<b>J</b>	-73.61	-91.68					

➤ **Calcul du module de déformation longitudinale :**

- **Module de déformation instantanée :  $E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$**
- **Module de déformation différée :  $E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$**

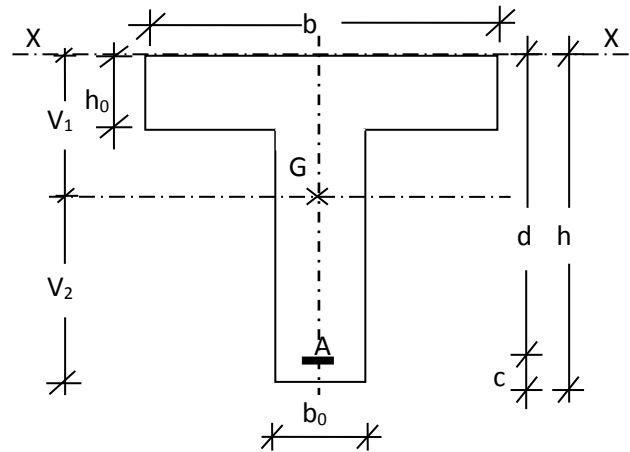
➤ **Calcul de moment d'inertie fictive :**

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

$I_0$  : moment d'inertie de la section

homogène par rapport à un axe passant

par son centre de gravité.



**FigIII.6:** Coordonnées de centre de gravité et moment d'inertie de la section homogène

$$v_1 = \frac{b \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + b_0 \times (h - h_0) \times [\frac{(h-h_0)}{2} + h_0] + n \times A \times d}{b \times h_0 + b_0 \times (h - h_0) + n \times A}$$

$$v_1 = \frac{60 \times 4 \times 2 + 12 \times 16 \times 12 + 15 \times 2.36 \times 18}{60 \times 4 + 12 \times 16 + 15 \times 2.36} = 7.32cm$$

$$v_2 = h - v_1 = 20 - 7.32 = 12.68cm$$

$$I_0 = \frac{bV_1^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (v_1 - h_0)^3}{3} + b_0 \times \frac{v_2^3}{3} + n \times A(d - v_1)^2$$

$$I_0 = \frac{60 \times 7.32^3}{3} - \frac{(60 - 12) \times (7.32 - 4)^3}{3} + 12 \times \frac{12.68^3}{3} + 15 \times 2.36(18 - 7.32)^2$$

$$I_0 = 19451.65cm^4$$

➤ **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations:**

$$\sigma_s = \frac{M^s}{A \times \beta_1 \times d}$$

Avec :

$\sigma_s$ : contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{2.36}{12 \times 18} = 1.093 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0.856$$

$\rho$ : le pourcentage ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

$$\sigma_s^j = \sigma_s^g = \frac{M_t^g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{2064.9}{2.36 \times 0.856 \times 18} = 56.79MPa$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{2548.2}{2.36 \times 0.856 \times 18} = 70.02MPa$$

▪ **Calcul de  $\mu_g$ ,  $\mu_j$  et  $\mu_p$ :**

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + ft_{28}} \quad \text{avec } ft_{28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = \mu_g = 1 - \frac{1,75 \cdot ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_s^g + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2.1}{4 \times 0.01093 \times 56.79 + 2.1} = 0.2$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \cdot ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_s^p + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2.1}{4 \times 0.01093 \times 70.02 + 2.1} = 0.29$$

● **Calcul des moments d'inerties fictives :**  $I_f = \frac{1,1I_0}{1+\lambda \times \mu}$

Avec :  $I_f$ : moment d'inertie fictif.  
 $\lambda_i$ : pour les déformations instantanées.  
 $\lambda_v$ : pour les déformations de long durée.

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot ft_{28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0,05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0.0109} = 3.71$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot ft_{28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0,02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0.0109} = 1.48$$

$$I_{fg}^i = I_{fg}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19452}{1 + (3.71 \times 0.2)} = 12283 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19452}{1 + (1.48 \times 0.2)} = 16510 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 19452}{1 + (3.71 \times 0.29)} = 10307 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des flèches partielles :**

$$f_g^v = \frac{M_{ig}^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{2064.9 \times 3.8^2 \times 10^4}{10 \times 10818.87 \times 16510} = 0.17 \text{ cm}$$

$$f_j^i = f_g^i = \frac{M_{ig}^s \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{2064.9 \times 3.8^2 \times 10^4}{10 \times 32164.20 \times 12283} = 0.08 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_{ip}^s \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{2548.2 \times 3.8^2 \times 10^4}{10 \times 32164.20 \times 10307} = 0.11 \text{ cm}$$

➤ **Flèche totale :**

$$\Delta_{ft} = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) = (0.17 - 0.08) + (0.11 - 0.08)$$

$$\Delta_{ft} = 0.12 \text{ cm}$$

➤ **Flèche admissible :**

$$L_x \leq 500 \text{ cm} \rightarrow \Delta_{ftmax} = \frac{L_x}{500}$$

$$\Delta_{ftmax} = \frac{380}{500} = 0.76 \text{ m}$$

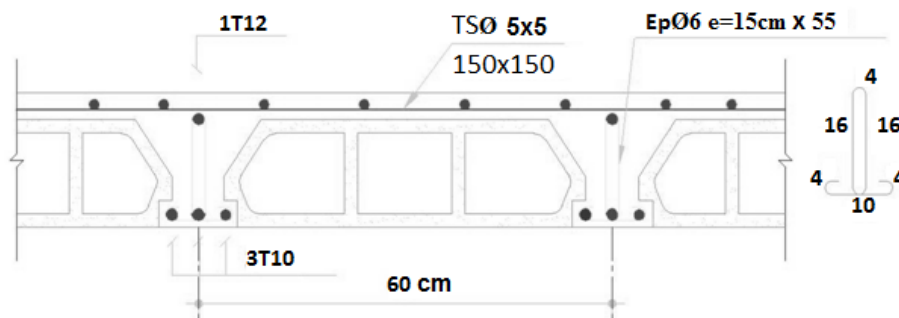
Donc :  $\Delta_{ft} = 0.12 \text{ cm} < \Delta_{ftmax} = 0.76 \text{ cm}$

● **Conclusion :La flèche est vérifiée.**

Et pour les autres planchers les sollicitations maximales et les armatures sont dans le tableau suivant :

**Tab III. 4 :** tableau récapitulatif des moments fléchissant, effort tranchants et le ferrailage.

			RDC	1 <sup>er</sup> jusqu'à 5 <sup>ème</sup> Etages	TERRASSE
<b>appuis</b>	Moment max [daN.m]	ELU	-687.05	-513.86	-591.91
		ELS	-485.43	-370.92	-429.5
	Ferrailage	Calculé	$A = 1.18 \text{ cm}^2$	$A = 0.86 \text{ cm}^2$	$A = 0.93 \text{ cm}^2$
		Choisie	$1T12 \rightarrow A = 1.13 \text{ cm}^2$	$1T12 \rightarrow A = 1.13 \text{ cm}^2$	$1T12 \rightarrow A = 1.13 \text{ cm}^2$
<b>Travées</b>	Moment max [daN.m]	ELU	1094.69	599.5	1092.63
		ELS	786.34	432.73	799.55
	Ferrailage	Calculé	$A = 1.78 \text{ cm}^2$	$A = 0.97 \text{ cm}^2$	$A = 1.64 \text{ cm}^2$
		Choisie	$3T10 \rightarrow A = 2.36 \text{ cm}^2$	$3T10 \rightarrow A = 2.36 \text{ cm}^2$	$3T10 \rightarrow A = 2.36 \text{ cm}^2$
Effort tranchant max [daN.m]			1484.78	976.1	1403.78
Espacement [cm]			15	15	15



**FigIII.7:** Schéma de ferrailage des poutrelles.

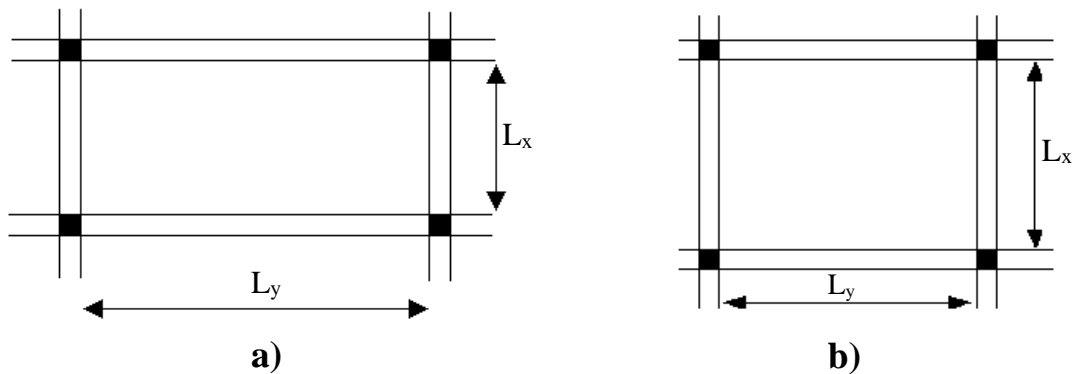
**III.3 Plancher à dalle pleine :**

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires de dimensions  $L_x$  et  $L_y$  ( $L_x \leq L_y$ ) et d'épaisseur  $h_d$  dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur le contour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyée sur le contour).

**III.3.1 Méthode de calcul**

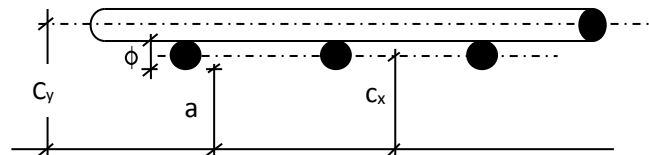
La méthode de calcul dépend du rapport  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

- Pour  $\rho < 0.4$  ; la dalle porte dans un seul sens (**Fig.a**)
- Pour  $0,4 \leq \rho \leq 1$  ; la dalle porte suivant deux directions (**Fig.b**).



**Fig.III.8:** Dimensions d'un panneau de dalle.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. [B.A.E.L.91].



**Fig III.9 :**Enrobage.

$$\phi_{max} \leq \frac{h_d}{10} \quad \text{avec } h_d = 15cm \Rightarrow \phi_{max} \leq \frac{15}{10} = 1.5cm$$

On prendra  $\phi = 10mm$

➤ **Calcul de l'enrobage :**

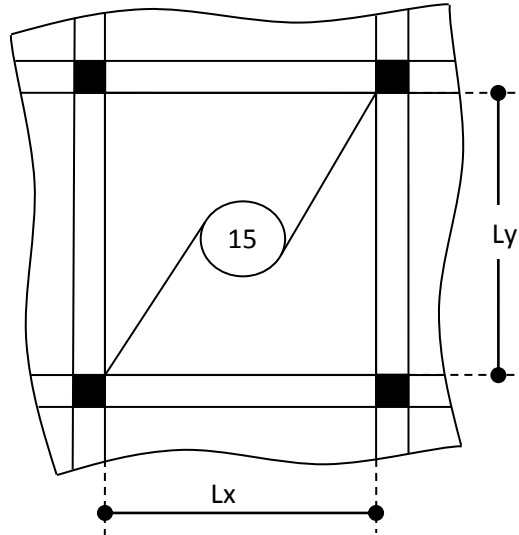
La fissuration est considérée comme peu nuisible  $\Rightarrow a = 1cm$

$$\begin{cases} c_x = a + \frac{\phi}{2} \\ c_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} c_x = 10 + \frac{10}{2} = 15mm \\ c_y = 10 + 10 + \frac{10}{2} = 25mm \end{cases}$$

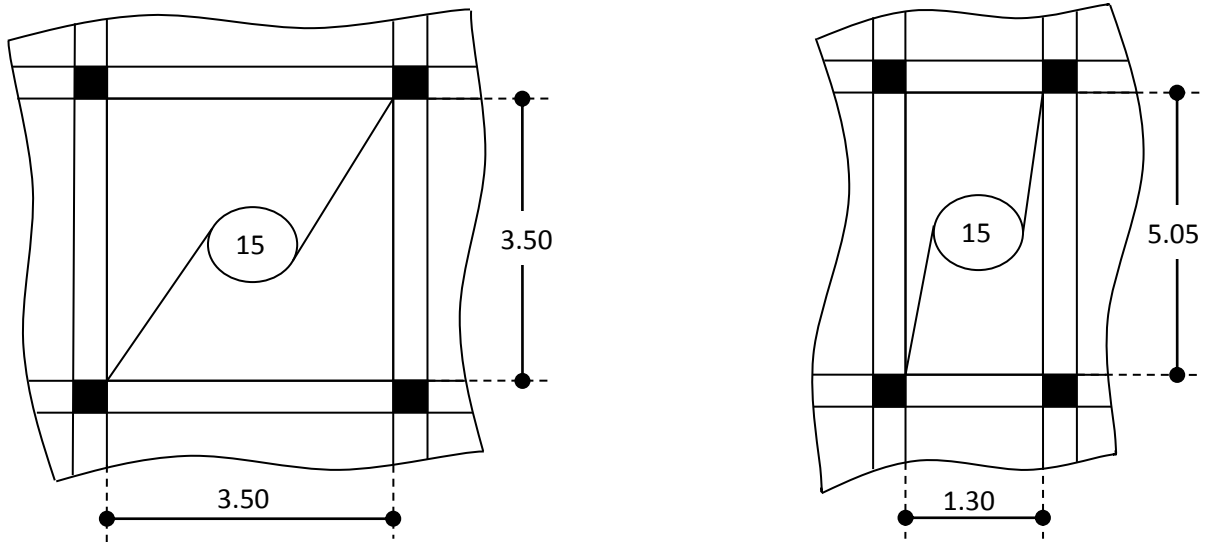
**Hauteurs utiles :**

$$d_x = h_d - c_x \Rightarrow d_x = 15 - 1.5 = 13.5 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - c_y \Rightarrow d_y = 15 - 2.5 = 12.5 \text{ cm}$$

**Fig.III.10:** dimensions d'un panneau de dalle.

Pour les panneaux a dalle pleine on a un type à etudier ; qu'il est représenté dans la figure suivante :

**Type****Fig.III.11:** dimension de type de panneau de dalle.**Panneau de dalle :**

$$\begin{cases} L_x = 3.50m \\ L_y = 3.50m \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \alpha = \frac{3.50}{3.50} = 1$$

$0.4 \leq \alpha = 1 \leq 1 \rightarrow$  La dalle portant dans les deux sens

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Etage courant et RDC : } G = 581 \text{ daN/m}^2 \text{ et } Q = 250 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

Le calcul se fera pour le plancher haut de RDC : (le plus sollicité)

**III.3.2 Combinaisons fondamentales :**

Le calcul se fera pour une bande de largeur unité  $b=1 \text{ m}$  [C. B. A. 93].

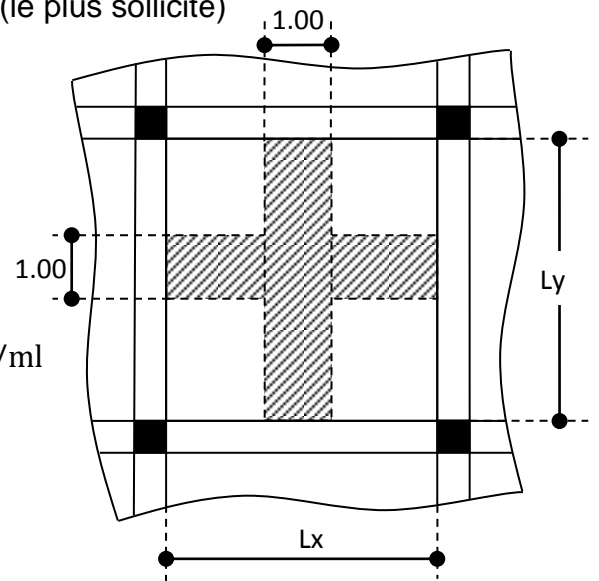
❖ **Etat limite ultime :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times l$$

$$q_u = (1.35 \times 581 + 1.5 \times 250) \times 1 = 1159.35 \text{ daN/ml}$$

❖ **Etat limite de service :**

$$q_s = (G + Q) \times l = (581 + 250) \times 1 = 831 \text{ daN/ml}$$



➤ **calcul des moments fléchissant :**

**Dalle portant suivant deux sens :**

$$\left\{ \begin{array}{ll} M_x = \mu_x \times q l_x^2 \text{ sens X} \\ M_y = \mu_y \times M_{0x} & \text{sens Y} \end{array} \right.$$

Tab.III.5 : valeur approchée des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  [art 2.1.2 B.A.E.L.91] :

Calculs	$\mu_x$	$\mu_y$
Sollicitations à l'E.L.U et à E.L.S.	$\frac{1}{8(1 + 2.4 \times \alpha^3)}$	$\alpha^3 [1.9 - 0.9\alpha] \geq \frac{1}{4}$
Déformations à l'E.L.S.	$\frac{1}{8(1 + 2 \times \alpha^3)}$	$\alpha^2 [1 + \frac{3}{2}(1 - \alpha)^2] \geq \frac{1}{4}$

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2.4 \times \alpha^3)} = \frac{1}{8(1 + 2.4 \times 1^3)} = 0.037$$

$$\mu_y = \alpha^3 \times (1.9 - 0.9 \times \alpha) = 1^3 \times [1.9 - 0.9 \times 1] = 1 > \frac{1}{4}$$

❖ **État limite ultime :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^u = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.037 \times 1159.35 \times 3.5^2 = 525.48 \text{ daN.m} \\ M_y^u = \mu_y \times M_x = 1 \times 525.48 = 525.48 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

❖ **Etat limite de service :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^{ser} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.037 \times 831 \times 3.5^2 = 376.65 \text{ daN.m} \\ M_y^{ser} = \mu_y \times M_x = 1 \times 376.65 = 376.65 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Moment en travée :**

❖ **Etat limite ultime :**

$$\begin{cases} M_{tx}^u = 0.85 M_{tx}^u = 0.85 \times 525.48 \\ M_{ty}^u = 0.85 M_{ty}^u = 0.85 \times 525.48 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx}^u = 446.36 \text{ daN.m} \\ M_{ty}^u = 446.36 \text{ daN.m} \end{cases}$$

❖ **Etat limite service :**

$$\begin{cases} M_{tx}^s = 0.85 M_{tx}^s = 0.85 \times 376.65 \\ M_{ty}^s = 0.85 M_{ty}^s = 0.85 \times 376.65 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx}^s = 320.15 \text{ daN.m} \\ M_{ty}^s = 320.15 \text{ daN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en appuis :**

❖ **Etat limite ultime :**

$$\begin{cases} M_{ax}^u = -0.5 M_x^u = -0.5 \times 525.48 \\ M_{ay}^u = -0.3 M_y^u = -0.3 \times 525.48 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ax}^u = -262.74 \text{ daN.m} \\ M_{ay}^u = -157.64 \text{ daN.m} \end{cases}$$

❖ **Etat limite service :**

$$\begin{cases} M_{ax}^s = -0.5 M_x^s = -0.5 \times 376.65 \\ M_{ay}^s = -0.3 M_y^s = -0.3 \times 376.65 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ax}^s = -188.33 \text{ daN.m} \\ M_{ay}^s = -113 \text{ daN.m} \end{cases}$$

**III.3.3 Calcul de ferrailage :**

**A/-Sens X-X :**

**A.1/- en travée :**

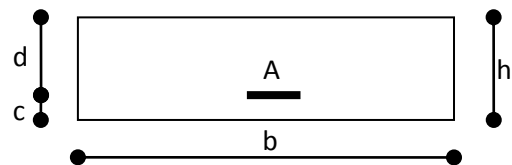


Fig III.12: section de calcul

**III.3.3.1.1.1 a/-Etat limite ultime :**

$$M_{tx}^u = 446.36 \text{ daN.m}$$

● **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4463.6}{14.17 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.017$$

$$\mu = 0.017 < \mu_L = 0,392 \left( \frac{\sigma_s}{f_{eE400}} \right) \rightarrow \checkmark \text{ et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.021$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,992$$

● **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4463.6}{348 \times 0,992 \times 13.5} = 0.86 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

● **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times d$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 13.5 = 1.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

● **Conclusion :**

$$A_{tx} = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \rightarrow A_{tx} = 1.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

● **Choix des armatures:**

4T10/ml →  $A_{tx} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T10 →  $e=25 \text{ cm}$ )

**III.3.3.1.1.2 b/- Etat limite de service (ELS) :**

$M_{tx}^s = 320.15 \text{ daN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } \acute{A} \Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right.$$

$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{4463.6}{3201.5} = 1.39$

$\alpha = 0,021 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 \Rightarrow \sigma_b = 14.17 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$   
 $-\sigma_b < \bar{\sigma}_b$

-Fissuration peu nuisible  
 (aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

⇒ Le ferrailage calculé à l'état limite ultime convient pour l'état limite de service.

**A.2/-En appuis :**

**a/- Etat limite ultime (ELU) :**

➤  $M_{ax}^u = -262.74 \text{ daN.m}$

● **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2627.4}{14.17 \times 100 \times 13.5^2} = 0,010$

$\mu = 0,010 < \mu_L = 0,392 \left( \begin{array}{c} \text{acier} \\ \text{feE400} \end{array} \right) \rightarrow \acute{A} \neq \text{ et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

➤  $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,013$

➤  $\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,995$

$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{2627.4}{348 \times 0.995 \times 13.5} = 0.56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

● **Condition de non fragilité :**

$A_{min} = 0.0008 \times b \times d$

$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 13.5 = 1.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$

● **Conclusion :**

$A_{ax}^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \rightarrow A_{ax}^u = 1.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$

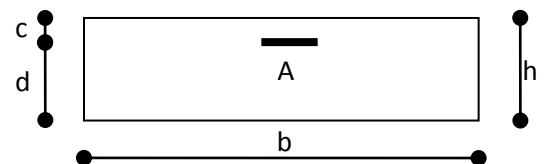


Fig III.13 : section de calcul

● **Choix des armatures :**

4T10/ml →  $A_{ax} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T10 →  $e=25 \text{ cm}$ )

III.3.3.1.1.3 b/-Etat limite de service (ELS) :

$M_{ax}^s = -188.33 \text{ daN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } \acute{A} \Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right.$$

$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^s} = \frac{262.74}{188.33} = 1.395$

$\alpha = 0.013 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.448 \Rightarrow \sigma_b = 14.17 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$-6b < \bar{\sigma}_b$   
 - Fissuration peu nuisible  
 (aucune vérification pour  $\sigma_s$ ) } ⇒ Le ferrailage calculé à l'état limite ultime convient pour l'état limite de service.

**B/-Sens y-y :**

**B.1/- en travée :**

**a/-Etat limite ultime :**

$M_{ty}^u = 446.36 \text{ daN.m}$

● **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4463.6}{14.17 \times 100 \times (12.5)^2} = 0.020$

$\mu = 0.020 < \mu_L = 0.392 \left( \frac{\text{acier}}{f_{eE400}} \right) \rightarrow \acute{A} \cancel{\#} \text{ et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.064$

$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.974$

● **Détermination des armatures :**

$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4463.6}{348 \times 0.974 \times 12.5} = 1.05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

● **Condition de non fragilité :**

$A_{\min} = 0.0008 \times b \times d$

$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 12.5 = 1.00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

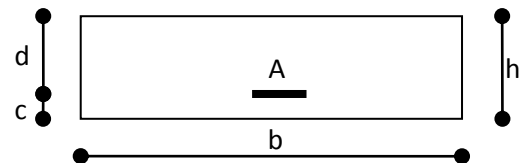


Fig III.14 : section de calcul

● **Conclusion :**

$$A_{ty}^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \rightarrow A_{ty}^u = 1.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

● **Choix des armatures:**

$$4T10/\text{ml} \rightarrow A_{ty} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \rightarrow e=25 \text{ cm})$$

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

$$M_{ty}^s = 320.15 \text{ daN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } \bar{A} \Rightarrow \alpha^2 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right.$$

$$\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s} = \frac{446.36}{320.15} = 1.39$$

$$\alpha = 0,064 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,445 \Rightarrow \sigma_b = 14.17 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} -\sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \text{-- Fissuration peu nuisible} \\ \text{(aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Le ferrailage calculé à l'état limite ultime convient pour l'état limite de service.}$$

**B.2/-en appuis :**

**a/- Etat limite ultime (ELU) :**

➤  $M_{ay}^u = -157.64 \text{ daN.m}$

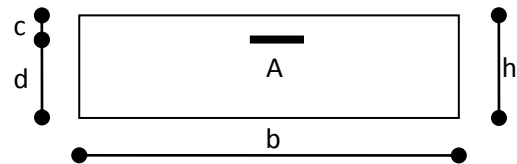


Fig III.15 : section de calcul

● **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1576.4}{14.17 \times 100 \times 12.5^2} = 0,007$$

$$\mu = 0,007 < \mu_L = 0,392 \left( \frac{\text{acier}}{\text{feE400}} \right) \rightarrow \bar{A} \neq \bar{A} \text{ et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

➤  $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,008$

➤  $\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,997$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1576.4}{348 \times 0,993 \times 12.5} = 0,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

● **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times d$$

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 12.5 = 1.00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

● **Conclusion :**

$$A_{ay} = \max(A_{cal}; A_{min}) \rightarrow A_{ay} = 1.00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

● **Choix des armatures :**

$$4T10/\text{ml} \rightarrow A_{ty} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \rightarrow e=25 \text{ cm})$$

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

$$M_{ay}^s = -113 \text{ daN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } \hat{A} \Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right.$$

$$\gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^s} = \frac{157.64}{113} = 1.395$$

$$\alpha = 0.008 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.448 \Rightarrow \sigma_b = 14.17 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} - \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ - \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Le ferrailage calculé à l'état limite ultime convient pour l'état limite de service.}$$

**III.3.4 Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$T_{ux}^{max} = \frac{q_u \times l_x}{2} = \frac{1159.35 \times 3.5}{2}$$

$$T_{ux}^{max} = 2028.86 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{max}}{b \times d} = \frac{2028.86 \times 10}{100 \times 13.5 \times 100} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\triangleright \left\{ \begin{array}{l} \tau_u = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage.} \end{array} \right.$$

➤

● **Conclusion :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### III.3.5 Vérification de la flèche :

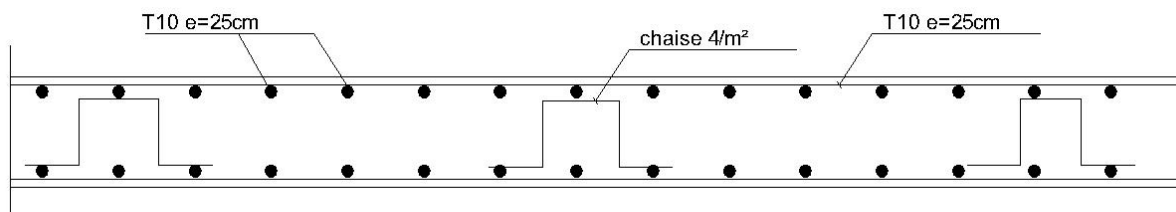
- vérifications si le calcul de la flèche est nécessaire : [B.A.E.L 91/B.7.5]

$$\frac{h_d}{l_x} > \frac{M_t}{20M_x} \Rightarrow \frac{h_d}{l_x} = 0.0429 > \frac{M_t}{20M_x} = 0.0425 \Rightarrow \text{Conduction vérifiée}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{A}{b \times d} = 0.0023 \leq \frac{2}{f_e} = 0.0050 \Rightarrow \text{Conduction vérifiée}$$

- **Conclusion :**

Les deux conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



**FigIII.16 :** Schéma de ferrailage de la dalle pleine.

# **CHAPITRE IV**

**ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTUREAUX**

**IV .ETUDES DES ELEMENTES NON STRUCTUREAUX**

**IV.1/-Etudes des escaliers:**

**IV.1.1/-pré-dimensionnement :**

**1/-Calcul de nombre des marches :**

Deux types de cage d’escalier sont à distinguer ; à cause de la différence de hauteur des étages, à savoir :

Premier type : c’est l’escalier parcourant les niveaux du RDC et premier étage d’une hauteur de **3.23m**.

h : hauteur de contre marche ;

H : hauteur de demi-étage ;

g : largeur de la marche ;

n : nombre de marches ;

n-1 : nombre de marches et

L : projection horizontale de la longueur total de volée.

On prendra deux volé

- **La hauteur de volé 1 H<sub>1</sub> = 153**

- **La hauteur de volé 2 H<sub>2</sub> = 170**

he = H<sub>1</sub> + H<sub>2</sub>

➤ **volé 1 :**

H<sub>1</sub> = 170 cm, on prendra h = 17 cm

$$n = \frac{H_1}{h} = \frac{170}{17} = 10$$

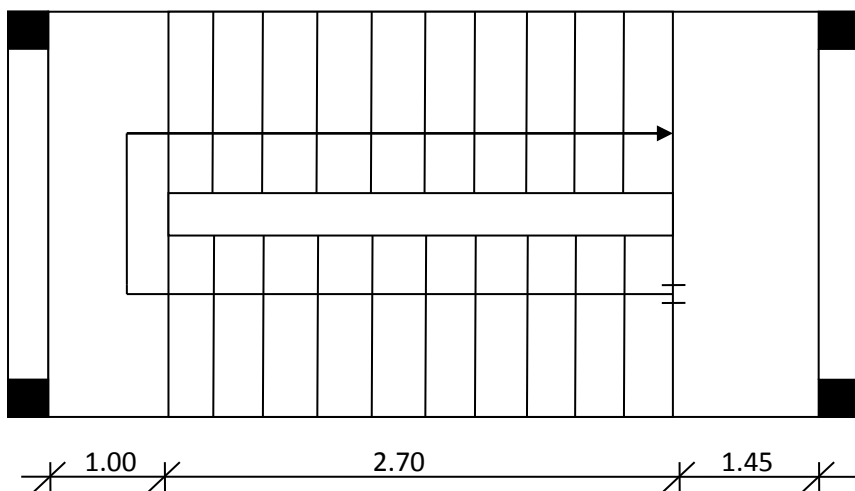
n - 1 = 9 marches

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{270}{9} = 30$$

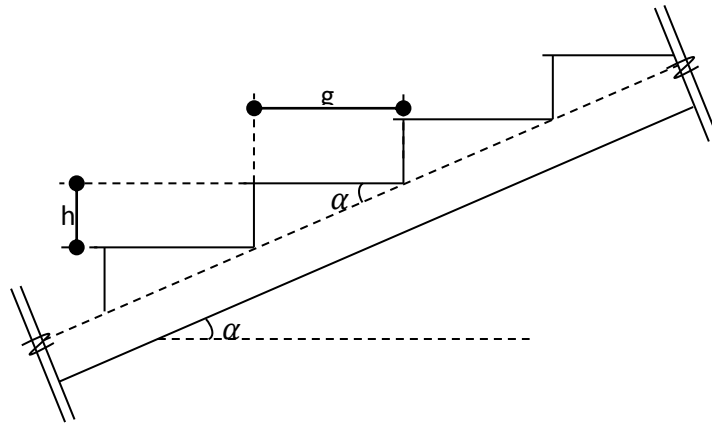
On appliquant la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} < 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$



**figIV.1.1 : vue en plan de l’escalier type 1.**



L'inclinaison de la pailleasse :  $\text{tga} = \frac{h}{g} \Rightarrow \alpha = \text{arctg}\left(\frac{h}{g}\right) = \text{arctg}\left(\frac{17}{30}\right) = 29.54^\circ$ .

La longueur de la pailleasse est :  $L = \frac{1.7}{\sin\alpha} = 3.45 \text{ m}$ .

➤ **volé2 :**

$H_2 = 153 \text{ cm}$ , on prendra  $h = 17 \text{ cm}$

$$n = \frac{H_2}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

$n - 1 = 8 \text{ marches}$

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{240}{9} = 30$$

On appliquant la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

$59 \text{ cm} < 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

L'inclinaison de la pailleasse :  $\text{tga} = \frac{h}{g} \Rightarrow \alpha = \text{arctg}\left(\frac{h}{g}\right) = \text{arctg}\left(\frac{17}{30}\right) = 29.54^\circ$ .

La longueur de la pailleasse est :  $L = \frac{1.53}{\sin\alpha} = 3.10 \text{ m}$ .

**2/-Détermination de l'épaisseur de la pailleasse :**

La volée de l'escalier est assimilée à une dalle simplement appuyée des deux cotés.

Suivent la condition de flexibilité et de rigidité :

➤ **volé 1 :**

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} ; \text{avec } L = 345 \text{ cm}$$

$$11.5 \text{ cm} < e < 17.25 \text{ cm}$$

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

**IV.1.2/-Descente de charge :**

1/- volée:

❖ **charges permanentes :**

1.Revêtement horizontal (carrelage + mortier de pose + sable) ... ..104 daN/m<sup>2</sup>

- 2. Revêtement vertical  $\left(104 \times \frac{h}{g}\right)$  .....58.93 daN/m<sup>2</sup>
- 3. Poids propre des marches  $\left(2200 \times \frac{h}{2}\right)$  .....187 daN/m<sup>2</sup>
- 4. Poids propre de la paillasse  $\left(2500 \times \frac{ep}{\cos(29.54)}\right)$  .....431 daN/m<sup>2</sup>
- 5. Enduit au ciment  $\left(18 \times \frac{1,5}{\cos(29.54)}\right)$  .....31.03 daN/m<sup>2</sup>

**G=812.72 daN/m<sup>2</sup>**

❖ **Surcharge d'exploitation :**

Locaux a usage commercial : pour la circulation **Q=250 daN/m<sup>2</sup>**

❖ **Combinaisons fondamentales :**

Pour une bande de largeur unité b=1 m

❖ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$qu = (1,35G + 1,5P) \times 1$$

$$qu = (1,35 \times 812,72 + 1,5 \times 250) \times 1 = 1472,17 \text{ daN/ml}$$

❖ **Etat limite de service (ELS) :**

$$qs = (G + P) \times 1$$

$$qs = (812,72 + 250) \times 1 = 1062,72 \text{ daN/ml}$$

2/- palier

❖ **charge permanentes :**

- 1. Revêtement horizontal (carrelage + mortier de pose = sable) ..... 104 daN/m<sup>2</sup>
- 2. Poids propre du palier (ep = 15cm) .....375 daN/m<sup>2</sup>
- 3. Enduit au ciment (18x1.5) ..... 27 daN/m<sup>2</sup>

**G=506 daN/m<sup>2</sup>**

❖ **Surcharge d'exploitation :**

Locaux a usage commercial : pour la circulation **Q=250 daN/m<sup>2</sup>**

❖ **Combinaisons fondamentales :**

Pour une bande de largeur unité b=1 m

❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$qu = (1,35G + 1,5P) \times 1$$

$$qu = (1,35 \times 506 + 1,5 \times 250) \times 1 = 1058.1 \text{ daN/m}^2$$

❖ **Etat limite de service (E L S) :**

$$qs = (G + P) \times 1$$

$$qs = (506 + 250) \times 1 = 756 \text{ daN/m}^2$$

**IV.1.3/-Calcul de ferrillage:**

1/- Détermination des moments fléchissant et des efforts tranchant :-

**A/-Volé 1**

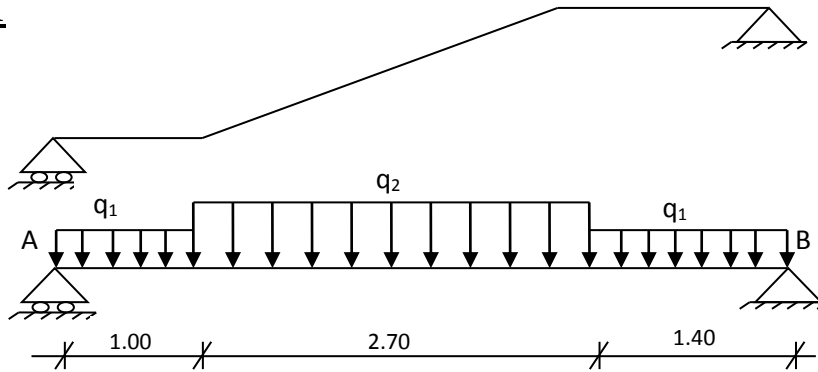


Fig.IV.1.2:schéma statique de l'escalier (Volé1)

❖ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

● **Réactions des appuis**

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow q_2 \times \frac{2.7^2}{2} + q_1 \times 1.40 \times \left(\frac{1.40}{2} + 2.7\right) + R_{vB} \times 4.1 = 0$$

$$R_{vB} = \frac{q_2 \times \frac{2.7^2}{2} + q_1 \times 1.40 \times \left(\frac{1.40}{2} + 2.7\right)}{4.10}$$

$$R_{vB} = 2537.22 \text{ daN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow q_1 \times \frac{1.40^2}{2} + q_2 \times 2.7 \times \left(\frac{2.7}{2} + 1.40\right) + R_{vA} \times 4.1 = 0$$

$$R_{vA} = \frac{q_1 \times \frac{1.40^2}{2} + q_2 \times 2.7 \times \left(\frac{2.7}{2} + 1.40\right)}{4.1}$$

$$R_{vA} = 2918.98 \text{ daN}$$

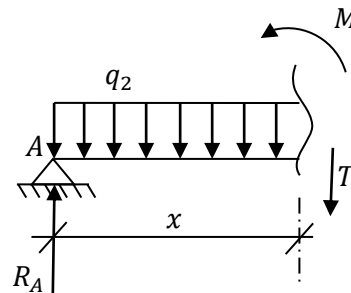
● **Vérification :**

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow 2537.22 + 2918.98 - [(1058.1 \times 1.4) + (1472.17 \times 2.7)] = 0$$

● **Effort tranchant et moment fléchissant :**

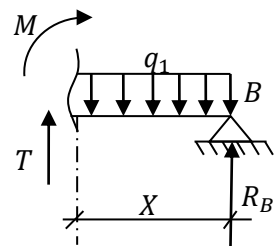
**Section I-I: 0m ≤ x ≤ 2.7m**

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



**Section II-II: 0m ≤ X ≤ 1.40m**

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_1 x \\ M(x) = R_B x - q_1 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



**TabIV.1.1 :** Efforts tranchant et moments fléchissant à état limite ultime.

X(m)	Effort tranchant (daN)	Moment fléchissant (daN.m)
0	2918.98	0
1.98	0	2893.83
2.7	-1055.88	2515.19
4.1	-2537.22	3578.07
<b>Effort tranchant maximum (daN)</b>		2918.98
<b>Moment fléchissant maximum (daN.m)</b>		4560.22

● **Remarque :**

Les appuis doivent équilibrer un moment :  $M_{ad} = -0.20M_{max}$  et  $M_{ag} = -0.20M_{max}$  et un moment réduit en travée :  $M_t = 0.80M_{max}$

❖ **Etat limite de service (E.L.S) :**

● **Réactions des appuis :**

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow q_2 \times \frac{2.7^2}{2} + q_1 \times 1.40 \times \left(\frac{1.40}{2} + 2.7\right) + R_{vB} \times 4.1 = 0$$

$$R_{vB} = \frac{q_2 \times \frac{2.7^2}{2} + q_1 \times 1.40 \times \left(\frac{1.40}{2} + 2.7\right)}{4.10}$$

$$R_{vB} = 1822.48 \text{ daN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow q_1 \times \frac{1.40^2}{2} + q_2 \times 2.7 \times \left(\frac{2.7}{2} + 1.40\right) + R_{vA} \times 4.1 = 0$$

$$R_{vA} = \frac{q_1 \times \frac{1.40^2}{2} + q_2 \times 2.7 \times \left(\frac{2.7}{2} + 1.40\right)}{4.1}$$

$$R_{vA} = 2105.26 \text{ daN}$$

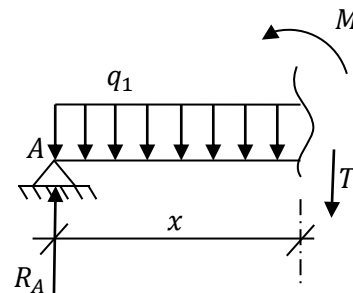
**Vérification :**

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow 2105.26 + 1822.48 - [((756 \times (1.40)) + (1062.72 \times 2.7))] = 0$$

● **Effort tranchant et moment fléchissant :**

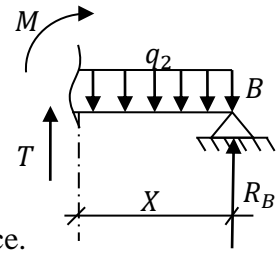
**Section I-I:  $0m \leq x \leq 2.7m$**

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



**Section II-II:  $0m \leq X \leq 1.40m$**

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_1x \\ M(x) = R_Bx - q_1 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



Tab IV.1.2: Efforts tranchant et moments fléchissant à état limite de service.

X(m)	Effort tranchant (daN)	Moment fléchissant (daN.m)
0	2105.26	0
1.98	1640.95	2085.27
2.7	-764.08	1810.59
4.1	-1822.48	0
<b>Effort tranchant maximum (daN)</b>		2105.26
<b>Moment fléchissant maximum (daN.m)</b>		2085.27

Tab IV.1.5 : Efforts tranchant et moments fléchissant maximums.

	E.L.U.R	E.L.S
<b>Moment fléchissant max [daN.m]</b>	2893.83	2085.27
<b>Effort tranchant max [daN]</b>	2918.98	2105.26

2/-Détermination des armatures :

2.1/- en travée :

A/- Etat limite ultime :

$$M_t^u = 0.80 \times M_{max}^u = 0.80 \times 2893.83 = 2315.06 \text{ daN.m}$$



FigIV.1.3:Section de calcul.

● Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{max}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{28938.3}{14.17 \times 100 \times (13.5)^2} = 0,112$$

$$\mu = 0,112 < \mu_L = 0,392 \text{ (acier FeE400)} \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,149$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.904$$

● Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{max}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{28938.3}{348 \times 0,904 \times 13.5} = 6.55 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

● **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times d = 0.0008 \times 100 \times 13.5 = 1.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

● **Conclusion :**

$$A_{\text{tx}}^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 6.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

● **Choix des armatures:**

$$7\text{T}12/\text{ml} \rightarrow A_t^u = 7.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}12 \rightarrow e = 15 \text{ cm})$$

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

$$M_t^s = 0.80 \times M_{\max}^s = 0.80 \times 2085.27 = 1668.22 \text{ daN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } \bar{A} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \sigma_b = 14.17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right.$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{2315.06}{1668.22} = 1.39$$

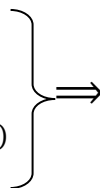
$$\alpha = 0.149 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,445 \Rightarrow \sigma_b = 14.17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

● **Conclusion :**

$$-\sigma_b < \bar{\sigma}_b \text{ et}$$

-Fusiration peu nuisible

(aucune verification pour  $\sigma_s$ )



Les armatures calculées à l'état limite ultime seront maintenues pour l'état limite de service

● **Détermination des armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm/ml}$$

● **Choix des armatures:**

$$4\text{T}10/\text{ml} \rightarrow A_t^u = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}10 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

**C/- Détermination les armatures transversales :**

● **Vérification des contraintes de cisaillement :**

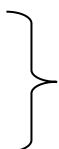
$$T_u^{\max} = 2918.98 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{29189.8}{100 \times 13.5 \times 100} = 0.22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

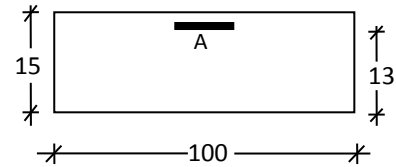


les armatures transeversales ne sont pas nécessaires.

2.2/-En appuis :

A/- Etat limite ultime (ELU) :

$$M_a^u = -0.2 \cdot M_{max}^u = -0.2 \times 2893.83 = -578.77 \text{ daN.m}$$



- Vérification de l'existence des armatures comprimées : FigIV.1.4:Section de calcul.

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5787.7}{14.2 \times 100 \times 13.5^2} = 0,022$$

$$\mu = 0,022 < \mu_L = 0,392 \text{ (acier FeE400)} \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,029$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5787.7}{348 \times 0.988 \times 13.5} = 1.25 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times d = 0.0008 \times 100 \times 13.5 = 1.08 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_{ax}^u = 1.25 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$4T12/ml \rightarrow A_a^u = 4.52 \text{ cm}^2/ml$$

(T12 → e=25 cm)

B/-Etat limite de service (ELS) :

$$M_a^s = -0.4 \cdot M_{max}^s = -0.4 \times 2105.26 = -834.11 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire avec  $A_a^u \Rightarrow$  si  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  et  $\sigma_b < \bar{\sigma}_b \times = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- Acier FeE400

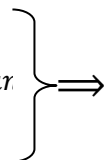
$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{578.77}{834.11} = 0.69$$

$$\alpha = 0.029 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,095 \Rightarrow \sigma_b = 14.17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

- Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \text{ et}$$

Fusuration peu nuisible (aucun)



Les armatures calculées à l'état limite ultime seront maintenues pour l'état limite de service

- Détermination les armatures de répartitions :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} \Rightarrow A_{rep} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures:

$$4T10/ml \rightarrow A_t^u = 2.35 \text{ cm}^2/ml$$

(T10 → e=25 cm)

**C/- Détermination les armatures transversales :**

● **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$T_u^{max} = 2918.98 \text{ daN}$

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{2918.98}{100 \times 13.5 \times 100} = 0.022 \text{ MPa}$

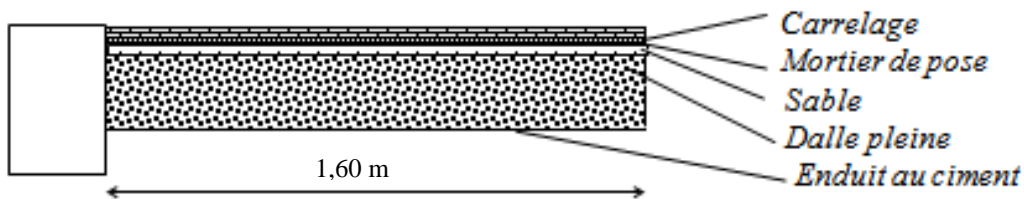
$\bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.022 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$   
 Il n'y a pas de reprise de bétonnage } ⇒ les armatures transeversales ne sont pas nécessaires .

**IV.2/- Etude des balcons :**

**Introduction :**

Les balcons sont considérés comme étant encastrés dans les poutres, et sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente "G" et une surcharge d'exploitation "P"



**IV.2.1/- Descente de charges**

- 1. Revêtement horizontal (carrelage+sable+mortier de pose).....104 daN/m<sup>2</sup>
  - 2. Poids propre de la dalle: (e= 15cm) 2500 x 0.15 .....375 daN/m<sup>2</sup>
  - 3. Enduit au ciment (18x 1.5)..... 27 daN/m<sup>2</sup>
- Gs=506 daN/m<sup>2</sup>

Pour une bande de 1m de largeur :

$G = G_s \times 1.00 = 506 \text{ daN/ml}$

**Calcul de la charge due au poids du mur :**

$Q = G_m \cdot h$

Epaisseur du mur : e = 10cm.....  $G_m = (90 + 2 \times 18 \times 1.5) = 144 \text{ daN/m}^2$

Hauteur du mur : h = 1.2m.....  $Q = 144 \times 1.2 = 172.8 \text{ daN/ml}$

**Surcharges d'exploitation :**

Balcon pour locaux à usage d'habitation.....  $P_s = 350 \text{ daN/m}^2$

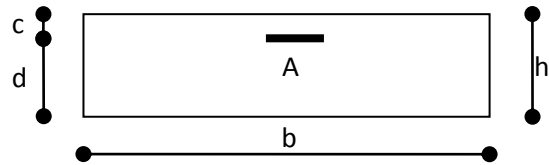
Pour une bande de 1m de largeur :

$$P = P_s \times 1.00 = 350 \text{ daN/ml}$$

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (B.A.E.L 93)

$$\varphi_{max} < \frac{hd}{10} \text{ avec } hd = 15 \text{ cm}$$

donc on prendra  $\varphi = 10 \text{ mm}$



FigIV.2.2: section de calcul

Calcul de l'enrobage :

$$c = a + \frac{\varphi}{2} = 10 + \frac{10}{2} = 15 \text{ mm}$$

**IV.2.2/- Calcul de ferrailage :**

**1/- Moment fléchissant :**

❖ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_u = -\frac{(1.35G + 1.5P)l^2}{2} - 1.35Q.l.1,00$$

$$M_u = -\frac{(1.35 \times 506 + 1.5 \times 350)1.6^2}{2} - 1.35 \times 172.8 \times 1.6$$

$$M_u = -1919.62 \text{ daN.m}$$

❖ **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_{ser} = -(G + P)\frac{l^2}{2} - Q.l.1,00 = -\frac{(506 + 350)1.6^2}{2} - 172.8 \times 1.6$$

$$M_{ser} = -1372.16 \text{ daN.m}$$

**2/-détermination des armatures longitudinales :**

**A/- Etat limite ultime (E.L.U) :**

● **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{19196.2}{14.17 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.074$$

$$\mu = 0.074 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier feE400)} \Rightarrow A_{\#} \text{ et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.096$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,962$$

● **Détermination des armatures :**

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{19196.2}{348 \times 0,962 \times 13.5} = 4.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

● **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,0008 \times b_0 \times d = 0.0008 \times 100 \times 13.5 = 1.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

● **Conclusion :**

$$A_u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_u = 4.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

● **Choix des armatures:**

$$5T12/\text{ml} \rightarrow A_u = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

(T12 → e=20 cm)

**B/- Etat limite de service (E.L.S)**

$$M_{\text{ser}} = -1372.16 \text{ daN.m} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } \acute{A} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right.$$

$$\gamma = \frac{M^u}{M^s} = \frac{1919.62}{1372.16} = 1.4$$

$$\alpha = 0.096 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 \Rightarrow \delta b < \overline{\delta b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Vérification de  $\sigma_s$  :

$$D = \frac{15.A}{b} = \frac{15 \times 5.65}{100} = 0.85 \text{ cm} \quad \text{et} \quad E = 2.d.D = 2 \times 13.5 \times 0.85 = 22.88$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.85 + \sqrt{0.85^2 + 22.88} = 4.01$$

$$I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15.A.(d-y_1)^2 = \frac{100 \times 4.01^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (13.5 - 4.01)^2 = 9781.97 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{13721.6}{9781.97} = 1.40$$

$$\sigma_s = 15.K.(d-y_1) = 15 \times 1.40 \times (13.5 - 1.01) = 199.67 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Avec : } f_e = 400 \text{ et } \eta = 1.6$$

$$\sigma_s = 199.67 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées a l'état limite ultime seront maintenues a l'état limite de service

**3/-détermination des armatures transversales :**

$$T_u^{\max} = (1,35G + 1,5q) \times L + 1,35P = [(1,35 \times 506) + (1,5 \times 350)] \times 1.6 + 1,35 \times 172,80$$

$$T_x = 21662.4 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{216624}{100 \times 100 \times 13.5} = 0.161 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 3 \text{ MPa}\right) = 2,50 \text{ MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark \tau_u = 0,161 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \\ \checkmark \text{ Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

**IV.2.3 Vérification de la flèche :**

- **Vérification si le calcul de flèche est nécessaire :**

$$\frac{h_d}{l_x} > \frac{M_t}{20M_x} \Rightarrow \frac{h_d}{l_x} = 0.15 < \frac{1}{20} = 0.05 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \rho = \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.004 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Conclusion :**

Les deux conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**IV.3 Etude d'acrotère :**

**IV.3.1 Introduction :**

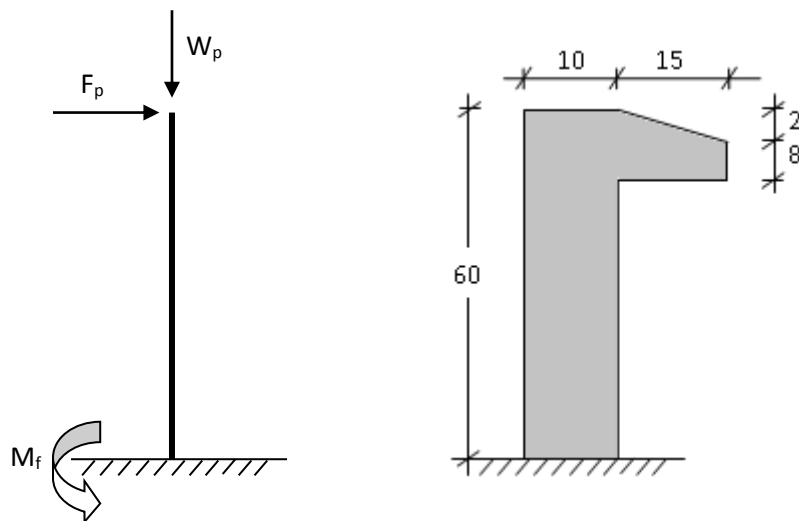
L'acrotère est élément en béton armé se trouve au contour de la toiture ; son rôle est pour la protection des joints d'étanchéité des infiltrations d'eau pluviale.

**1/-Détermination des sollicitations :**

L'acrotère est considéré comme un console verticale encastré à sa base au plancher terrasse.

Elle est soumise à un effort normal dû à son poids propre  $W_p$  et une force horizontale  $F_p$  à sa extrémité.

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et 10 cm d'épaisseur en flexion composée d'où la fissuration et préjudiciable.



**Fig IV.3.1 :** schéma statique et dimension de l'acrotère

**1.1/-Le poids propre  $W_p$  :**

$$W_p = \left[ (0.6 \times 0.1) + (0.15 + 0.08) \times \left( \frac{0.02 \times 0.15}{2} \right) \right] \times 2500$$

$$W_p = 183.75 \text{ daN}$$

**1.2/-La force horizontale  $F_p$  :**

$$F_p = 4. A. C_p. W_p \text{ [Art 6.2.3 R.P.A.99 version2003]}$$

Avec :

$$A=0.15 \text{ [Tab 4.1/R.P.A99version2003]}$$

$$C_p=0.8 \text{ [Tableau 6.1 de R.P.A 99version2003]}$$

$$W_p = 183.75 \text{ daN (poids propre)}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 183.75$$

$$F_p = 88.2 \text{ daN}$$

**1.3/-Effort normal et moment fléchissant :**

❖ **Etat limite ultime :**

$$\begin{cases} N_u = 1.35W_p = 1.35 \times 183.75 \\ N_u = 248.06 \text{ daN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_u = 1.5 F_p. L = 1.5 \times 88.2 \times 0.6 \\ M_u = 79.38 \text{ daN.m} \end{cases}$$

❖ **Etat limite de service :**

$$\begin{cases} N_s = W_p \\ N_s = 183.75 \text{ daN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_s = F_p. L = 88.3 \times 0.6 \\ M_s = 52.92 \text{ daN.m} \end{cases}$$

**2/-Détermination de la section des armatures :**

**2.1/-Point d'application de l'effort normal N**

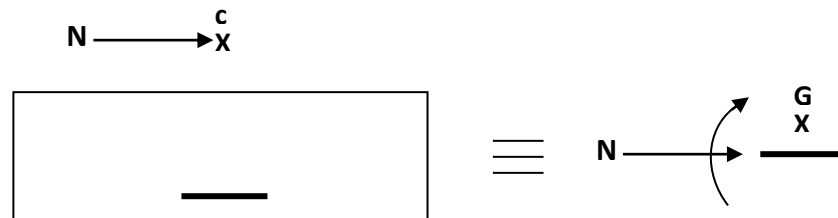
❖ **Etat limite ultime :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{79.38}{248.06} = 0.32\text{m}$$

$$e_0 = 0.32 > \frac{h}{2} - c' = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression se trouve a l'extérieure de la section.

Donc la section est partiellement comprimée ; le calcul sera à la flexion simple avec un moment fictif  $M_f$  calculé par rapport aux armatures tendues.



**IV.2.2-Calcul de ferrailage : :**

❖ **Etat limite ultime :**

$$M_f^u = N_u \times e = N_u \times \left( e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 248.06 \times \left( 0.32 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 86.82 \text{ daN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{868.2}{11.33 \times 100 \times 8^2} = 0.012$$

$$\mu = 0,012 < \mu_L = 0,392(\text{acier feE400}) \Rightarrow A' \neq 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1; \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,015$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,99$$

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{868.2}{348 \times 0.99 \times 8} = 0.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **On revient à la flexion composée (solicitation réelle).**

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.32 - \frac{2480.6}{100 \times 348} \Rightarrow A = 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_r = \frac{A}{4} = 0.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Armatures minimales : [Art : B5.3 C.B.A.93] :**

$$A_{min} = 0.25\% \cdot S_b = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}) = 2.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$5T10 \rightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(T10 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$5T8 \rightarrow A = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(T8 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

- ❖ **Etat limite de service:**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{52.92}{183.75} = 0.29 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.29 \text{ m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression se trouve à l'extérieure de la section.

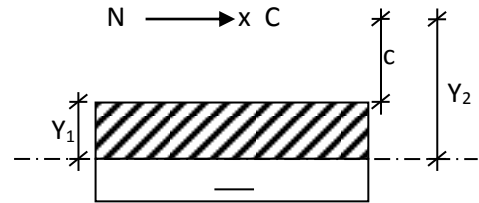
Donc la section est partiellement comprimée.

● **Détermination des contraintes :**

C : centre de pression ;

c : la distance entre le point C et le fibre le plus comprimé et

$Y_1$  : la distance du point C a l'axe neutre.



FigIV.3.2 : position de centre de pression

N est un effort de compression  $\Rightarrow Y_2 > 0$

Le point C se trouve a l'extérieure de la section  $\Rightarrow$  en prendra  $c < 0$ .

● **Calcul des contraintes :**

$$P = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c)$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 29 - \frac{10}{2} = 24 \text{ cm} \Rightarrow c = -24 \text{ cm}$$

$$P = -3(-24)^2 + \frac{90 \times 3.93}{100} \times (8 + 24)$$

$$p = -1614.82$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2$$

$$q = -2(-24)^3 - \frac{90 \times 3.93}{100} \times (8 + 24)^2$$

$$q = 24026.11$$

$y_2$ :est la solution de l'équation  $y_2^3 + P \times y_2 + q = 0$

$$y_2^3 - 1614.82 \times y_2 + 24026.11 = 0$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3 = 24026.11^2 + \frac{4}{27} \times (-1614.82)^3 = -1.83 \times 10^9$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos \theta = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 24754.18}{-2 \times 1637.57} \sqrt{\frac{-3}{-1637.57}} = -0.97 \Rightarrow \theta = 165.93^\circ \\ a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{1637.57}{3}} = 46.73 \end{cases}$$

$$\begin{cases} y_{21} = a \cdot \cos\left(\frac{\theta}{3}\right) = 46.73 \times \cos\left(\frac{165.93}{3}\right) = 26.6 \text{ cm} \\ y_{22} = a \cdot \cos\left(\frac{\theta}{3} + 120^\circ\right) = 46.73 \times \cos\left(\frac{165.93}{3} + 120^\circ\right) = -46.19 \text{ cm} \\ y_{23} = a \cdot \cos\left(\frac{\theta}{3} + 240^\circ\right) = 46.73 \times \cos\left(\frac{165.93}{3} + 240^\circ\right) = 19.98 \text{ cm} \end{cases}$$

$$y_2 = \max(y_{21}; y_{22}; y_{23}) = 26.6 \text{ cm}$$

$$0 < y_1 = y_2 + c = 26.6 - 24 = 2.6 < 10 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Calcul de moment statique :**

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times 2.6^2}{2} - 15 \times 3.93 \times (8 - 2.6) = 19.67$$

$$k = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{1837.5}{100 \times 19.67} = 0.93$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0.93 \times 2.4 = 0.388 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0.93 \times (8 - 2.4) = 78.12 \text{ Mpa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable.

Avec :  $f_e = 400$  et  $\eta = 1.6$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 1.8}\right) = 186.68 \text{ Mpa}$$

- **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 0.388 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 12 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = 78.02 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 186.68 \text{ Mpa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en l'état limite ultime} \\ \text{sont maintenues}$$

- **Vérification si les armatures transversales sont nécessaires :**

$$T_u^{max} = 1.5 F_p = 1.5 \times 88.2 = 132.3 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} = \frac{1323}{100 \times 8 \times 100} = 0.02 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1 \text{ Mpa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0.02 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1 \text{ Mpa} \\ \text{il n'y a pas de reptise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas} \\ \text{nécessaires}$$

**IV.4/-Etude de l'ascenseur :****Introduction:**

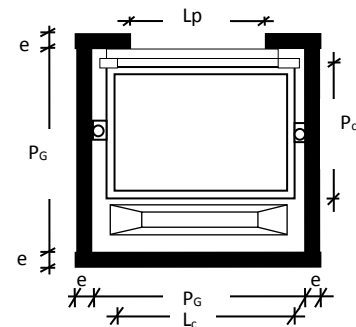
L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structure de cinq étage et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).

**IV.4.1/ - Les caractéristiques :**

Dans notre bâtiment en va utiliser la nouvelle technologie des ascenseurs que est l'ascenseur sans salle de machine et on va choisir l'ascenseur GT MRT Z3 présentée par les ensembles **GT Vision Lift MRT**.

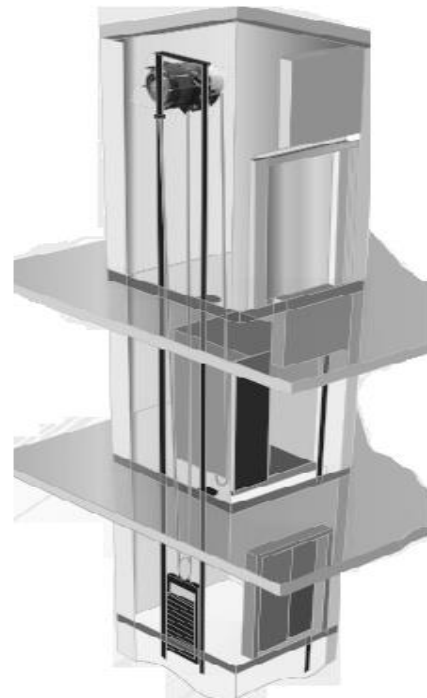
- Largeur de la cabine :  $L_c = 1.42\text{m}$
- Profondeur de la cabine :  $P_c = 1.14\text{m}$
- Largeur de la gaine :  $L_G = 1.60\text{m}$
- Hauteur de la cabine :  $H_G = 2.20\text{m}$
- Largeur du passage libre :  $L_p = 1.39\text{m}$
- Hauteur du passage libre :  $H_p = 2.00\text{m}$
- Epaisseur de voile :  $e = 15\text{cm}$
- Hauteur de course :  $C = 23.12\text{ m}$



**FigIV.4.1** : dimensions de l'ascenseur

**IV.4.2 : Pour quoi on a choisi l'ascenseur GT MRT Z3 :**

- Économico d'énergie
  - ✓ Économico d'énergie jusqu'à 25%
- Comparativement à tractions traditionnelles
  - ✓ Très faible consommation d'énergie
  - ✓ Technologie de moteur à aimant permanent
- Déplacement en douceur
  - ✓ Performance unique, sans engrenage
  - ✓ Mouvement étonnamment doux
  - ✓ Silencieux, pratiquement inaudible
- Respect de l'environnement
  - ✓ Sain pour l'environnement
  - ✓ Aucun risque de déversement d'huile hydraulique
  - ✓ Aucune odeur d'huile chauffée
- Versatilité et flexibilité d'intégration
  - ✓ Espace de la salle de machines récupéré
  - ✓ Arrangements flexibles selon vos dimensions



# **CHAPITRE V**

**ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE**

## **V/- Etude dynamique et sismique :**

### **V.1/-Introduction :**

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

Les forces d'origine sismique agissant sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur de génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages par un comportement essentiellement plastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent, avec une ductilité permettant de limiter les dommages et sans effondrement. L'estimation de l'action sismique peut être faite suivant l'une des méthodes suivantes :

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

### **V.2/-Choix de la méthode de calcul :**

D'après les conditions de [R.P.A.99version2003/Art 4.1.2] on peut utiliser la méthode statique équivalente; car notre structure satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites par le [R.P.A.99version2003/chapitre3] avec une hauteur moins de 65 m dans la **zone IIa**

### **V.3/-Modélisation :**

A) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux(2) directions puissent être découplés.

B) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

Pour le calcul sismique on modélise la structure à l'aide du logiciel [**Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2009**].

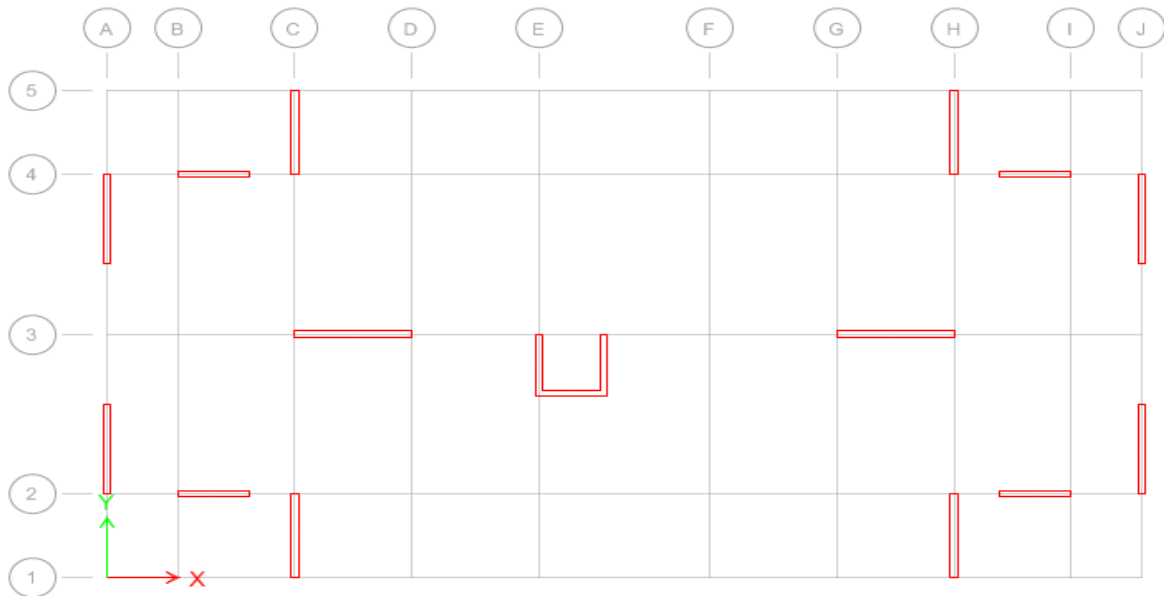


Fig V.1 : Disposition des voiles

**V.4/-Force sismique total [R.P.A99version.2003/Art 4.2.3]:**

La force sismique totale V appliquée a la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales (sens x et sens-y) selon la formule suivante :

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

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone donné par [R.P.A.99version2003] : A=0.15

D : facteur d'amplification dynamique moyen donné par le [R.P.A.99version2003]

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{9}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T<sub>2</sub> : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par [tab4.7/R.P.A.99version2003];

T<sub>2</sub> = 0.4 s (site s2)

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

ξ(%): Pourcentage d'amortissement critique donné par [R.P.A.99version2003]

$$\xi = 7\% \text{ Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0.88 > 0.7$$

T : la période fondamentale de la structure : **[R.P.A.99version2003/Art4.2.4]**

Dans notre cas on utilise **[R.P.A.99version2003formule4.7]** tel que :

$$T = \frac{0.09h_n}{\sqrt{L}}$$

L : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul

$h_n$  : La hauteur totale du bâtiment.

$$\begin{cases} T_x = \frac{0.09h_n}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 23.12}{\sqrt{29.20}} = 0.39 \text{ s} \\ T_y = \frac{0.09h_n}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 23.12}{\sqrt{16.30}} = 0.52 \text{ s} \end{cases}$$

On a:  $\begin{cases} 0 < T_x = 0.39 \text{ s} < T_2 = 0.4 \text{ s} \\ T_2 = 0.4 \text{ s} \leq T_y = 0.52 \text{ s} \leq 3.0 \text{ s} \end{cases}$

Donc :  $D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.88 = 2.20 \\ D_y = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.4}{0.52}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.24 \end{cases}$$

R : coefficient de comportement global de la structure donné par le **[R.P.A.99version2003/Tab4.3]** : R=4

Q : facteur de qualité donné par **[R.P.A.99version2003Formule4.2/]** :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

D'où  $P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non

Sa valeur est donnée au **[R.P.A.99version2003/Tab4.4]**

Critère "q"	px	py
1. conditions minimales sur les files de contreventement.	0	0
2. redondance en plan	0	0
3. régularité en plan	0	0
4. régularité en élévation	0	0
5. contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. contrôle de la qualité des de l'exécution	0.1	0.1

Donc :  $\begin{cases} Q_x = 1 + 0.05 + 0.1 \\ Q_y = 1 + 0.05 + 0.1 \end{cases} \implies \begin{cases} Q_x = 1.15 \\ Q_y = 1.15 \end{cases}$

W : poids total de la structure donné **[R.P.A.99version2003/formule4.5]**:

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids du au charge permanent.

$W_{Qi}$  : Poids du au charge d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération donne par [R.P.A.99version2003 /Tab4.5]

$$\beta = 0.2$$

Le poids de la structure  $W$  est déterminé par le logiciel [Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2009] tel que :

$$W = 5055442 \text{ daN}$$

$$\text{On a : } V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{0.15 \times 2.20 \times 1.15}{4} \times 5055442 \\ V_y = \frac{0.15 \times 2.24 \times 1.2}{4} \times 5055442 \end{cases} \implies \begin{cases} V_x = 479635 \text{ daN} \\ V_y = 488356 \text{ daN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 80\%V_x = 479635 \times 0.8 = 383708 \text{ daN} \\ 80\%V_y = 488356 \times 0.8 = 390685 \text{ daN} \end{cases}$$

#### ❖ Résultante des forces sismiques:

D'après [R.P.A.99version2003/Art4.3.6] la résultante sismique à la base  $F$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente  $V$ .

Les forces sismiques à la base  $F_x$  et  $F_y$  sont données par logiciel (Etabs9.7):

$$\begin{cases} F_x = 394080 \text{ daN} > 80\%V_x = 383708 \text{ daN} & (\text{condition vérifié}) \\ F_y = 406310 \text{ daN} > 80\%V_y = 390685 \text{ daN} & (\text{condition vérifié}) \end{cases}$$

#### V.5/-Nombre de mode à considérer:

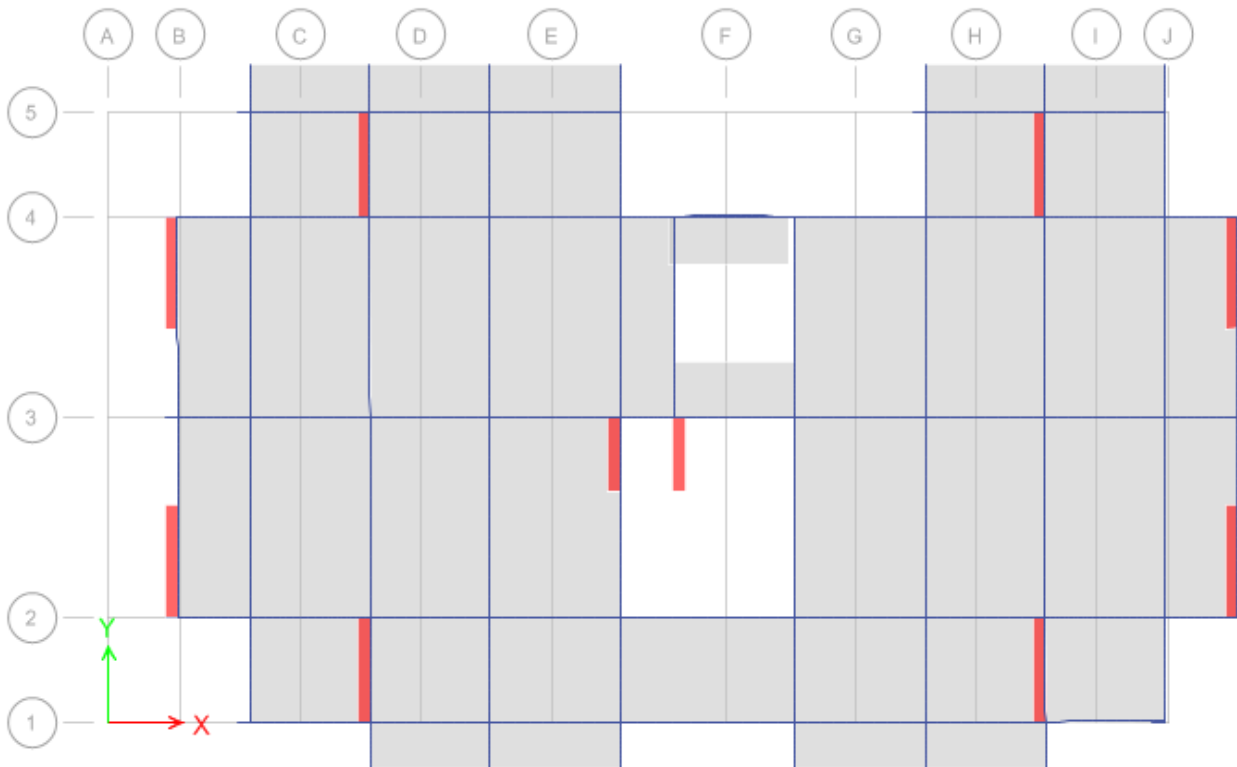
D'après [R.P.A.99version2003 Art 4.3.4] la somme des masses modales effectives pour les modes retenus doit être supérieure ou égale à 90% de la masse totale de la structure.

**Tab.V.1** : Mode, période et facteurs de participation massique :

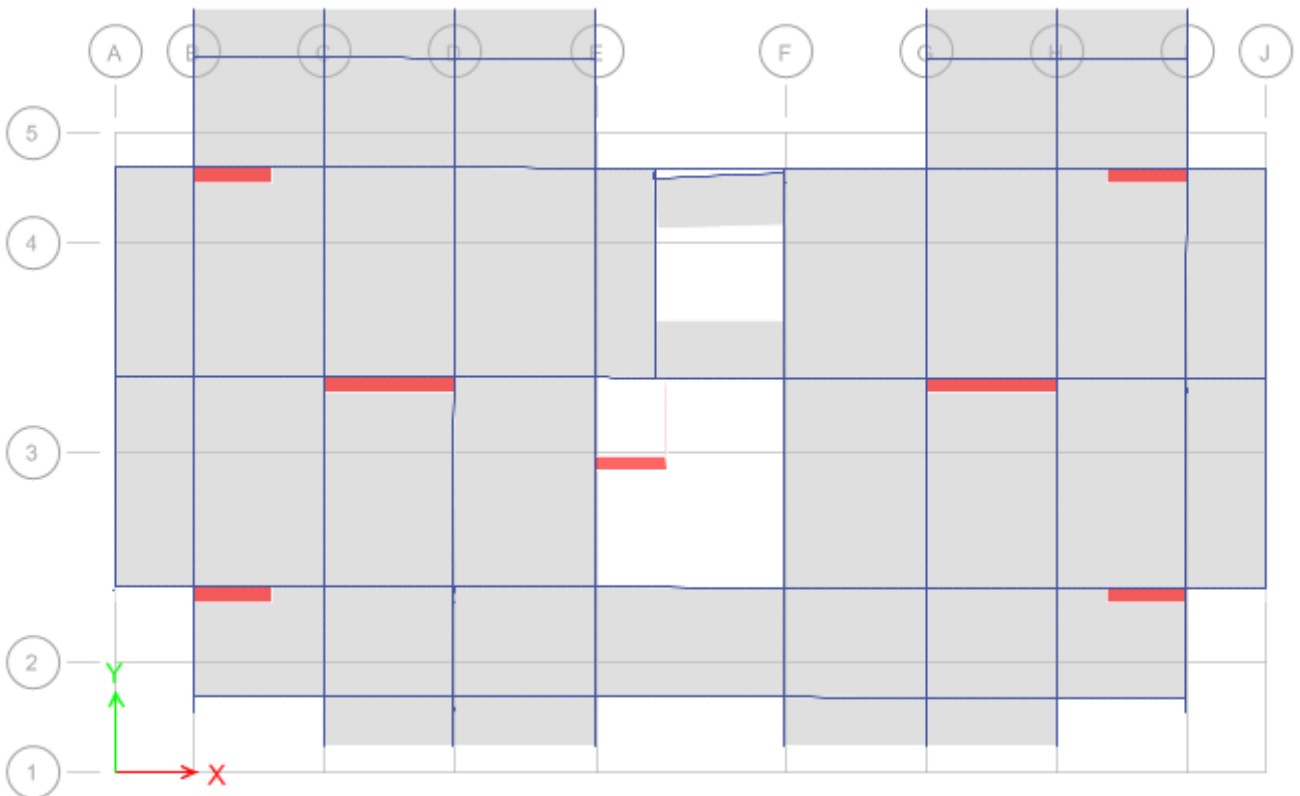
Mode	Période (sec)	Masse cumulées UX(%)	Masse cumulées UY(%)	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)
1	0.644335	71.9663	0.0032	71.9663	0.0032
2	0.501254	71.969	69.232	0.0027	69.2289
3	0.416973	72.0088	69.2351	0.0397	0.0031
4	0.177843	89.1565	69.2367	17.1477	0.0016
5	0.12511	89.1594	89.3807	0.0029	20.144
6	0.105359	89.1615	89.3808	0.0021	0.0001
7	0.081755	95.6109	89.3812	6.4495	0.0004
8	0.056691	95.6113	96.1632	0.0004	6.782

**Conclusion :** La participation des masses est supérieure à 90% dans les deux sens au 18<sup>eme</sup> mode.

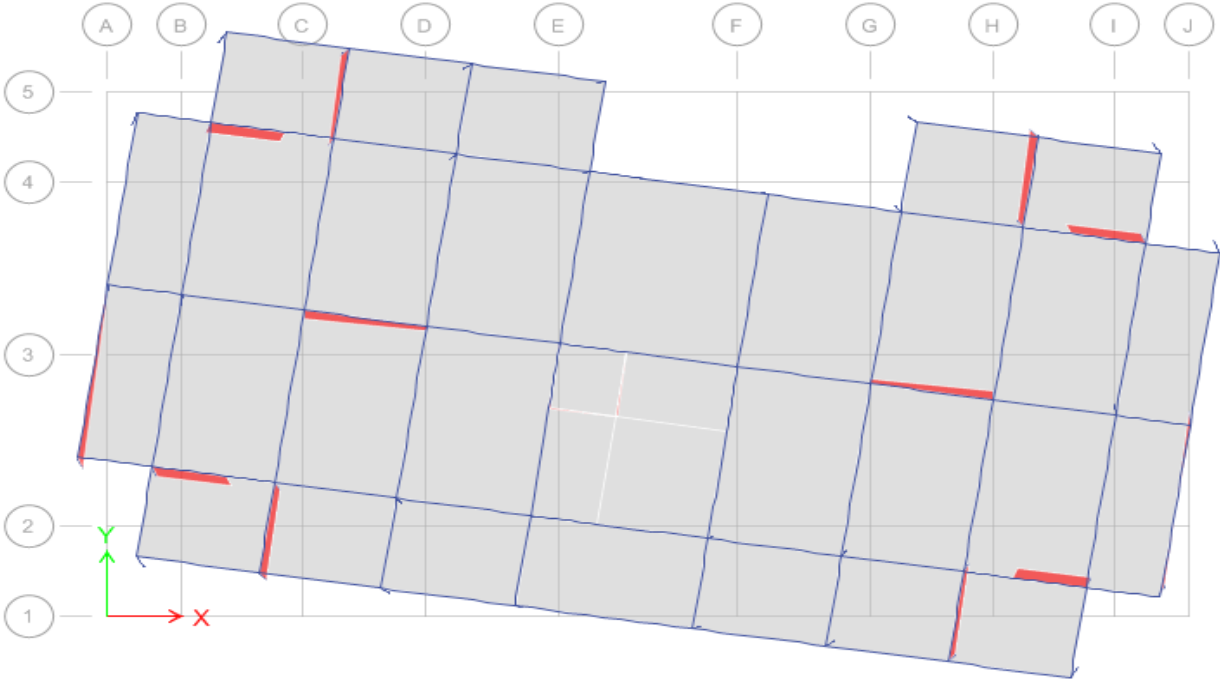
❖ Premier mode : translation selon l'axe X-X



❖ Deuxième mode : translation selon l'axe y-y



❖ Troisième mode est une rotation verticale :



**V.6/-Estimation de la période fondamentale de la structure: [R.P.A.99version2003]**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule :

$$T = C_T \cdot (h_n)^{\frac{3}{4}}$$

$h_n$  : Hauteur totale du bâtiment.

$C_T$  : Coefficient du type de remplissage donné par [tab4.6/R.P.A.99version2003]

Selon [Art4.2.4/R.P.A.99version2003], la valeur de T calculé par la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée a partir des formules empirique appropriées de plus de 30%.

On a contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé et des murs en maçonnerie :  $C_T = 0.05$

$$T_{amp} = 0.05 \times (23.12)^{3/4} = 0.52 \text{ s}$$

$$T_{dyn} = 0.64\text{s} < 1.3 \cdot T_{amp} = 0.67 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**V.7/-Effet de torsion d'axe vertical : [Art 4.2.7/ R.P.A.99version2003] :**

L'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion dans chaque sens ne doit pas dépasser 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau.

**Tab V.2: Tableau réduplicatif de l'excentricité**

étages	Position de centre de masse[m]		Position de centre de torsion [m]		excentricité[m]		0.05L <sub>max</sub> [m]
	X <sub>G</sub>	Y <sub>G</sub>	X <sub>R</sub>	Y <sub>R</sub>	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>	
RDC	14.533	8.035	14.448	7.872	0.085	0.163	1.46
ETAGE01	14.468	7.824	14.491	7.772	0.023	0.052	1.46
ETAGE02	14.481	7.858	14.506	7.707	0.025	0.151	1.46
ETAGE03	14.478	7.855	14.515	7.644	0.037	0.211	1.46
ETAGE04	14.476	7.851	14.521	7.578	0.045	0.273	1.46
ETAGE05	14.472	7.826	14.523	7.506	0.051	0.32	1.46
ETAGE06	14.504	7.777	14.522	7.419	0.018	0.358	1.46

Donc la condition est vérifiée.

**V.8/-Vérification des déplacements latéraux inter étages :**

Selon [Art 4.4.3/R.P.A.99version2003] le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est donné par la formule suivante :

$$\delta_K = R \cdot \delta_{eK}$$

$\delta_{eK}$  : Déplacement du aux forces sismiques F.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est donné par la formule suivante :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Le déplacement relatif ne doit pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage inférieur.

Tab V.3: Tableau *réductif* des déplacements relatifs :

Etage	Sens(x-x)			Sens (y-y)			1% h <sub>e</sub> [cm]	condition
	δ <sub>eK</sub> [cm]	δ <sub>K</sub> [cm]	Δ <sub>K</sub> [cm]	δ <sub>eK</sub> [cm]	δ <sub>K</sub> [cm]	Δ <sub>K</sub> [cm]		
ETAGE06	1.3899	5.5596	0.8764	1.0754	4.3016	0.8056	3.4	Vérifiée
ETAGE05	1.1708	4.6832	0.8504	0.874	3.496	0.7332	3.06	Vérifiée
ETAGE04	0.9582	3.8328	0.8852	0.6907	2.7628	0.7116	3.06	Vérifiée
ETAGE03	0.7369	2.9476	0.8884	0.5128	2.0512	0.668	3.06	Vérifiée
ETAGE02	0.5148	2.0592	0.8276	0.3458	1.3832	0.5828	3.06	Vérifiée
ETAGE01	0.3079	1.2316	0.7724	0.2001	0.8004	0.5088	3.4	Vérifiée
RDC	0.1148	0.4592	0.4592	0.0729	0.2916	0.2916	4.08	Vérifiée

**V.9/-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : [art 5.9/ R.P.A.99version2003]:**

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

P<sub>k</sub> : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « K ».

Δ<sub>K</sub> : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h<sub>k</sub> : hauteur de l'étage « k ».

V<sub>k</sub> : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$$V_K = \frac{W_i \times h_i \times (V_t + F_t)}{\sum W_i \times h_i}$$

Avec :

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0.7s \\ F_t = 0.07 \cdot T \cdot V & \text{si } T > 0.7s \end{cases}$$

On a T=0.64s donc F<sub>t</sub> = 0

Si 0.10 < θ < 0.20, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1°

ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta}$ .

Si θ < 0.20, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont cumulés dans les tableaux suivants :

**A/- Sens (x-x) :**Tab V.4: Tableau réductif des efforts tranchant d'étage au niveau « k » :

Niveaux	$V_t[t]$	$h_k[m]$	$W_k [t]$	$W_k \times h_k$	$\sum W_k \times h_k$	$V_k[t]$
ETAGE06	93.37	3.4	56.4345	191.878	191.878	93.37
ETAGE05	164.86	3.06	67.5001	206.550	398.428	85.466
ETAGE04	220.28	3.06	68.5525	209.771	608.198	75.976
ETAGE03	267.29	3.06	70.9854	217.215	825.414	70.340
ETAGE02	304.26	3.06	73.4121	224.641	1050.055	65.091
ETAGE01	334.76	3.4	78.6845	267.527	1317.582	67.971
RDC	354.08	4.08	89.9751	367.098	1684.680	77.155

Tab V.5: Tableau réductif des effets P-Δ :

Niveaux	$P_k [t]$	$h_k[m]$	$V_k[t]$	$\Delta_K[m]$	$\theta$
ETAGE06	56.4345	3.4	93.37	0.0087	0.002
ETAGE05	123.9346	3.06	85.466	0.0085	0.004
ETAGE04	192.4871	3.06	75.976	0.0088	0.007
ETAGE03	263.4725	3.06	70.340	0.0088	0.011
ETAGE02	336.8846	3.06	65.091	0.0082	0.014
ETAGE01	415.5691	3.4	67.971	0.0077	0.014
RDC	505.5442	4.08	77.155	0.0045	0.007

- **Conclusion :**

$\theta < 0.1$  donc l'effet P-Δ est négligeable.

**B/- Sens (y-y) :**Tab V.6: *Tableau réduplicative des efforts tranchant d'étage au niveau « k »:*

Niveaux	$V_t[t]$	$h_k[m]$	$W_k [t]$	$W_k \times h_k$	$\sum W_k \times h_k$	$V_k[t]$
ETAGE06	109.66	3.4	56.4345	191.8773	191.878	109.66
ETAGE05	193.21	3.06	67.5001	206.550306	398.428	100.163
ETAGE04	256.09	3.06	68.5525	209.77065	608.198	88.327
ETAGE03	308.56	3.06	70.9854	217.215324	825.414	81.200
ETAGE02	350.02	3.06	73.4121	224.641026	1050.055	74.881
ETAGE01	384.08	3.4	78.6845	267.5273	1317.582	77.985
RDC	406.31	4.08	89.9751	367.098408	1684.680	88.537

Tab V.7: *Tableau réduplicative des effets P-Δ :*

Niveaux	$P_k [t]$	$h_k[m]$	$V_k[t]$	$\Delta_K[m]$	$\theta$
ETAGE06	56.4345	3.4	109.66	0.008	0.001
ETAGE05	123.9346	3.06	100.163	0.007	0.003
ETAGE04	192.4871	3.06	88.327	0.007	0.005
ETAGE03	263.4725	3.06	81.200	0.007	0.007
ETAGE02	336.8846	3.06	74.881	0.006	0.009
ETAGE01	415.5691	3.4	77.985	0.005	0.008
RDC	505.5442	4.08	88.537	0.003	0.004

- Conclusion :**

$\theta < 0.1$  donc l'effet P-Δ est négligeable.

# **CHAPITRE VI**

**ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

## VI. Etude des éléments structuraux

### Introduction:

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (**Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2009**), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Le ferrailage des éléments résistants s'effectue selon le règlement [**B.A.E.L.91**], et les vérifications selon le règlement [**R.P.A.99 version 2003**].

Notre structure est composée des éléments suivants :

- ✓ Les poteaux.
- ✓ Les poutres.
- ✓ Les voiles.

### ❖ Ferrailage des portiques :

**Combinaisons d'actions :** En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

- **Situation durable et transitoire (Normal) Selon [B.A.E.L. 91]:**

{Etat Limite Ultime : Situation durable :  $1,35G + 1,5Q$

{Etat Limite de Service : Situation durable :  $G + Q$

- **Situation accidentelle (R.P.A. 99 version 2003)**

{  $G + Q \pm E$   
{  $0,8G \pm E$

Avec:

G: Charge permanente.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du sismique.

**Tableau V.1 : calcul des contraintes**

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\gamma_s$	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14.17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

**VI.1/-ETUDE DES POTEAUX :**

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée c'est-à-dire ( $M \neq 0, N \neq 0$ )

En flexion composée la section de peut être:

- Entièrement tendue SET.
- Entièrement comprimée SEC.
- Partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

- **Armatures longitudinales**

**Ferraillage réglementaire :**

- **Recommandation selon [R.P.A.99 version 2003] :**

D'après le RPA99 version 2003, pour une zone sismique IIa, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par:

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8\% < \frac{A_s}{B} < 3\% \Rightarrow \text{Zone courante (Z.C)} \\ 0.8\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \Rightarrow \text{Zone de recouvrement (Z.R)} \end{array} \right.$$

Avec :

- $A_s$  : La section d'acier.
- B : Section du béton [ $\text{cm}^2$ ].
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de  $40\emptyset$  en zone de recouvrement (**Zone IIa**).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones.

- **Armatures transversales:**

$$A_{min} = 0.003 \times \delta_t \cdot b$$

Avec :

B : Longueur de la section

S : L'espacement des les armatures.

- **Espacement des armatures transversales :**

**Zone nodale :**

$$t \leq \min(10\emptyset; 15) \text{ cm.}$$

**Zone courante :**

$$t' \leq 15\emptyset$$

• **Sollicitation du calcul :**

Tab VI.1.1 : Tableau récapitulatif sollicitations :

Combinaison		Niveau	s- sol;RDC	Etage 1 ; 2	Etage 3 ; 4	Etage 5 ; 6	Etage 7 ; 8	Etage 9 ; 10
		Type de poteau	(55x55)	(50x50)	(45x45)	(40x40)	(35x35)	(30x30)
ELU (1.35G+1.5Q)	Cas 1	$N_{max}$ (KN)	1708.86	1377.55	1047.27	740.25	454.97	186.59
		$M_{yy}^{cor}$ (KN.m)	5.05	11.43	10.45	9.40	7.94	5.91
		$M_{xx}^{cor}$ (KN.m)	2.69	9.24	11.97	13.49	13.33	9.44
Situation accidentelle (G + Q ± E) et (0.8G ± E)	Cas 1	$N_{max}$ (KN)	1578.11	1282.83	950.18	661.43	393.75	393.75
		$M_{yy}^{cor}$ (KN.m)	2.69	12.90	22.50	24.21	21.83	16.02
		$M_{xx}^{cor}$ (KN.m)	4.8	13.70	15.2	16.21	15.54	11.58
	Cas 2	$N_{min}$ (KN)	407.43	320.73	274.64	209.55	147.50	82.14
		$M_{yy}$ (KN.m)	10.87	22.84	27.47	27.29	23.97	18.13
		$M_{xx}^{cor}$ (KN.m)	4.59	11.69	14.71	15.17	14.20	9.60
	Cas 3	$M_{yy}^{max}$ (KN.m)	12.12	29.86	36.86	37.08	32.69	24.13
		$N_{cor}$ (KN)	888.43	320.73	563.22	409.45	265.75	123.31
	Cas 4	$M_{xx}^{max}$ (KN.m)	22.32	32.27	37.06	37.72	33.88	25.30
		$N_{cor}$ (KN)	888.43	1057.14	798.86	555.07	339.59	168.57
	Effort tranchant (KN)	Vx	3.09	23.90	26.14	25.84	22.61	16.75
		Vy	8.52	19.80	25.84	23.91	24.81	18.49

**Calcul des armatures :** exemple de calcul pour le poteau dimensions **(55x55) cm<sup>2</sup>**

**Les armatures longitudinales :**

**A/- Situation durable et transitoire :**

**Cas 1 :**

**A.1/- Sens x-x**

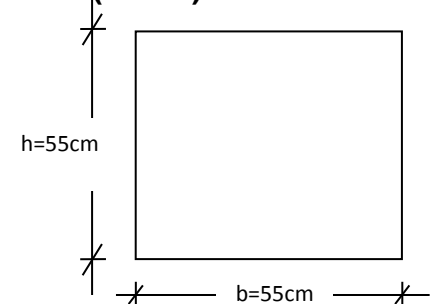
• **Les sollicitations prises en compte :**

$$N = 1708.86kN$$

$$M = 5.05kN.m$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{505}{1708.86} = 0.30 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{55}{12} = 4.58cm \Rightarrow \text{on a une compression excentrée}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{226.1}{55} = 4.11$$



$$\text{Max} \left( 15 ; 20 \times \frac{e_0}{h} \right) = \text{Max} \left( 15 ; 20 \times \frac{0.32}{55} \right) = 15$$

$$\frac{l_f}{h} = 4.11 < \text{Max} \left( 15 ; 20 \times \frac{e_0}{h} \right) = 15 \rightarrow \text{conduction vérifiée}$$

$$M_1 = N_1 \times (e_0 + e_a + e_1)$$

$$e_a = \text{Max} \left( 2\text{cm} ; \frac{l_f}{250} \right) = 2 \text{ cm} .$$

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

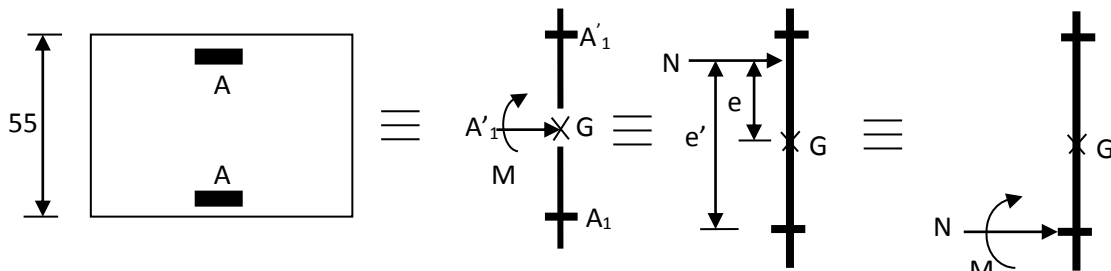
$$\alpha' = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{5.36}{5.36 + 1.46} = 0.79$$

$$e_2 = \frac{3 \times (226.1)^2}{55 \times 10^4} \times (2 + 0.79 \times 2) = 1.00 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1708.86 \times (0.0003 + 0.02 + 0.01) = 51.78 \text{ kN.m}$$

$$e'_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{5178}{1708.86} = 3.03 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section.



FigVI.1.1 :Position de  $N_1$ ;  $M_1$  sur la section transversale.

● **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \sigma_b \cdot b \cdot h}_{(1)} \leq \underbrace{N_1 \cdot (d - c_1) - M_1}_{(2)}$$

$$(1) = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 3) \times 14.17 \times 55 \times 55 \times 10^{-3}$$

$$(1) = 690.33 \text{ KN.m}$$

● **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M'_1 = M_1 + N \cdot \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M'_1 = 76.90 + 1708.86 \times \left( 0.52 - \frac{0.55}{2} \right) \Rightarrow M'_1 = 495.57 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1708.86 \times (0.52 - 0.03) - 495.57 \Rightarrow (2) = 341.77 \text{ KN.m}$$

● **Conclusion :**

$$(0.337 \times h \times 0.81 \times c_1) \sigma_b \cdot b \cdot h = 690.33 \text{ KN.m} > N_1 \cdot (d - c_1) - M_1 = 341.77 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow$  section partiellement comprimée et le calcul sera mené en flexion simple

● **Vérification de l'existante des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{495570}{14.17 \times 55 \times (52)^2} = 0.235$$

$$\mu = 0.235 < \mu_L = 0,392 \left( \begin{matrix} \text{acier} \\ \text{FeE400} \end{matrix} \right) \Rightarrow A_{\acute{a}} \acute{e}t 1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_1 \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.340$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.864$$

● **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{495550}{348 \times 0.864 \times 52} = 31.70 \text{ cm}^2$$

● **On revient à la flexion composée :**

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 31.71 - \frac{1708860}{100 \times 348} = -17.40 \text{ cm}^2 < 0$$

**A.2/- Sens Y-Y :**

● **Les sollicitations prises en compte :**

$$N = 1708.86 \text{ kN}$$

$$M = 2.69 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{269}{1708.86} = 0.16 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{55}{12} = 4.58 \text{ cm} \Rightarrow \text{on a une comprision excentrée}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{226.1}{55} = 4.11$$

$$\text{Max} \left( 15 ; 20 \times \frac{e_0}{h} \right) = \text{Max} \left( 15 ; 20 \times \frac{0.17}{55} \right) = 15$$

$$\frac{l_f}{h} = 4.11 < \text{Max} \left( 15 ; 20 \times \frac{e_0}{h} \right) = 15 \rightarrow \text{conduction vérifiée}$$

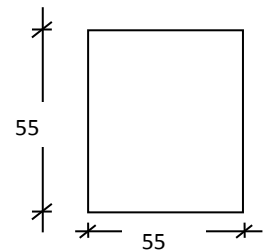
$$N = 1708.86 \text{ kN.}$$

$$M_1 = N \times (e_0 + e_a + e_1)$$

$$e_a = \text{Max} \left( 2 \text{ cm} ; \frac{l_f}{250} \right) = 2 \text{ cm.}$$

$$e_1 = \frac{3 \times l_f^2 \times}{10^4 \times h} (2 + \alpha' \times \emptyset)$$

$$\alpha' = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{4.38}{4.38 + 0.47} = 0.9$$

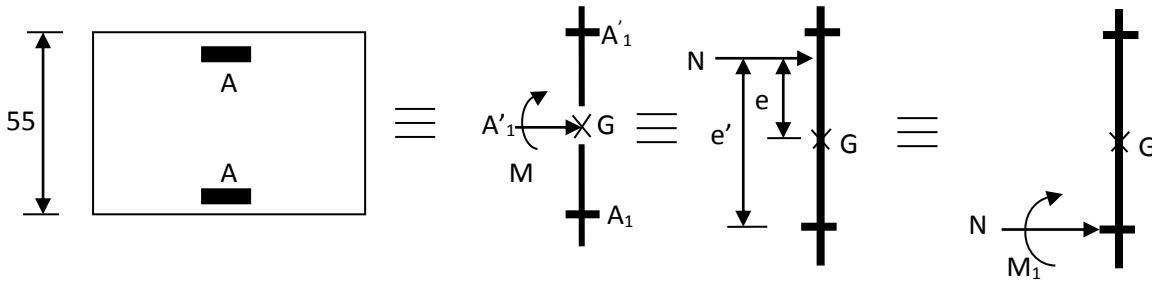


$$e_1 = \frac{3 \times (226.1)^2}{55 \times 10^4} \times (2 + 0.9 \times 2) = 1.06 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1708.86 \times (0.0016 + 0.02 + 0.0106) = 55.03 \text{ kN.m}$$

$$e'_0 = \frac{M'}{N_1} = \frac{5503}{1708.86} = 3.22 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression se trouve a l'intérieur de la section.



FigVI.1.2: Position de  $N_1$ ;  $M_1$  sur la section transversale.

● **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \sigma_b \cdot b \cdot h}_{(1)} \leq \underbrace{N_1 \cdot (d - c_1) - M_1}_{(2)}$$

$$(1) = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 3) \times 14.17 \times 55 \times 55 \times 10^{-3}$$

$$(1) = 690.33 \text{ KN.m}$$

● **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M'_1 = M_1 + N_1 \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M'_1 = 55.03 + 1708.86 \times \left(0.52 - \frac{0.55}{2}\right) \Rightarrow M'_1 = 473.70 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1708.86 \times (0.52 - 0.03) - 473.70 \Rightarrow (2) = 363.64 \text{ KN.m}$$

● **Conclusion :**

$$(0.337 \times h \times 0.81 \times c_1) \sigma_b \cdot b \cdot h = 690.33 \text{ KN.m} > N_1 \cdot (d - c_1) - M_1 = 363.64 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow$  section partiellement comprimée et le calcul sera mené en flexion simple

● **Vérification de l'existante des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{473700}{14.17 \times 55 \times (52)^2} = 0.225$$

$$\mu = 0.225 < \mu_L = 0,392 \left( \frac{\text{acier}}{\text{FeE400}} \right) \Rightarrow A' \geq 1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_1 \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.323$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.871$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{473700}{348 \times 0.871 \times 52} = 30.05 \text{ cm}^2$$

- **On revient à la flexion composée :**

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 30.05 - \frac{1708860}{100 \times 348} = -19.06 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_{FC1} = 0$$

**B/- Situation accidentelle :**

**Cas 1 :**

**B.1/- Sens x-x**

b=55cm et h=55cm

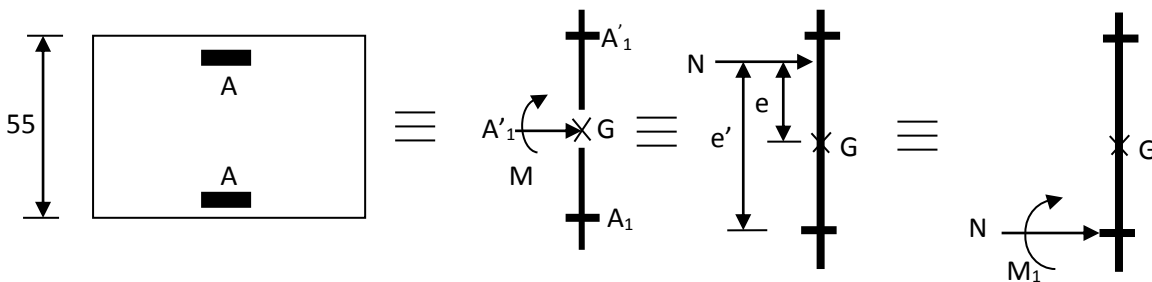
- **Les sollicitations prises en compte :**

$$N = 1578.11 \text{ kN}$$

$$M = 2.69 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{269}{1578.11} = 0.17 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression se trouve a l'intérieure de la section.



**FigVI.1.3 :Position de  $N_1$ ;  $M_1$  sur la section transversale.**

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \sigma_b \cdot b \cdot h}_{(1)} \leq \underbrace{N \cdot (d - c_1) - M'_1}_{(2)}$$

$$(1) = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 3) \times 14.17 \times 55 \times 55 \times 10^{-3}$$

$$(1) = 690.33 \text{ KN.m}$$

- **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M'_1 = M_1 + N \cdot \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M'_1 = 2.69 + 1578.11 \times \left( 0.52 - \frac{0.55}{2} \right) \Rightarrow M'_1 = 389.33 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1578.11 \times (0.52 - 0.02) - 389.33 \Rightarrow (2) = 399.73 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

$(0.337 \times h \times 0.81 \times c_1) \sigma_b \cdot b \cdot h = 690.33 \text{ KN.m} > N_1 \cdot (d - c_1) - M'_1 = 399.73 \text{ KN.m}$   
 $\Rightarrow$  section partiellement comprimée et le calcul sera mené en flexion simple

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{389330}{18.48 \times 55 \times (52)^2} = 0.142$$

$$\mu = 0.142 < \mu_L = 0.379 \left( \begin{array}{c} \text{acier FeE400} \\ \text{S.ACC} \end{array} \right) \Rightarrow A' \geq 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.192$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.923$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{389330}{400 \times 0.923 \times 52} = 20.28 \text{ cm}^2$$

- **On revient à la flexion composée :**

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 20.28 - \frac{1578110}{100 \times 400} = -19.17 \text{ cm}^2$$

### **B.2/- Sens Y-Y :**

$h=55\text{cm}$  et  $b=55\text{cm}$

#### **Les sollicitations prises en compte :**

$$N = 1578.11 \text{ kN}$$

$$M = 4.8 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{480}{1578.11} = 0.30 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{55}{12} = 4.58 \text{ cm} \Rightarrow \text{on a une compression excentrée}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{226.1}{55} = 4.11$$

$$\text{Max} \left( 15 ; 20 \times \frac{e_0}{h} \right) = \text{Max} \left( 15 ; 20 \times \frac{0.30}{55} \right) = 15$$

$$\frac{l_f}{h} = 4.11 < \text{Max} \left( 15 ; 20 \times \frac{e_0}{h} \right) = 15 \rightarrow \text{conduction vérifiée}$$

$$N = 1578.11 \text{ kN.}$$

$$M'_1 = N \times (e_0 + e_a + e_1)$$

$$e_a = \text{Max} \left( 2 \text{ cm} ; \frac{l_f}{250} \right) = 2 \text{ cm.}$$

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

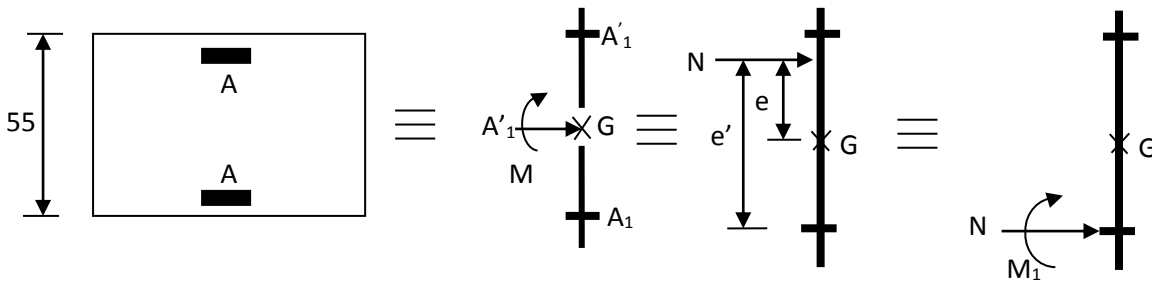
$$\alpha' = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{4.38}{4.38 + 0.47} = 0.90$$

$$e_2 = \frac{3 \times (226.1)^2}{55 \times 10^4} \times (2 + 0.74 \times 2) = 1.06 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 1578.11 \times (0.0030 + 0.02 + 0.0106) = 53.02 \text{ kN.m}$$

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{5302}{1578.11} = 3.36 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression se trouve a l'intérieur de la section.



FigVI.1.4 :Position de  $N_1$ ;  $M_1$  sur la section transversale.

● **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \sigma_b \cdot b \cdot h}_{(1)} \leq \underbrace{N_1 \cdot (d - c_1) - M'_1}_{(2)}$$

$$(1) = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 3) \times 14.17 \times 55 \times 55 \times 10^{-3} \Rightarrow (1) = 690.33 \text{ KN.m}$$

● **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M'_1 = M_1 + N \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M'_1 = 53.02 + 1578.11 \times \left(0.52 - \frac{0.55}{2}\right) \Rightarrow M'_1 = 439.66 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1578.11 \times (0.52 - 0.03) - 439.66 \Rightarrow (2) = 349.40 \text{ KN.m}$$

● **Conclusion :**

$$(0.337 \times h \times 0.81 \times c_1) \sigma_b \cdot b \cdot h = 690.33 \text{ KN.m} > N_1 \cdot (d - c_1) - M'_1 = 349.40 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow$  section partiellement comprimée et le calcul sera mené en flexion simple

● **Vérification de l'existance des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{439660}{18.48 \times 55 \times (52)^2} = 0.160$$

$$\mu = 0.209 < \mu_L = 0,392 \left( \begin{matrix} \text{acier FeE400} \\ \text{S.ACC} \end{matrix} \right) \Rightarrow A \neq \text{et } 1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_1 \sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.219$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.912$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{439660}{400 \times 0.912 \times 52} = 23.16 \text{ cm}^2$$

- **On revient à la flexion composée :**

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 23.16 - \frac{1578110}{100 \times 400} = -16.29 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_{FC1} = 0$$

**Cas 2 :**

**B.1/- Sens x-x**

b=55cm et h=55cm

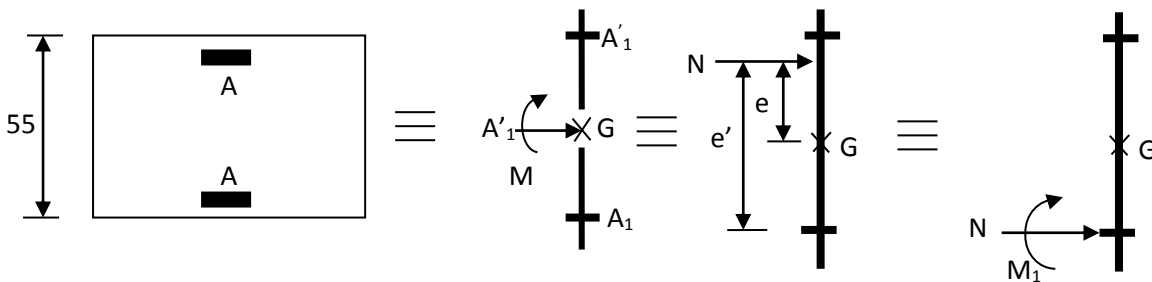
- **Les sollicitations prises en compte :**

$$N = 407.43 \text{ kN}$$

$$M = 10.87 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1087}{407.43} = 2.67 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression se trouve a l'intérieure de la section.



**FigVI.1.3 :** Position de  $N_1$ ;  $M_1$  sur la section transversale.

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \sigma_b \cdot b \cdot h}_{(1)} \leq \underbrace{N \cdot (d - c_1) - M'_1}_{(2)}$$

$$(1) = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 3) \times 14.17 \times 55 \times 55 \times 10^{-3}$$

$$(1) = 690.33 \text{ KN.m}$$

- **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M'_1 = M_1 + N \cdot \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M'_1 = 10.87 + 407.43 \times \left( 0.52 - \frac{0.55}{2} \right) \Rightarrow M'_1 = 110.69 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 407.43 \times (0.52 - 0.02) - 110.69 \Rightarrow (2) = 93.03 \text{ KN.m}$$

● **Conclusion :**

$(0.337 \times h \times 0.81 \times c_1) \sigma_b \cdot b \cdot h = 690.33 \text{ KN.m} > N_1 \cdot (d - c_1) - M'_1 = 93.03 \text{ KN.m}$   
 $\Rightarrow$  section partiellement comprimée et le calcul sera mené en flexion simple

● **Vérification de l'existance des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{93030}{18.48 \times 55 \times (52)^2} = 0.034$$

$$\mu = 0.034 < \mu_L = 0.379 \left( \begin{array}{l} \text{acier FeE400} \\ \text{S.ACC} \end{array} \right) \Rightarrow A' \text{ et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.043$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.983$$

● **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{93030}{400 \times 0.983 \times 52} = 4.55 \text{ cm}^2$$

● **On revient à la flexion composée :**

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 4.55 - \frac{407430}{100 \times 400} = -5.64 \text{ cm}^2$$

**B.2/- Sens Y-Y :**

$h=55\text{cm}$  et  $b=55\text{cm}$

**Les sollicitations prises en compte :**

$$N = 407.43 \text{ kN}$$

$$M = 4.59 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{4.59}{407.43} = 1.12 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{55}{12} = 4.58 \text{ cm} \Rightarrow \text{on a une compression excentrée}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{226.1}{55} = 4.11$$

$$\text{Max} \left( 15 ; 20 \times \frac{e_0}{h} \right) = \text{Max} \left( 15 ; 20 \times \frac{1.12}{55} \right) = 15$$

$$\frac{l_f}{h} = 4.11 < \text{Max} \left( 15 ; 20 \times \frac{e_0}{h} \right) = 15 \rightarrow \text{conduction vérifiée}$$

$$N = 407.43 \text{ kN.}$$

$$M'_1 = N \times (e_0 + e_a + e_1)$$

$$e_a = \text{Max} \left( 2 \text{ cm} ; \frac{l_f}{250} \right) = 2 \text{ cm.}$$

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

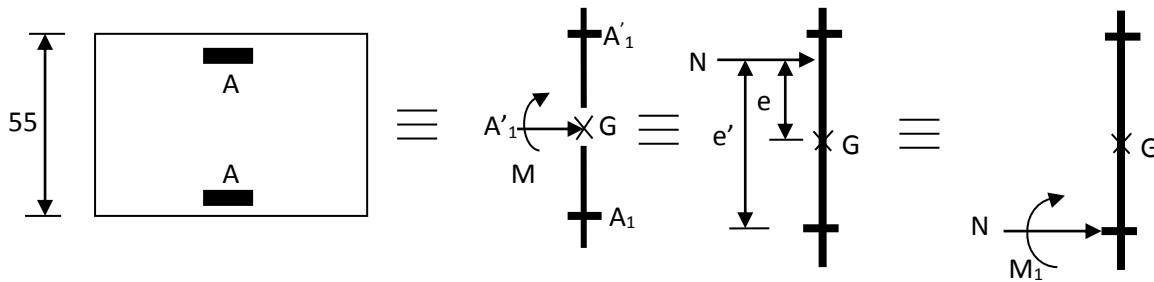
$$\alpha' = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{4.38}{4.38 + 0.47} = 0.90$$

$$e_2 = \frac{3 \times (226.1)^2}{55 \times 10^4} \times (2 + 0.90 \times 2) = 1.06 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 407.43 \times (0.0112 + 0.02 + 0.0106) = 17.03 \text{ kN.m}$$

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{1703}{407.43} = 4.18 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression se trouve a l'intérieur de la section.



FigVI.1.4 :Position de  $N_1$ ;  $M_1$  sur la section transversale.

● **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \sigma_b \cdot b \cdot h}_{(1)} \leq \underbrace{N_1 \cdot (d - c_1) - M'_1}_{(2)}$$

$$(1) = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 3) \times 14.17 \times 55 \times 55 \times 10^{-3} \Rightarrow (1) = 690.33 \text{ KN.m}$$

● **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M'_1 = M_1 + N \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M'_1 = 17.03 + 407.43 \times \left(0.52 - \frac{0.55}{2}\right) \Rightarrow M'_1 = 116.85 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 407.43 \times (0.52 - 0.03) - 116.85 \Rightarrow (2) = 82.79 \text{ KN.m}$$

● **Conclusion :**

$$(0.337 \times h \times 0.81 \times c_1) \sigma_b \cdot b \cdot h = 690.33 \text{ KN.m} > N_1 \cdot (d - c_1) - M'_1 = 82.79 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow$  section partiellement comprimée et le calcul sera mené en flexion simple

● **Vérification de l'existante des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{82790}{18.48 \times 55 \times (52)^2} = 0.030$$

$$\mu = 0.030 < \mu_L = 0,392 \left( \begin{matrix} \text{acier FeE400} \\ \text{S.ACC} \end{matrix} \right) \Rightarrow A_{\#} \text{ et } 1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_1 \sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.038$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.985$$

● **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{82790}{400 \times 0.985 \times 52} = 4.04 \text{ cm}^2$$

● **On revient à la flexion composée :**

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 4.04 - \frac{407430}{100 \times 400} = -6.15 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_{FC1} = 0$$

**Cas 3 :**

**B.1/- Sens x-x**

b=55cm et h=55cm

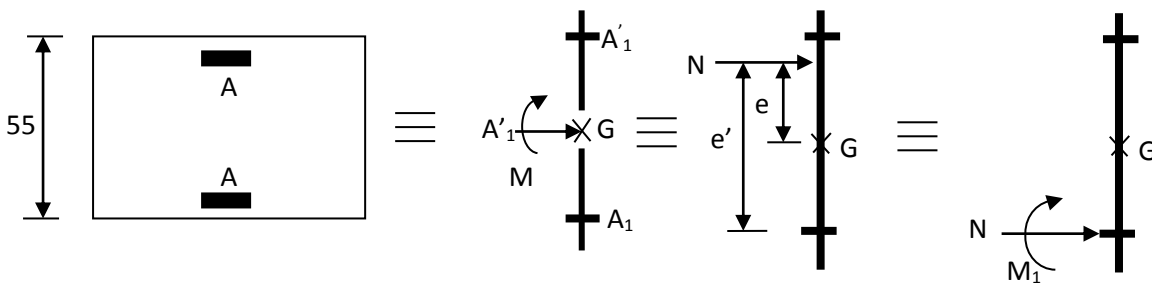
● **Les sollicitations prises en compte :**

$$N = 888.43 \text{ kN}$$

$$M = 12.12 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1212}{888.43} = 1.36 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression se trouve a l'intérieure de la section.



**FigVI.1.3 :** Position de  $N_1$ ;  $M_1$  sur la section transversale.

● **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c_1)}_{(1)} \sigma_b \cdot b \cdot h \leq \underbrace{N \cdot (d - c_1)}_{(2)} - M'_1$$

$$(1) = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 3) \times 14.17 \times 55 \times 55 \times 10^{-3}$$

$$(1) = 690.33 \text{ KN.m}$$

● **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M'_1 = M_1 + N \cdot \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M'_1 = 12.12 + 888.43 \times \left( 0.52 - \frac{0.55}{2} \right) \Rightarrow M'_1 = 229.79 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 888.43 \times (0.52 - 0.03) - 229.79 \Rightarrow (2) = 205.54 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

$(0.337 \times h \times 0.81 \times c_1) \sigma_b \cdot b \cdot h = 690.33 \text{KN.m} > N_1 \cdot (d - c_1) - M'_1 = 205.54 \text{KN.m}$   
 $\Rightarrow$  section partiellement comprimée et le calcul sera mené en flexion simple

- **Vérification de l'existante des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{205540}{18.48 \times 55 \times (52)^2} = 0.075$$

$$\mu = 0.075 < \mu_L = 0.379 \left( \begin{array}{c} \text{acier FeE400} \\ \text{S.ACC} \end{array} \right) \Rightarrow A' \text{ et } 1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_1 \sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.098$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.961$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{205540}{400 \times 0.961 \times 52} = 10.28 \text{ cm}^2$$

- **On revient à la flexion composée :**

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 10.28 - \frac{888430}{100 \times 400} = -11.93 \text{ cm}^2$$

### Cas 4 :

#### B.1/- Sens y-y

$h=55\text{cm}$  et  $b=55\text{cm}$

#### Les sollicitations prises en compte :

$$N = 888.43 \text{ kN}$$

$$M = 22.32 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2232}{888.43} = 2.51 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{55}{12} = 4.58 \text{ cm} \Rightarrow \text{on a une compression excentrée}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{226.1}{55} = 4.11$$

$$\text{Max} \left( 15 ; 20 \times \frac{e_0}{h} \right) = \text{Max} \left( 15 ; 20 \times \frac{2.51}{55} \right) = 15$$

$$\frac{l_f}{h} = 4.11 < \text{Max} \left( 15 ; 20 \times \frac{e_0}{h} \right) = 15 \rightarrow \text{conduction vérifiée}$$

$$N = 888.43 \text{ kN.}$$

$$M'_1 = N \times (e_0 + e_a + e_1)$$

$$e_a = \text{Max} \left( 2 \text{ cm} ; \frac{l_f}{250} \right) = 2 \text{ cm.}$$

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

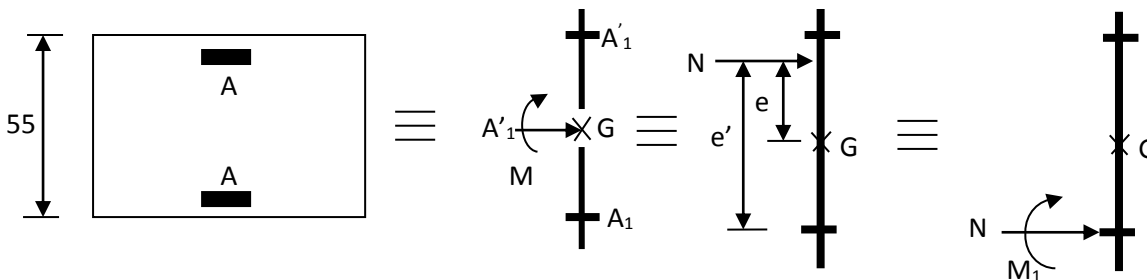
$$\alpha' = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{4.38}{4.38 + 0.47} = 0.90$$

$$e_2 = \frac{3 \times (226.1)^2}{55 \times 10^4} \times (2 + 0.90 \times 2) = 1.06 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 888.43 \times (0.0251 + 0.02 + 0.0106) = 49.49 \text{ kN.m}$$

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{4949}{888.43} = 5.51 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression se trouve a l'intérieure de la section.



**FigV.1.4** :Position de  $N_1$ ;  $M_1$  sur la section transversale.

● **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \sigma_b \cdot b \cdot h}_{(1)} \leq \underbrace{N_1 \cdot (d - c_1) - M'_1}_{(2)}$$

$$(1) = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 3) \times 14.17 \times 55 \times 55 \times 10^{-3} \Rightarrow (1) = 690.33 \text{ KN.m}$$

● **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M'_1 = M_1 + N \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M'_1 = 49.49 + 888.43 \times \left(0.52 - \frac{0.55}{2}\right) \Rightarrow M'_1 = 267.16 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 888.43 \times (0.52 - 0.03) - 267.16 \Rightarrow (2) = 168.17 \text{ KN.m}$$

● **Conclusion :**

$$(0.337 \times h \times 0.81 \times c_1) \sigma_b \cdot b \cdot h = 690.33 \text{ KN.m} > N_1 \cdot (d - c_1) - M'_1 = 168.17 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow$  section partiellement comprimée et le calcul sera mené en flexion simple

● **Vérification de l'existante des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{267160}{18.48 \times 55 \times (52)^2} = 0.097$$

$$\mu = 0.097 < \mu_L = 0,392 \left( \begin{array}{l} \text{acier FeE400} \\ \text{S.ACC} \end{array} \right) \Rightarrow A \dot{z} \text{ et } 1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_1 \sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.128$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.949$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{267160}{400 \times 0.949 \times 52} = 13.53 \text{ cm}^2$$

- **On revient à la flexion composée :**

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 13.53 - \frac{888430}{100 \times 400} = -8.68 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_{FC1} = 0$$

- **Armatures minimales :**

Condition imposée par le [R.P.A.99version2003] :

$$A_{min} = 0.8\% \times b \times h = 0.008 \times (55 \times 55) = 24.2 \text{ cm}^2$$

Condition imposée par le [B.A.E.L.91] :

$$A_{min} = 1\% \times b \times h = 0.01 \times (55 \times 55) = 30.25 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion :**

$$A = \max(A_{cal}; A_{minRPA}; A_{minBAEL}) = 31.70 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$8T20 + 4T16 \rightarrow A = 33.17 \text{ cm}^2$$

## 2/-Espacement des armatures transversales :

Suivant les règles [B.A.E.L.91] :

$$\delta_t \leq \min(15\phi_L^{\min}; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm})$$

$$\delta_t \leq \min(21; 40; 65) \text{ cm} = 21 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 20 \text{ cm}$$

Suivant les règles [RPA99version2003] :

- ❖ **Zone nodale :**

$$\delta_t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15 \text{ cm};)$$

$$\delta_t \leq \min(14; 15) \text{ cm} = 14 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$$

- ❖ **Zone courante :**

$$\delta_t \leq 15\phi_L^{\min} = 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 20 \text{ cm.}$$

- **Les armatures transversales minimales:**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{226.1}{55} = 4.11$$

$$A_{min} = 0.3\% \times b \times \delta_t$$

- **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutre :

$$L' = 55 \times 2 = 110 \text{ cm}$$

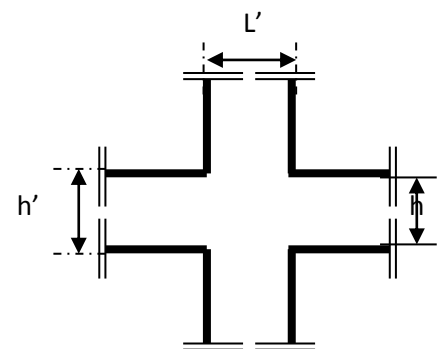


Fig VI.1.5. : Zone nodale.

$$h' = \max\left(\frac{323}{6}; 55; 55; 60\right) \text{ cm} = 60 \text{ cm}.$$

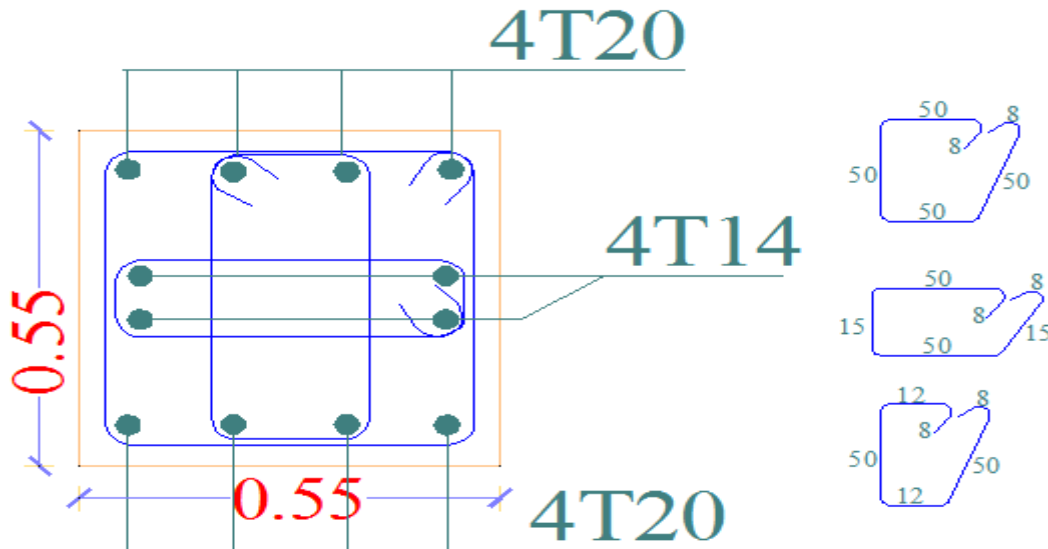
Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \times \phi_{Lmax}$$

$$L_r = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm}$$

● Schéma de ferrailage :

Poteau (55x55) cm<sup>2</sup>



Remarque :

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s’effectuera de la même façon que précédemment ; et le ferrailage sera :

Tab VI.1.2 : Tableau récapitulatif des ferrailages des poteaux :

Type	Section [cm <sup>2</sup> ]	$A_{cal}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{min\ BAEL}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{min\ RP}$ [cm <sup>2</sup> ]	Choix des armatures [cm <sup>2</sup> ]	Longueur de recouvrement [cm]
1	55x55	31.70	30.25	24.20	8T20 + 4T16 → A = 33.17	80
2	50x50	24.9	25	20	4T20 + 8T16 → A = 28.65	80
3	45x45	17.36	20.25	16.2	4T16 + 8T14 → A = 20.36	65
4	40x40	11.3	16	12.8	8T16 → A = 16.08	64
5	35x35	6.42	12.25	9.8	8T14 → A = 12.32	60
6	30x30	2.47	9	7.2	8T12 → A = 9.05	50

VI.2/-Etude de poutre :

**2.1/-Armatures longitudinale :**

TabVI.2.1 : tableau récapitulatif des moments fléchissant en [kN.m].

Moments	Etat limite ultime (E.L.U)		Etat limite de service (E.L.S)		Situation accidentelle	
	M <sub>t</sub> [kN.m]	M <sub>a</sub> [kN.m]	M <sub>t</sub> [kN.m]	M <sub>a</sub> [kN.m]	M <sub>t</sub> [kN.m]	M <sub>a</sub> [kN.m]
Poutres principales	18.69	-27.41	13.85	-20.30	13.34	-23.22
Avec voiles	3.14	-5.19	2.50	-3.79	10.83	-0.54
Poutres secondaires	12.43	-17.62	9.10	-12.97	35.29	-7.72
Avec voiles	1.09	-1.92	0.75	-1.41	6.64	-0.13
Poutres noyée	5.62	-4.85	4.16	-3.58	3.96	-5.18
Poutres palière	1.68	-4.47	1.16	-3.11	0.84	-5.86

Conditions imposées par le [RPA99 Version2003] :

Poutre principales :  $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$ .

Poutre secondaires :  $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$ .

Conditions imposées par le [B.A.E.L.91] :

Poutre principales :  $A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 33 = 1.2 \text{ cm}^2$ .

Poutre secondaires :  $A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 27 = 0.98 \text{ cm}^2$ .

**Exemple de calcul : poutres principales (30x45) cm<sup>2</sup>.**

**A.1/- En travée :**

**Situation durable et transitoire :**

**a/- Etat limite ultime (ELU) :**

$M_t^u = 18.69 \text{ kN.m}$

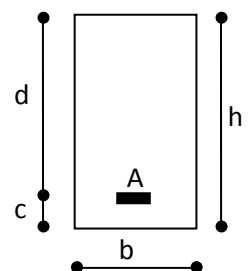
- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{18690}{14.17 \times 30 \times (32)^2} = 0.043$$

$$\mu = 0.043 < \mu_L = 0,392(\text{acier feE400}) \Rightarrow \lambda \neq \text{et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.055$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,978$$



FigVI.2.1 : Section de calcul

- **Détermination des armatures :**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{18690}{348 \times 0,936 \times 42} = 1.72 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{1.8}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$3T12 \rightarrow A = 3.39 \text{ cm}^2$$

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

$$M_t^s = 13.85 \text{ kN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } \hat{A} \Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right.$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{18.69}{13.85} = 1.35$$

$$\alpha = 0,055 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.42 \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

Fissuration peu nuisible  
(aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

⇒

Le ferrailage calculé à l'état limite ultime convient pour l'état limite de service.

**Situation accidentelle :**

$$M_t^{acc} = 13.34 \text{ kN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{13340}{18.48 \times 30 \times (32)^2} = 0.023$$

$$\mu = 0.071 < \mu_L = 0,379 \left( \begin{array}{l} \text{acier feE400} \\ \text{s.ACC} \end{array} \right) \Rightarrow \hat{A} \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.030$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,988$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{13340}{400 \times 0,988 \times 32} = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t^{acc}; A_t^u; A_t^{min}) = 1.72 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$3T12 \rightarrow A_t = 3.39 \text{ cm}^2$$

**A.2/-En appuis :**

**Situation durable et transitoire :**

**a/- Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_a^u = -27.48 \text{ kN.m}$$

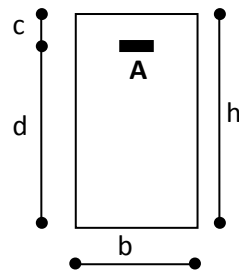
- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{27480}{14.17 \times 30 \times (32)^2} = 0.048$$

$$\mu = 0.048 < \mu_L = 0.392 (\text{acier feE400}) \Rightarrow \hat{A} \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.062$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.975$$



**FigVI.2.2 : Section de calcul**

- **Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{27480}{348 \times 0.975 \times 32} = 2.20 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$3T12 \rightarrow A = 3.39 \text{ cm}^2$$

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

$$M_a^s = -20.30 \text{ kN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } \hat{A} \Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right.$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{27480}{20300} = 1.35$$

$$\alpha = 0.062 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.43 \Rightarrow \delta b < \bar{\delta b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\delta b < \bar{\delta b}$$

Fissuration peu nuisible  
(aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

}  $\Rightarrow$  Le ferrailage calculé à l'état limite ultime convient pour l'état limite de service.

**Situation accidentelle :**

$$M_a^{acc} = 23.220 \text{ kN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{23220}{18.48 \times 30 \times (32)^2} = 0.041$$

$$\mu = 0.041 < \mu_L = 0.379 (\text{acier } \text{feE400}_{S.ACC}) \Rightarrow \hat{A} \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.052$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.979$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_a^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{23220}{400 \times 0,979 \times 32} = 1.85 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_a^{acc}; A_a^u; A_a^{min}) = 2.2 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$3T12 \rightarrow A_t = 3.39 \text{ cm}^2$$

### b.3/-vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{max} = 43.86 \text{ kN}$$

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$T_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 32 \Rightarrow a = 28.8 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = 43860 \text{ N} < 0,267 \times 28.8 \times 25 \times 30 \times 10^2 = 576720 \text{ N}$$

**Donc :** il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :**

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_l = 3.39 \text{ cm}^2 > \frac{1,15}{400} \left[ 43860 + \frac{27480}{28.8} \right] \times 10^{-2} = 1.26 \text{ cm}^2$$

Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

- **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{43860}{30 \times 32 \times 10^2} = 0,46 \text{ MPa}$$

**Fissuration peu nuisible :**  $\overline{\tau_u} = \min[0,13f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$

$\tau = 0,46 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

- **Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  :**

#### a/-Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l \min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1\right) = 1 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow 4\phi_8 \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$  (1 cadre + 1 étrier)

**b/- Espacement des armatures transversales :**

$\delta_t$ : l'espacement des armatures transversales.

$$\frac{A_t}{b \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot k}{0,8 \cdot f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [B. A. E. L. 91/A. 5.1.23]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{2,01 \times 0,80 \times 235}{30 \times (0,46 - 0,3 \times 2,1)} = -72,76 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(28,8 ; 40) \Rightarrow \delta_{t2} = 25 \text{ cm} \quad [B. A. E. L. 91/A. 5.1.22]$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{b \times 0,4} \Rightarrow \delta_{t3} \leq \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,36 \text{ cm} \quad [B. A. E. L. 91/A. 5.1.22]$$

$$\delta_t = \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 20 \text{ cm}$$

Selon [R. P. A. 99 version 2003 / Art. 7.5.2.2]

- **Zone nodale :**

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \emptyset\right) = \min(8,75; 9,6) \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t4} = 10 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t5} = 15 \text{ cm}$$

- **Conclusion :**

On adopte un espacement entre les armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_t = 15 \text{ cm en zone courante} \\ \delta_t = 10 \text{ cm en zone nodale} \end{array} \right.$$

- **Vérification des armatures transversales :**

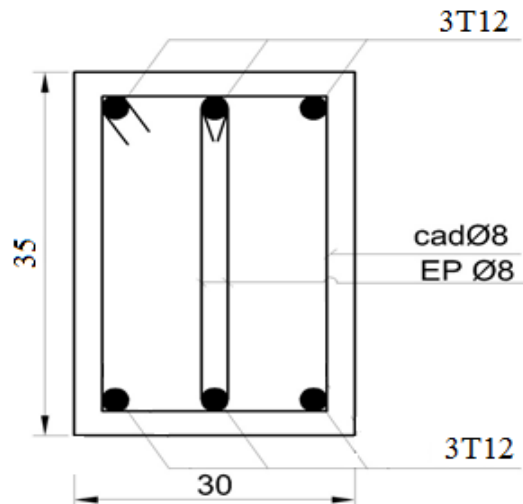
$$A_{\min} = 0,003 \times \delta_t \times b$$

- **Zone nodale :**  $A_{\min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$

- **Zone courante :**  $A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$

- **Longueur de recouvrement :**

**Zone IIa :**  $L_r = 40\emptyset$



FigVI.2.3 : schéma de ferrailage de la poutre.

Tab VI.2.2 : tableau récapitulatif de ferrailage des poutres :

Types de poutres		$A_{min}[cm^2]$		$A_{cal}[cm^2]$	Choix des armatures [cm <sup>2</sup> ]	Longueur de recouvrement [cm]
		B.A.E.L	R.P.A			
Poutres principales	Travées	1.30	6.75	1.72	5T14 → A = 7.70	50
	Appuis	1.30	6.75	2.20	5T14 → A = 7.70	50
Poutres Secondaires	Travées	0.98	4.50	0.98	5T14 → A = 7.70	50
	Appuis	0.98	4.50	1.39	5T14 → A = 7.70	50
Poutres Noyées	Travées	0.62	3.00	0.44	2T12 → A = 2.26	50
	Appuis	0.62	3.00	0.38	2T12 → A = 2.26	50
Poutres Paliers	Travées	0.80	3.75	0.13	2T14 → A = 3.08	50
	Appuis	0.80	3.75	0.35	2T14 → A = 3.08	50

### VI.3/- Etude des voiles :

#### 1.1/-Armatures verticales :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens, ils seront calculés en flexion composées avec effort tranchant.[R.P.A.99version2003/art7.7.4]

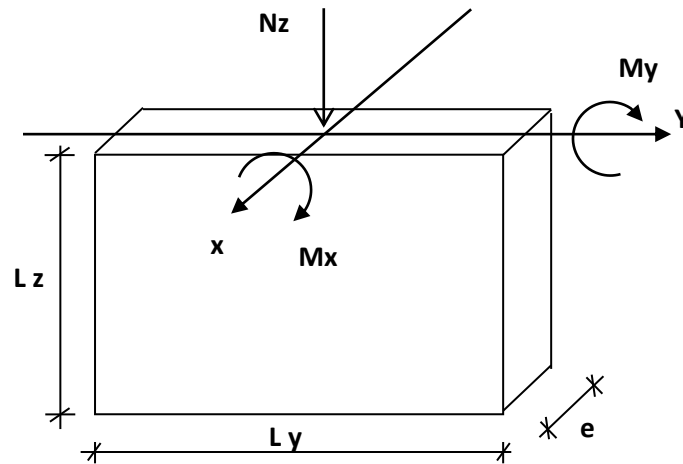


Fig VI.1.1 : Stations de calcul d'un voile.

#### ➤ Sens x-x :

$N_z$  ;  $M_x$   $\Rightarrow$  section des armatures verticales à l'extrémité du voile (Voir figure V.3.2)

#### ➤ Sens y-y :

$N_z$ ;  $M_y$   $\Rightarrow$  section des armatures verticales parallèle au parement du voile (Voir figure. V.3.2)

**Condition du [R.P.A.99version2003 art7.7.4.1] :**

#### ● Armatures minimales :

A chacune des extrémités du voile les armatures verticales doivent être aux moins 4HA10 (figure. V.3.2).

#### ➤ En zone courante (section des aciers verticaux parallèles aux parements du voile) :

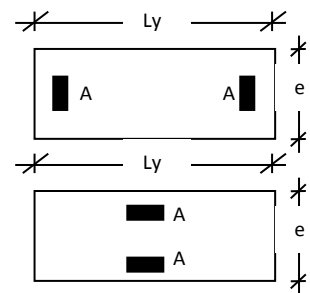
$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\%$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_v$$

$$A'_v = \max (A_1; A_2).$$

#### ➤ Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être en totalité pris par les armatures, le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section.

#### ➤ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.



● **Espacement des barres verticales :**

- $S = \min (1.5e ; 30\text{cm})$  en zone courante.
- A chaque extrémité du voile (l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{L}{10}$  de la largeur du voile (figure V.3.2).
- Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm).
- Le diamètre des barres verticales du voile :  $\phi \leq \frac{L}{10} e$ .

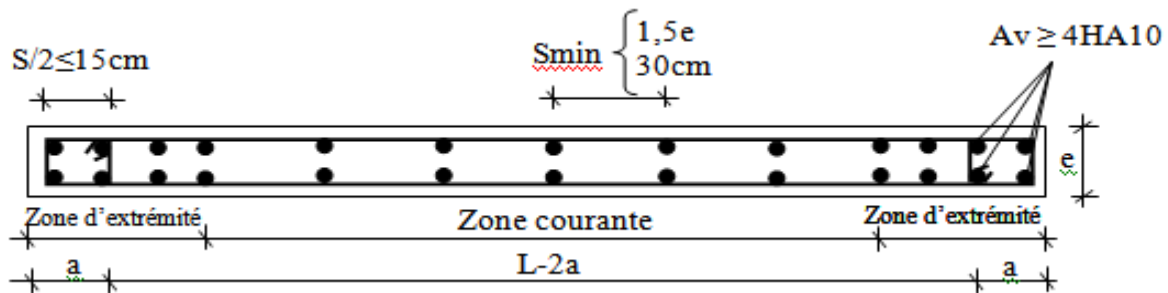


Fig VI.1.2: Disposition des armatures verticales dans les voiles

**3.2/- Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales sont des armatures de répartition avec :

● **Calcul des armatures horizontales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

● **Disposition des armatures : [art 7.7.4.2/R.P.A99version2003]**

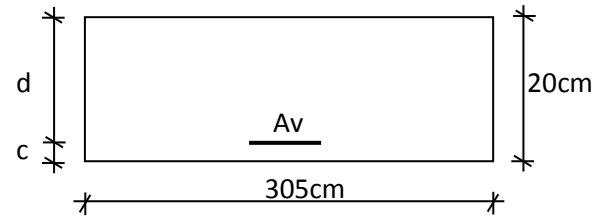
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à 90° au niveau de la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur  $De10\phi$ . Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.
- Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
- $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le changement du signe des efforts sous l'action des différentes combinaisons est possible et  $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des différentes combinaisons possibles de charges.

**3.3/- Exemple de calcul :(Voile d'épaisseur 20 cm) :**

2/-Calcul de ferrailage vertical :

**Situation accidentelle :****A/-Sens x-x :**

$$\begin{cases} N = 1666.34 \text{ KN} \\ M = 461.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$



$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{461.85}{1666.34} = 0.277 \text{ m} = 27.7 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 8 \text{ cm} \quad \text{Fig VI.3.3 : section de calcul}$$

L'effort normal de compression N se trouve à l'extérieur de la section  $\Rightarrow$  section partiellement comprimée.

Le calcul sera en flexion simple avec  $M = M_1$

- **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M_1 = N \cdot \left( e_0 + \frac{h}{2} - c_1 \right)$$

$$M_1 = 1666.34 \times \left( 0.27 + \frac{0.2}{2} - 0.02 \right) = 583.22 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existante des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{583220}{18.48 \times 305 \times (18)^2} = 0.382$$

$$\mu = 0.382 < \mu_L = 0,379 \left( \begin{array}{l} \text{acier feE400} \\ \text{S.ACC} \end{array} \right) \Rightarrow A \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.643$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.743$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{583220}{400 \times 0.801 \times 18} = 107.03 \text{ cm}^2$$

- **On revient à la flexion composée :**

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_{FC1} = 107.03 - \frac{1666340}{100 \times 400} = 65.37 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimal :**

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 255 \times 20 = 7.65 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion :**

$$A = \max(A_{FC1}; A_1; A_{\min};) = 107.03 \text{ cm}^2$$

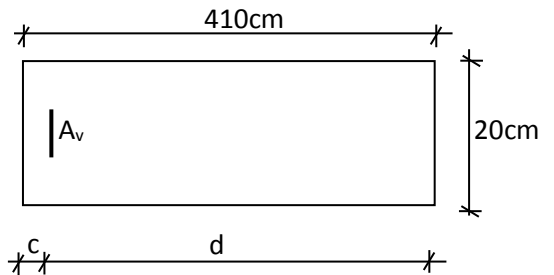
- **Choix des armatures :**

$$54\text{T16} \longrightarrow A = 108.54 \text{ cm}^2$$

$$(2\text{T16} \longrightarrow e = 10\text{cm})$$

**B/-Sens y-y :**

$$\begin{cases} N = 2335.34 \text{ kN} \\ M = 461.07 \text{ kN.m} \end{cases}$$



$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{461.07}{2335.34} = 0.197 \text{ m} = 19.7 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 8 \text{ cm}$$

Fig VI.3.4 : section de calcul

L'effort normal de compression N se trouve à l'extérieur de la section  $\Rightarrow$  section partiellement comprimée.

Le calcul sera en flexion simple avec  $M = M_1$

● **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M_1 = N \cdot \left( e_0 + \frac{h}{2} - c_1 \right)$$

$$M_1 = 2635.34 \times \left( 0.17 + \frac{0.2}{2} - 0.02 \right) = 583.84 \text{ KN.m}$$

● **Vérification de l'existante des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{583.84}{18.48 \times 365 \times (18)^2} = 0.267$$

$$\mu = 0.382 < \mu_L = 0,379 \left( \begin{matrix} \text{acier feE400} \\ \text{S.ACC} \end{matrix} \right) \Rightarrow A \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.397$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.841$$

● **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{583220}{400 \times 0.801 \times 18} = 96.4 \text{ cm}^2$$

● **On revient à la flexion composée :**

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_{FC1} = 96.40 - \frac{2335340}{100 \times 400} = 38.02 \text{ cm}^2$$

● **Armatures minimal :**

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 365 \times 20 = 10.95 \text{ cm}^2$$

● **Conclusion :**

$$A = \max(A_{FC1}; A_1; A_{\min};) = 96.4 \text{ cm}^2$$

● **Choix des armatures :**

$$50T16 \longrightarrow A = 100.5 \text{ cm}^2$$

$$(2T16 \longrightarrow e = 15 \text{ cm})$$

**4/-Espaceement minimal des barres verticales et horizontales :****En zone courante :**

- $S = \min (1.5xe ; 30cm)$
- $S \leq \min (1.5 \times 15 ; 30cm) = 20cm$ , alors l'espaceement se prend en fonction du nombre de barre à condition que :  $S \leq 20cm$ .

Donc, on adoptera un espaceement :  $S = 20cm$ .

$$S' = \frac{20}{2} = 10cm$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Fissuration peu nuisible:  $\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5 Mpa \right) = 4.35 MPa$

$$\tau_u = \frac{T}{e \cdot d} ; \quad T = 1.4 T_u$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 73680}{20 \times 18 \times 100} = 2.87 MPa$$

$$\Rightarrow \tau_u = 2.87 MPa < \bar{\tau}_u = 3.48 MPa \quad \text{Condition Vérifiée}$$

**5/- Armatures transversal :**

$$A_t \geq \frac{\tau_u \times b \times S}{0.9 \times \sigma_s} = \frac{2.87 \times 365 \times 20}{0.9 \times 400} = 5.66 cm^2$$

- **Armature minimal : [Art7.7.4.3/R.P.A.99version2003] :**

$$A_t = 0.0015 \times b \times h = 10.95 cm^2/ml$$

- **Choix des armatures :**

$$14T10/ml \longrightarrow A = 11.00 cm^2/ml$$

- **Conclusion :**

Pour le ferrailage des voiles on adopte T10 pour chaque nappe espacé 15 cm dans les deux directions.

# **CHAPITRE VII**

**ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

**VII.1/-Etude des fondations :**

Introduction :

Les fondations sont des éléments situés en dessous du niveau naturel de sol. Elles ont pour objet de transmettre les charges totales apportées par la structure au bon sol.

On distingue deux types de fondations qui sont :

**a) Fondations superficielles : ( $H \leq 2.5m$ )**

- ✓ semelles isolées ;
- ✓ semelles filantes et
- ✓ radier général.

**b) Fondations profondes : ( $H > 2.5m$ )**

- ✓ semelles sur puits.  $2.50m < H \leq 5m$
- ✓ semelles sur pieux.  $H > 5m$

● **Combinaisons de charges**

**1/-Situation durable et transitoire (Normale) :**

- ❖ Etat limite ultime :  $1.35G+1.50Q$  ;
- ❖ Etat limite de service :  $G+Q$

**2/- Situation accidentelle :**

- ❖  $G + Q \pm E$  ;
- ❖  $0.8G \pm E$

**VII.1.1/-Choix du type de fondations :**

Vue que la hauteur d'ancrage du bâtiment n'excède pas 2.50m ; il y a lieu d'essayer d'utiliser une fondation superficielle, tel que :

- Semelles isolé ;
- Semelles filantes ou
- Radier général.

**1/- Pré dimensionnement des semelles :**

**1.1/-Semelles isolée :**

● **Semelle de centrale :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sol} = \frac{N}{A.B} \leq \overline{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A.B = \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} \\ A = \left(\frac{a}{b}\right).B \end{array} \right.$$

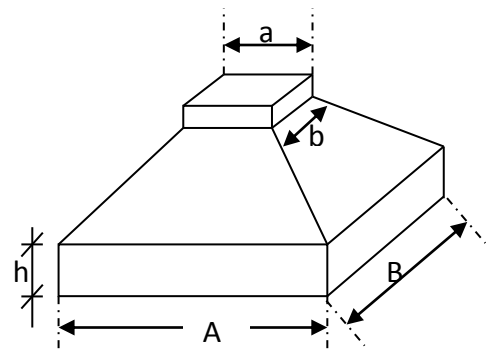
$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{sol} = \text{-----}2.5 \text{ bars} \\ N_u = 1508.86KN \\ a = 55 \text{ cm} \\ b = 55 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$A = \left(\frac{55}{55}\right).B \Rightarrow A = B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{55}{55} \times \frac{17088.6}{0.25}} = 245.67cm \Rightarrow B = 250 \text{ cm}$$

$$A = B = 250 \text{ cm}$$

On prend :  $B = 250 \text{ cm}$      $A = 250 \text{ cm}$ .



**Fig VII.1 : Dimension d'une semelle isolée.**

● **Semelle de rive :**

$N_u = 386.57 \text{ KN}$

$A = \left(\frac{45}{45}\right) \cdot B \implies A = B$

$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{45}{45} \times \frac{3865.7}{0.25}} = 124.35 \text{ cm} \implies B = 130 \text{ cm}$

$A = B \implies A = 130 \text{ cm.}$

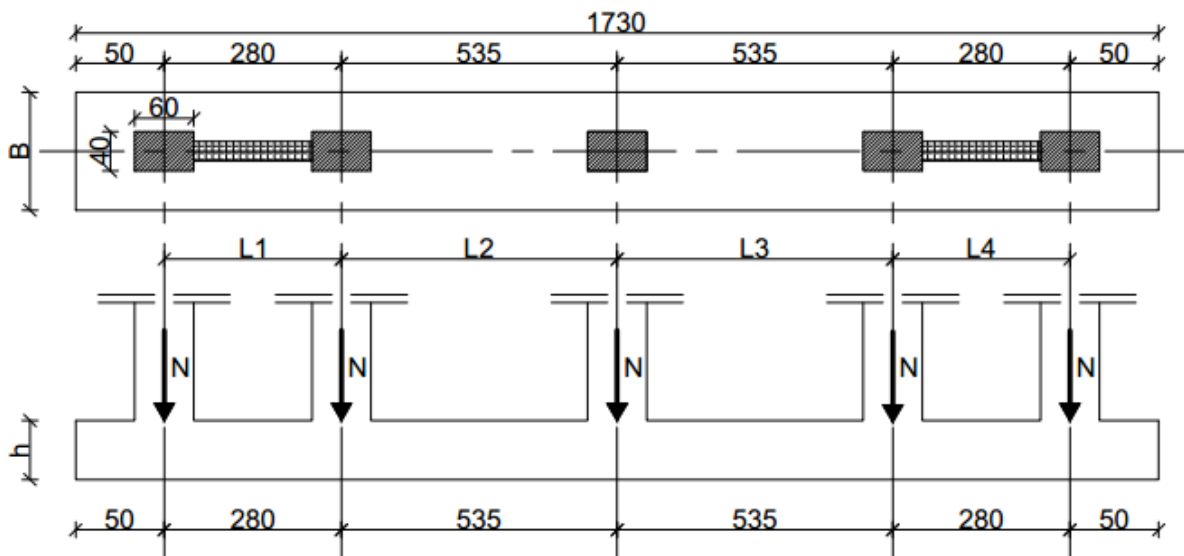
On prend :  $B=130 \text{ cm}$      $A=130 \text{ cm.}$

$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{237.18}{492.62} = 0.48 < 0.5$  donc en utilisez les semelle

● **Conclusion :**

D'après le pré-dimensionnement des semelles isolées on conclue que ces dernières se chevauchent suivant à l'axe y-y (sens principale) donc on adopte des semelles filantes suivant l'axe y-y.

**1.2-Semelles filantes :**



FigVII.2 : Dimension d'une semelle filante.

● **Pré-dimensionnement des semelles filantes :**

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes selon d'axe y-y (sens porteur),

On prend le débord minimal 50 cm comme imposé par le [RPA99version2003].

$\{ N_1 = 1203.88 \text{ kN}$	$\{ N_2 = 1304.93 \text{ KN}$	$\{ N_3 = 1843.06 \text{ KM}$
$\{ M_1 = 1.047 \text{ KN.m}$	$\{ M_2 = -3.717 \text{ KN.m}$	$\{ M_3 = 1.343 \text{ KN.m}$
$\{ N_4 = 1153.46 \text{ KN}$	$\{ N_5 = 1233.55 \text{ KN}$	
$\{ M_4 = 9.503 \text{ KN.m}$	$\{ M_5 = 4.689 \text{ KN.m}$	

$$\begin{cases} N_{V1} = 2508.82 \text{ KN} \\ M_{V1} = 138.8 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_{V2} = 2387.01 \text{ KN} \\ M_{V2} = 126.314 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\sigma = \frac{N_u}{B.L} + \frac{6.M}{B.L^2} \leq \bar{\sigma}_s \implies B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_s.L} + \frac{6.M}{\bar{\sigma}_s.L^2}$$

❖ **Etat limite ultime :**

$$N_u = \sum_{i=1}^{i=8} N_i = 11674.690 \text{ KN}$$

❖ **Etat limite de service :**

$$N_s = \sum_{i=1}^{i=8} N_i = 8489.450 \text{ KN}$$

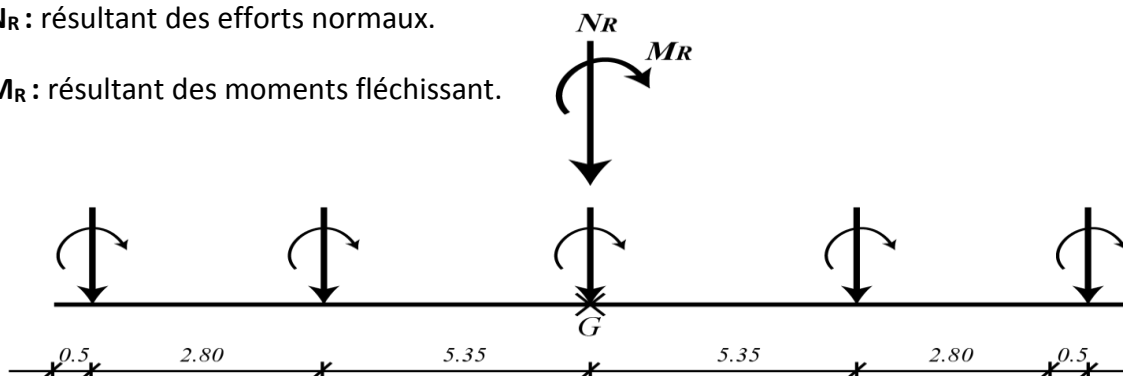
❖ **Situation accidentelle :**

$$N_{acc} = \sum_{i=1}^{i=8} N_i = 15859.652 \text{ KN}$$

● **Résultant des moments fléchissant appliqué à centre de gravité de la base de la semelle :**

$N_R$  : résultant des efforts normaux.

$M_R$  : résultant des moments fléchissant.



❖ **Etat limite ultime :**

$$M_u = \sum_{i=1}^{i=8} N_i \times x_i = \sum M_i = 1110.113 \text{ KN.m}$$

❖ **Etat limite de service :**

$$M_s = \sum_{i=1}^{i=8} N_i \times x_i + \sum M_i = 2013.83 \text{ KN.m}$$

❖ **Situation accidentelle :**

$$M_{acc} = \sum_{i=1}^{i=8} N_i \times x_i + \sum M_i = 54.141 \text{ KNm}$$

Avec :

$N_i$ : l'effort normal de chaque poteau.

$M_i$ : moment fléchissant de chaque poteau.

$x_i$ : distance entre le poteau et le centre de gravité de la semelle.

● **Largeur de la semelle B :**

$$B \geq \frac{11674.69}{0.25 \times 10^3 \times 20.30} + \frac{6 \times 1110.113}{0.25 \times 10^3 \times 20.30^2} \implies B \geq 2.37 \text{ m}$$

On prend  $B = 2.4 \text{ m}$

● **Hauteur de la semelle :**

$$\frac{B - b}{4} + 0.05 \leq h \leq B - b \implies \frac{2.4 - 0.55}{4} + 0.05 = 0.31 \text{ m} \implies h \leq 2.8 - 0.4 = 1.85 \text{ m}$$

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

● **Hauteur de libage :**

$$h_1 \geq \left( \frac{48 \cdot K \cdot L_{\max}^4}{E \cdot \pi^4 B} \right)^{\frac{1}{3}} \implies h_1 \geq \left( \frac{48 \times 40000 \times 4.2^4}{2985859 \times 3.14^4 \times 2.4} \right)^{\frac{1}{3}} \implies h_1 \geq 0.95 \text{ m}$$

On prend  $h_1 = 1.2 \text{ m}$ .

● **Condition de rigidité et flexibilité :**

$$\frac{L_{\max}}{9} \leq h_2 \leq \frac{L_{\max}}{6}$$

$$\frac{4.2}{9} = 0.47 \leq h_2 \leq \frac{4.2}{6} = 0.7$$

On prend  $h_2 = 0.6 \text{ m}$

● **Conclusion :**

$$H = \max(h_1; h_2) = 1.20 \text{ m}$$

● **Vérification des contraintes :**

● **Poids de la semelle :**

$$N_s = 2.5 \times H \times L \times B = 2.5 \times 0.55 \times 20.3 \times 2.4$$

$$N_s = 66.99 \text{ KN}$$

● **Poids de remblai :**

$$N_r = 1.8 \times L \times (2.5 - H) \times B = 1.8 \times 1.3 \times 20.3 \times 2.4$$

$$N_r = 114.00 \text{ KN}$$

❖ **Situation durable et transitoire (normale) :**

**A/-Etat limite ultime :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot M}{B \cdot L^2} = \frac{1167469 + 1.35 \times (8304 + 12705)}{240 \times 2030} + \frac{6 \times 11101130}{240 \times 2030^2} \implies \sigma_1 = 1.17 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{B \cdot L} - \frac{6 \cdot M}{B \cdot L^2} = \frac{1167469.0 + 1.35 \times (8304 + 12705)}{240 \times 2030} - \frac{6 \times 11101130}{240 \times 2030^2} \implies \sigma_1 = 1.17 \text{ bars}$$

$$\sigma = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.17 \text{ bars} < \sigma_s = 2.5 \text{ bars} \implies \text{condition vérifiée}$$

**B/-Etat limite de service:**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot M}{B \cdot L^2} = \frac{848945 + 8304 + 12705}{240 \times 2030} + \frac{6 \times 20138300}{240 \times 2030^2} \implies \sigma_1 = 0.86 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{B.L} - \frac{6.M}{B.L^2} = \frac{848945 + 8304 + 12705}{240 \times 2030} - \frac{6 \times 20138300}{240 \times 2030^2} \Rightarrow \sigma_2 = 0.86 \text{ bars}$$

$$\sigma = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.86 \text{ bars} < \sigma_s = 2.5 \text{ bars} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Situation accidentelle :**

$$\sigma_1 = \frac{N_{acc}}{B.L} + \frac{6.M}{B.L^2} = \frac{1585965.2 + 8304 + 12705}{240 \times 2030} + \frac{6 \times 541410}{240 \times 2030^2} \Rightarrow \sigma_1 = 1.59 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{acc}}{B.L} - \frac{6.M}{B.L^2} = \frac{1585965.2 + 8304 + 12705}{240 \times 2030} - \frac{6 \times 541410}{240 \times 2030^2} \Rightarrow \sigma_2 = 1.59 \text{ bars}$$

$$\sigma = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.59 \text{ bars} < 1.5\sigma_s = 3.75 \text{ bars} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**2/-Ferrailage de la semelle :**

❖ **Etat limite ultime (ELU) :**

On a:

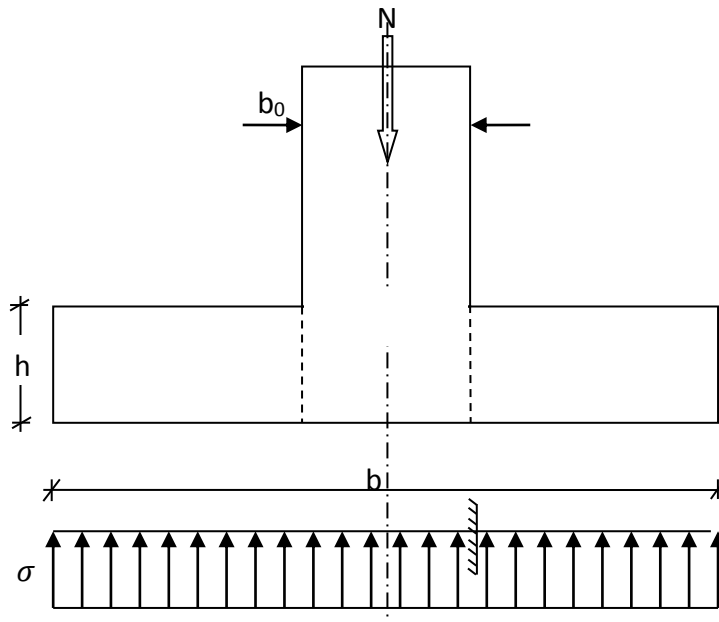
$$N_u = 11674.690 \text{ KN}$$

$$M_u = 4.820 \text{ KN.m (negligible)}$$

$$\sigma = \frac{11674.690}{2.4 \times 20.3} = 239.628 \text{ kN/m}^2$$

On appliquant la méthode de RDM:

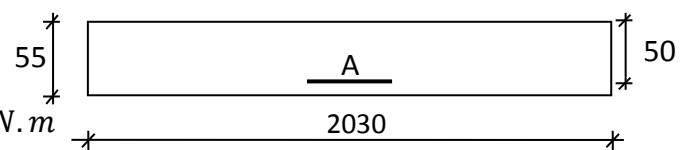
Le calcul se fera pour une console de 1 m de longueur.



● **Calcul de moment fléchissant :**

$$M_u = \frac{\sigma \times 20.30 \times 0.9^2}{2}$$

$$M_u = \frac{239.628 \times 20.30 \times 0.90^2}{2} = 1970.102 \text{ KN.m}$$



**FigVII.3 : section de calcul**

● **Vérification de l'existence d A' :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1970102}{14.17 \times 2030 \times 50^2} = 0.03$$

$$\mu = 0.030 < \mu_L = 0,392 \left( \frac{\text{acier}}{f_{eE400}} \right) \Rightarrow \dot{A} \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.038$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,985$$

● **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1970102}{348 \times 0,985 \times 50} = 114.95 \text{ cm}^2$$

● **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 2030 \times 50 \times \frac{2.1}{400} = 122.56 \text{ cm}^2$$

● **Choix des armatures :**

$$107 \text{ T12} \longrightarrow A = 123.88 \text{ cm}^2$$

$$(T12 \longrightarrow e = 15 \text{ cm})$$

❖ **Etat limite de service :**

$$N_s = 8489.450 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{8489.450}{2.4 \times 20.3} = 174.25 \text{ kN/m}^2$$

● **Calcul de moment fléchissant :**

$$M_s = \frac{\sigma \times 20.3 \times 0.975^2}{2} = \frac{174.25 \times 20.3 \times 0.9^2}{2} = 1591.774 \text{ KN.m}$$

● **Vérification de  $\sigma_s$  et  $\sigma_b$  :**

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 123.88}{2030} = 0.915$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 50 \times 0.915 = 91.48$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.915 + \sqrt{0.915^2 + 91.48} = 8.69 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{2030 \times 8.69^3}{3} + 15 \times 123.88 \times (50 - 91.48)^2$$

$$I = 3248300 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{1681310}{3248300} = 0.52$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.52 \times (50 - 8.69) = 322.218 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = y_1 \times k = 8.69 \times 0.52 = 4.519 \text{ Mpa}$$

**Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

● **Conclusion :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 4.519 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 322.218 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right. \Longrightarrow \text{Il faut recalculer les armatures a l'état limite de service.}$$

● **Détermination des armatures a l'état limite de service :**

$$\bar{\sigma}_s = \min(\sigma_s \text{ calcul}; \bar{\sigma}_s) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{1768899}{201.63 \times 2030 \times 50^2}$$

$$\mu_1 = 0.001729 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.999 \\ K_1 = 53.49 \end{cases}$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201.63}{53.49} = 3.77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \implies \text{A'}$$

$$A = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{1768899}{201.63 \times 0.999 \times 50} = 183.34 \text{ cm}^2$$

**Pour 1m de longueur :**

$$A = \frac{185.53}{20.30} = 9.03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Situation accidentelle :**

$$M_a^{acc} = 54.141 \text{ kN.m}$$

● **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{54141}{18.48 \times 2030 \times (50)^2} = 0.058$$

$$\mu = 0.058 < \mu_L = 0,379 \left( \begin{smallmatrix} \text{acier feE400} \\ \text{S.ACC} \end{smallmatrix} \right) \implies \text{A' et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_1 \implies \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \implies \alpha = 0.074$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \implies \beta = 0,970$$

● **Détermination des armatures :**

$$A_a^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{54141}{400 \times 0,970 \times 50} = 2.79 \text{ cm}^2$$

● **Conclusion**

$$A_a = \max(A_a^{acc}; A_a^u; A_a^{min}) = 9.03 \text{ cm}^2$$

● **Choix des armatures :**

$$7T14 / \text{ml} \longrightarrow A = 10.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T14 \longrightarrow e = 14 \text{ cm})$$

● **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{10.78}{4} = 2.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

● **Choix des armatures :**

$$5T10 \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm})$$

**3/-Ferrailage du libage :**

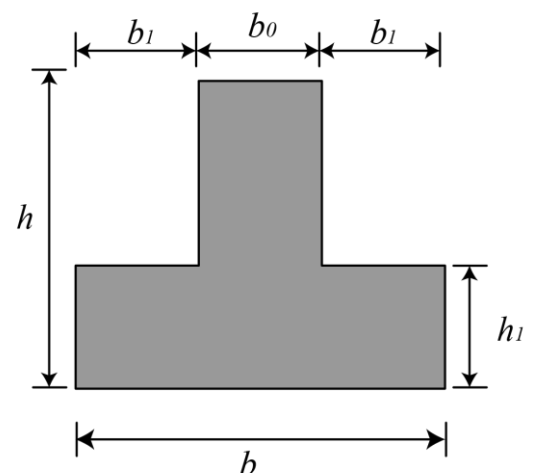
Après la modélisation de la semelle filante dans

« Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2009 » on obtient les moments fléchissant suivants :

❖ **Etat limite ultime :**

Moment en travée : 1478.254 KN.m

Moment en appuis : 1326.06 KN.m



❖ **Etat limite de service :**

Moment en travée : 1021.454 KN.m

Moment en appuis : 905.94 KN.m

**3.1/-En travée :**❖ **Etat limite ultime :** $M_u = 1478.254 \text{ KN.m}$ ● **Vérification de l'étendu de la zone comprimée :**

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14.17 \times 240 \times 55 \times \left(108 - \frac{55}{2}\right)$$

 $M_T = 15057042 \text{ N.m}$ ● **Conclusion :**

$M = 1478.254 \text{ KN.m} < M_T = 15057.042 \text{ kN.m} \Rightarrow$  La zone comprimée se trouve dans la table de compression  $\Rightarrow$  la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension (bxh)

● **Vérification de l'existence d A' :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1478254}{14.17 \times 240 \times 108^2} = 0.037$$

$$\mu = 0.037 < \mu_L = 0,392 \left(\frac{\text{acier}}{f_{eE400}}\right) \Rightarrow \text{Á} \nexists \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.047$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,981$$

● **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1478254}{348 \times 0,981 \times 108} = 40.09 \text{ cm}^2$$

● **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 108 \times \frac{2.1}{400} = 7.82 \text{ cm}^2$$

● **Conclusion**

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 40.09 \text{ cm}^2$$

● **Choix des armatures :**

$$13T20 \longrightarrow A = 40.84 \text{ cm}^2$$

❖ **Etat limite de service :** $M_s = 1021.454 \text{ KN}$ ● **Vérification de l'étendu de la zone comprimée :**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) = \frac{240 \times 55^2}{2} - 15 \times 40.84 \times (108 - 55)$$

$H = -330532.2 < 0 \Rightarrow$  La zone comprimée se trouve dans la table de compression  $\Rightarrow$  La section de calcul sera une section rectangulaire de dimension (bxh).

● **Vérification de  $\sigma_s$  et  $\sigma_b$  :**

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 40.84}{240} = 2.55$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 108 \times 2.55 = 642.6$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2.55 + \sqrt{2.55^2 + 642.6} = 22.93$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{240 \times 22.93^3}{3} + 15 \times 40.84 \times (108 - 22.93)^2$$

$$I = 5397828 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M}{I} = \frac{1021454}{5397828} = 0.189$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.189 \times (108 - 22.93) = 241.17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = k \times y_1 = 0.189 \times 22.93 = 4.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 4.33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

### Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

#### ● Conclusion :

$$\begin{cases} \sigma_b = 4.33 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 241.17 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{cases} \implies \begin{array}{l} \text{Il faut recalculer les armatures} \\ \text{à l'état limite de service.} \end{array}$$

#### ● Détermination des armatures à l'état limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{1021454}{201 \times 240 \times 108^2}$$

$$\mu_1 = 0.0018 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.999 \\ K_1 = 63.12 \end{cases}$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201.63}{63.12} = 3.19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \implies \text{A}' \neq \emptyset$$

$$A = \frac{M_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{1021454}{201.63 \times 0.999 \times 108} = 46.95 \text{ cm}^2$$

#### ● Choix des armatures :

$$15\text{T}20 \longrightarrow A = 47.12 \text{ cm}^2$$

### 3.2/-En appuis :

#### ❖ Etat limite ultime :

$$M_u = 1326.06 \text{ KN.m}$$

#### ● Vérification de l'existence d A' :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b_0 \times d^2} = \frac{1326060}{14.17 \times 55 \times 108^2} = 0.146$$

$$\mu = 0.146 < \mu_L = 0.392 \left( \frac{\text{acier}}{f_{eE400}} \right) \implies \text{A}' \neq \emptyset \text{ et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \implies \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \implies \alpha = 0.198$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \implies \beta = 0.921$$

#### ● Détermination des armatures :

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1326060}{348 \times 0.921 \times 108} = 38.31 \text{ cm}^2$$

#### ● Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 55 \times 108 \times \frac{2.1}{400} = 7.17 \text{ cm}^2$$

● **Conclusion**

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 38.31 \text{ cm}^2$$

● **Choix des armatures :**

$$13\text{T}20 \longrightarrow A = 40.84 \text{ cm}^2$$

❖ **Etat limite de service :**

$$M_s = 905.94 \text{ KN.m}$$

● **Vérification de  $\sigma_s$  et  $\sigma_b$  :**

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 40.84}{55} = 13.32$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 108 \times 13.32 = 2877.12$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -13.32 + \sqrt{13.32^2 + 2877.12} = 41.95$$

$$I = \frac{b_0 \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{55 \times 41.95^3}{3} + 15 \times 40.84 \times (108 - 41.95)^2$$

$$I = 2704790 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M}{I} = \frac{905940}{2704790} = 0.33$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.33 \times (108 - 41.95) = 326.95$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0.33 \times 41.95 = 13.84 \text{ MPa}$$

**Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

● **Conclusion :**

$$\begin{cases} \sigma_b = 13.84 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 326.95 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{cases} \implies \text{Il faut recalculer les armatures a l'état limite de service.}$$

● **Détermination des armatures a l'état limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{905940}{201.63 \times 55 \times 108^2}$$

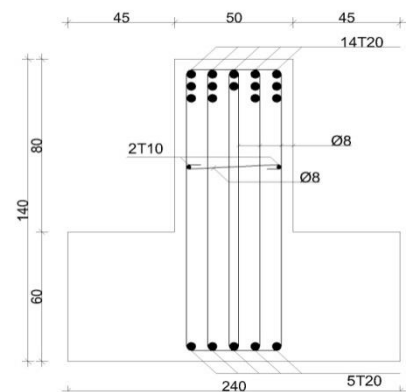
$$\mu_1 = 0.007 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.996 \\ K_1 = 26.32 \end{cases}$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201.63}{26.32} = 7.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \implies A' \neq$$

$$A = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{905940}{201.63 \times 0.996 \times 108} = 41.85 \text{ cm}^2$$

● **Choix des armatures :**

$$14\text{T}20 \longrightarrow A = 43.98 \text{ cm}^2$$



**3.3/-vérification de l'effort tranchant :**

**A/-en appuis :**

$$T_u^{\max} = 1976.07 \text{ kN}$$

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$T_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 108 \Rightarrow a = 97.2 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = 1976070 \text{ N} < 0,267 \times 97.2 \times 55 \times 55 \times 25^2 = 49066256 \text{ N}$$

**Donc :** il n'ya pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales supérieur :**

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_l = 15.71 \text{ cm}^2 > \frac{1,15}{400} \left[ 1976070 + \frac{1326060}{97.2} \right] \times 10^{-3} = 5.72 \text{ cm}^2$$

Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales.

- **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1976070}{55 \times 108 \times 10^2} = 3.32 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable: } \bar{\tau}_u = \min[0,10 f_{c28}; 3 \text{ MPa}] = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau = 3.32 \text{ MPa} > \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont inclinées par rapport la ligne moyenne.

- **Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  :**  
**a/-Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{1 \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{55}{35} ; \frac{55}{10} ; 2 \right) = 1.57 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE400  $\Rightarrow A_t = 6T8 = 3.02 \text{ cm}^2$  (2cad + 1etr)

- b/- Espacement des armatures transversales :**

$\delta_t$ : l'espacement des armatures transversales.

$$\frac{A_t}{b \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \cdot k}{0,8 \cdot f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [B. A. E. L. 91/A. 5.1.23]$$

{  $k = 1$  (flexion simple)

{  $\alpha = 45^\circ$

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{3.02 \times 0,80 \times 400 \times \sqrt{2}}{55 \times (3.32 - 0,3 \times 2.1)} = 9.24 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(113.4 ; 40) \Rightarrow \delta_{t2} = 40 \text{ cm} \quad [B. A. E. L. 91/A. 5.1.22]$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{b \times 0,4} \Rightarrow \delta_{t3} \leq \frac{3.02 \times 400}{0,4 \times 55} = 54.91 \text{ cm} \quad [B. A. E. L. 91/A. 5.1.22]$$

$$\delta_t = \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 10 \text{ cm}$$

- **Selon [R. P. A. 2003/Art. 7.5.2.2]**

➤ **Zone nodale :**

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12. \phi\right) = \min(35; 9.6) \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t4} = 10 \text{ cm}$$

➤ **Zone courante :**

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = 27.5 \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t5} = 70 \text{ cm}$$

● **Conclusion :**

On adopte un espacement entre les armatures transversales :  $\delta_t = 6 \text{ cm}$  au niveau de l'appui

● **Vérification des armatures transversales :**

$$A_{\min} = 0.003 \times \delta_t \times b$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 6 \times 55 = 0.99 \text{ cm}^2$$

**B/-Pour une distance de 1m aux appuis :**

$$T_u^{\max} = 1250320 \text{ kN}$$

● **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales supérieur :**

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_a^u}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_l = 43.98 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left[ 1250320 + \frac{1326060}{113.4} \right] \times 10^{-2} = 36.28 \text{ cm}^2$$

Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales.

● **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1250320}{55 \times 108 \times 10^2} = 2.1 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable:  $\bar{\tau}_u = \min[0.10 f_{c28}; 3 \text{ MPa}] = 2.5 \text{ MPa}$

$\tau = 1.98 \text{ MPa} > \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

● **Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  :**

**a/-Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l \min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{120}{35}; \frac{55}{10}; 2\right) = 1.57 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow A_t = 6T_8 = 3.02 \text{ cm}^2$  (2 cadre 1 etrier)

**b/- Espacement des armatures transversales :**

$\delta_t$ : l'espacement des armatures transversales.

$$\frac{A_t}{b \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot k}{0,8 \cdot f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [B. A. E. L. 91/A. 5.1.23]$$

{k = 1 (flexion simple)  
 {α = 90°

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{3,02 \times 0,80 \times 235}{55 \times (1,98 - 0,3 \times 2,1)} = 7,65 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(113,4 ; 40) \Rightarrow \delta_{t2} = 40 \text{ cm} \quad [B. A. E. L. 91/A. 5. 1. 22]$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{b \times 0,4} \Rightarrow \delta_{t3} \leq \frac{3,02 \times 235}{0,4 \times 55} = 32,26 \text{ cm} \quad [B. A. E. L. 91/A. 5. 1. 22]$$

$$\delta_t = \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 7,65 \text{ cm}$$

● **Vérification des armatures transversales :**

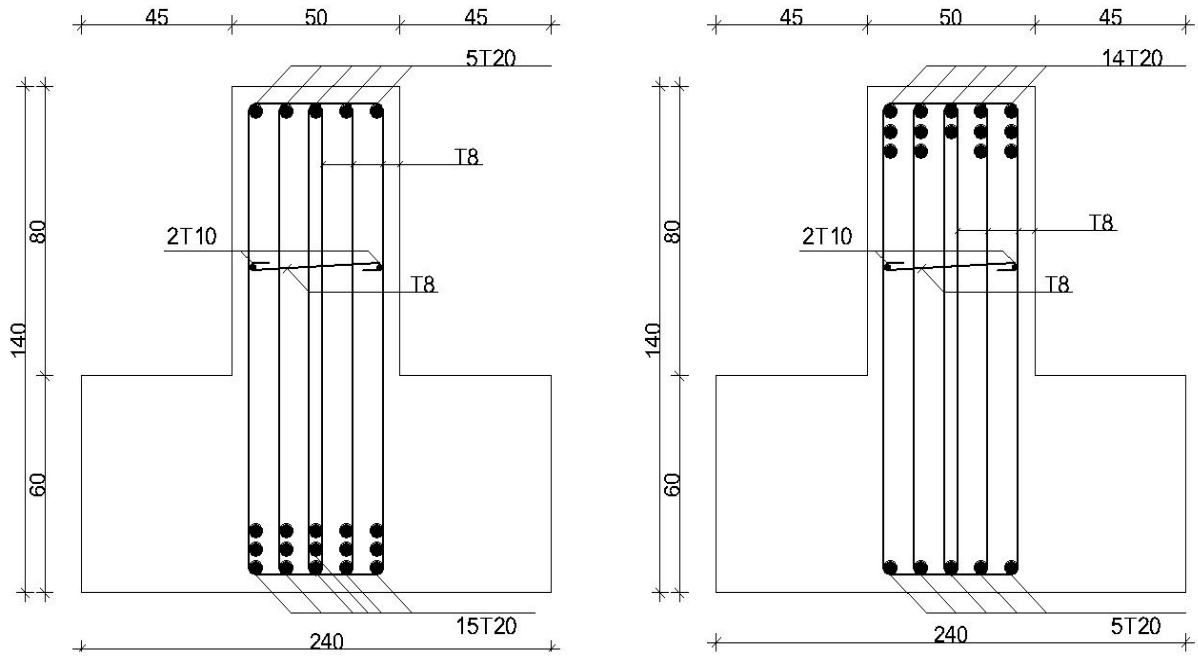
$$A_{\min} = 0,003 \times \delta_t \times b$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 8 \times 55 = 1,26 \text{ cm}^2$$

Les autres semelles sont calculées par la même méthode et les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessus :

**TabVII.1 : Tableau récapitulatif des semelles :**

semelle	Semelle					Libage			
	L (m)	B (m)	h <sub>0</sub> (m)	As (cm <sup>2</sup> /ml)	Ar (cm <sup>2</sup> /ml)	H (m)	b <sub>0</sub> (m)	A appuis (cm <sup>2</sup> )	A travée (cm <sup>2</sup> )
<b>S1</b>	17.30	1.4	0.4	7T12	4T12	0.8	0.40	7T20	9T20
<b>S2</b>	17.30	1.6	0.4	7T12	4T12	0.8	0.40	8T20	12T20
<b>S3</b>	17.30	2.4	0.6	7T14	4T12	1.4	0.50	14T20	15T20
<b>S4</b>	17.30	1.6	0.4	7T12	4T12	0.8	0.40	8T20	12T20
<b>S5</b>	17.30	1.6	0.4	7T12	4T12	0.8	0.40	8T20	12T20
<b>Sous voile</b>	1 ml	1.3	0.35	7T12	6T12	/	/	/	/



FigVII.1 : schéma de ferrailage du libage

**VII.2/- Etude des voiles périphérique :**

Les voiles périphérique sont sollicitées à un effort normal qu'est leurs poids propres et à un moment du a la poussée des terres.

❖ **Pré-dimensionnement :**

Selon (RPA99version2003art10.1.2), Ces voile doit avoir les caracteristiques minimales ci-dessous :

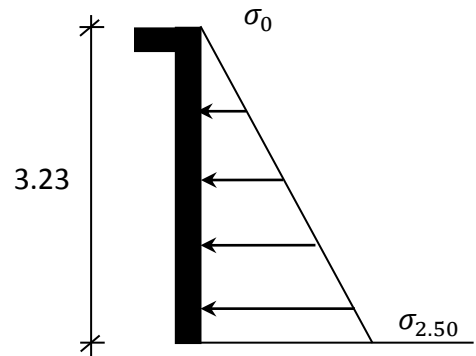
- ✓ Ces murs seront calcules comme une dalle plein d'epaisseurs e.
- ✓ Epaisseur  $e \geq 15cm$  en adopte  $e_p = 20cm$ .

❖ **Caractéristique du sol :**

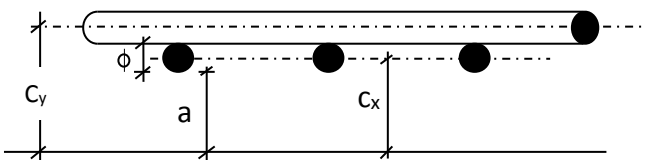
- Il n'y a pas une pas nappe phréatique ;
- Angle de frottement :  $\varphi 35^\circ$  ;
- Poids volimique de terres  $\gamma = 1800kg/m^3$  ;
- Poids volimique de béton  $\gamma_b = 2500Kg/m^3$  et
- Fissuration préjudéciable.

❖ **Calcul de ferrillage :**

**Calcul de l'enrobage :**



**Fig VII.2.1 : Contrainte du voile**



**Fig VII.2.2 : Enrobage.**

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. [B.A.E.L.91].

$$\phi_{max} \leq \frac{h_d}{10} \quad \text{avec } h_d = 20cm \Rightarrow \phi_{max} \leq \frac{20}{10} = 2.00cm$$

On prendra  $\phi = 12 mm$

La fissuration est considérée comme peu nuisible  $\Rightarrow a = 2cm$

$$\begin{cases} c_x = a + \frac{\phi}{2} \\ c_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} c_x = 20 + \frac{12}{2} = 26 mm \\ c_y = 20 + 12 + \frac{12}{2} = 38 mm \end{cases}$$

● **Les hauteurs utiles :**

$$d_x = h_d - c_x \Rightarrow d_x = 20 - 2.6 = 17.4 cm$$

$$d_y = h_d - c_y \Rightarrow d_y = 20 - 3.8 = 16.2 cm$$

**1/-Détermination des sollicitations :**

● **calcul de l'effort N :**

$$P_{pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$V_b = 1 \times h \times e = 1 \times 3.23 \times 0.20 = 0.65 m^3$$

$$P_{pr} = 25 \times 65 = 1625 daN.$$

➤ **Etat limite ultime(E.L.U.) :**

$$N_u = 1.35 \times 1625 = 2193.75 \text{ daN}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$N_s = P_{pr} = 1625 \text{ daN}$$

● **Poussée des terres :**

$$q = K_p \cdot \gamma \cdot h$$

Avec :  $K_p$  : Coefficient de poussée ;

$h$  : Hauteur du voile ;

$\gamma$  : Masse volumique des terres et

$K_p$  : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

$$\delta = \frac{2}{3} \varphi ; \varphi = 35^\circ \quad (\delta : \text{frottement mur/sol}).$$

$$K_p = 0.271$$

● **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_i = k_a \cdot \gamma \cdot h$$

$$h = 0 \Rightarrow \sigma_0 = 0$$

$$h = -3.23 \Rightarrow \sigma_1 = 0.271 \times 1800 \times 3.23 \Rightarrow \sigma_1 = 1575.59 \text{ kg/m}^2 = 15.76 \text{ kN/m}^2$$

On va considérer le voile une dalle qui s'appuie sur 4 coté avec une charge uniformément répartie  $q$ .

$$q = \frac{\sigma_1 + \sigma_0}{2} = \frac{15.76 - 0}{2} = 7.88 \text{ kN/m}^2$$

❖ **Combinaisons fondamentales :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$q_u = 1.35 \times 788 = 1063.8 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\overline{q_u} = q_u \times 1.00 = 1063.8 \text{ daN/m}_L$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$q_s = 788 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$\overline{q_{ser}} = q_{ser} \times 1.00 = 788 \text{ daN/m}_L$$

$$\xi = \frac{l_x}{l_y} \text{ avec } l_x \leq l_y \quad \Rightarrow \xi = \frac{3.23}{4.1} = 0.79$$

$0.4 < \rho = 0.79 < 1 \Rightarrow$  La dalle portant dans deux sens.

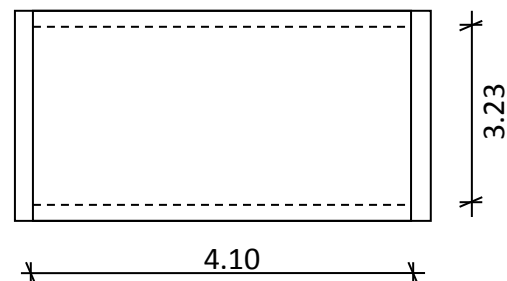


Fig. VII.2.3: Panneau de dalle appuie sur 4 coté

**Calcul des sollicitations :**

● **Calcul des moments fléchissant :**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times ql_x^2 & \text{sens X} \\ M_y = \mu_y \times M_{0x} & \text{sens Y} \end{cases}$$

TabVII.2.1 : valeur approchée des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  [Art 2.1.2 B.A.E.L.9] :

calculs	$\mu_x$	$\mu_y$
Sollicitations à l'E.L.U et à E.L.S.	$\frac{1}{8(1 + 2.4 \times \alpha^3)}$	$\alpha^3 [1.9 - 0.9\alpha] \geq \frac{1}{4}$
Déformations à l'E.L.S.	$\frac{1}{8(1 + 2 \times \alpha^3)}$	$\alpha^2 [1 + \frac{3}{2}(1 - \alpha)^2] \geq \frac{1}{4}$

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2.4 \times \alpha^3)} = \frac{1}{8(1 + 2.4 \times 0.79^3)} = 0.2290$$

$$\mu_y = \alpha^3 \times (1.9 - 0.9 \times \alpha) = 0.79^3 \times [1.9 - 0.9 \times 0.79] = 0.59 > \frac{1}{4} \text{ on prend } \mu_y = 0.59$$

❖ **État limite ultime :**

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.229 \times 1063.8 \times 4.1^2 = 4095.09 \text{ daN.m} \\ M_y^u = \mu_y \times M_x = 4095.09 \times 0.59 = 2416.1 \text{ daN.m} \end{cases}$$

❖ **Etat limite de service :**

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.229 \times 788 \times 4.1^2 = 3033.4 \text{ daN.m} \\ M_y^{ser} = \mu_y \times M_x = 3033.4 \times 0.59 = 1789.7 \text{ daN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en travée :**

❖ **Etat limite ultime :**

$$\begin{cases} M_{tx}^u = 0.85 \cdot M_x^u = 0.85 \times 4095.09 \\ M_{ty}^u = 0.85 \cdot M_y^u = 0.85 \times 2416.1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx}^u = 3480.83 \text{ daN.m} \\ M_{ty}^u = 2053.59 \text{ daN.m} \end{cases}$$

❖ **Etat limite service :**

$$\begin{cases} M_{tx}^s = 0.85 M_{tx}^u = 0.85 \times 3033.4 \\ M_{ty}^s = 0.85 M_{ty}^u = 0.85 \times 1789.7 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx}^s = 2578.39 \text{ daN.m} \\ M_{ty}^s = 1521.25 \text{ daN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en appuis :**

❖ **Etat limite ultime :**

$$\begin{cases} M_{ax}^u = -0.5 M_x^u = -0.5 \times 4095.09 \\ M_{ay}^u = -0.3 M_y^u = -0.3 \times 2416.1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ax}^u = -2047.55 \text{ daN.m} \\ M_{ay}^u = -724.83 \text{ daN.m} \end{cases}$$

❖ **Etat limite service :**

$$\begin{cases} M_{ax}^s = -0.5 M_x^u = -0.5 \times 3033.4 \\ M_{ay}^s = -0.3 M_y^u = -0.3 \times 1789.7 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ax}^s = -1516.75 \text{ daN.m} \\ M_{ay}^s = -536.91 \text{ daN.m} \end{cases}$$

2/- Calcul de ferrillage :

A/-Sens X-X :

A.1/- en travée :

a/- Etat limite ultime :

$$M_{tx}^u = 3480.83 \text{ daN.m}$$

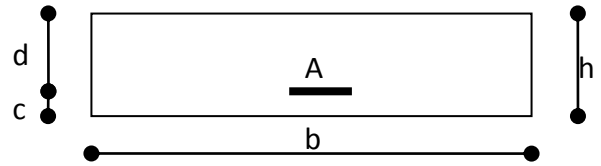


Fig VII.2.4: section de calcul

● Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{34808.3}{14.17 \times 100 \times (17.4)^2} = 0.081$$

$$\mu = 0.081 < \mu_L = 0,392 \left( \frac{\sigma_s}{f_{e400}} \right) \Rightarrow \checkmark \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.106$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,958$$

● Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{34808.3}{348 \times 0,958 \times 17.4} = 6.001 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

● Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times d$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 17.4 = 1.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

● Conclusion :

$$A_{tx} = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \longrightarrow A_{tx} = 6.001 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

● Choix des armatures:

$$4T12/\text{ml} \longrightarrow A_{tx} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T12 \longrightarrow e=25 \text{ cm})$$

b/- Etat limite de service (ELS) :

$$M_{tx}^s = 2578.39 \text{ daN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } \checkmark \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{3480.83}{2578.39} = 1,35$$

$$\alpha = 0,106 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,425 \Rightarrow \sigma_b = 14.17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Vérification de  $\sigma_s$ :

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \times 4.52}{100} = 0.678 \text{ cm} \text{ et } E = 2 \cdot d \cdot D = 2 \times 17.4 \times 0.678 = 23.59$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.678 + \sqrt{0.678^2 + 23.59} = 4.23$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 4.23^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (17.4 - 4.23)^2 = 14084 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{25783.9}{14084} = 1.831$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 15 \times 1.831 \times (17.4 - 4.23) = 361.71 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = \min(266.67; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 361.71 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$  conduction n'est pas vérifiée donc les armatures seront recalculées à l'état limite de service.

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{25783.9}{201.63 \times 100 \times 17.4^2} = 0.0042$$

$$\beta_1 = 0.998$$

$$k_1 = 43.82$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.63}{43.82} = 4.6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{25783.9}{201.63 \times 0.998 \times 17.4} = 7.36 \text{ cm}^2$$

$$7\text{T}12/\text{ml} \longrightarrow A_{tx} = 7.91 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}12 \longrightarrow e=15 \text{ cm})$$

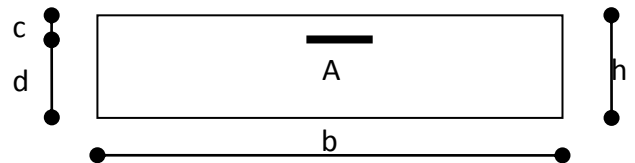


Fig VII.2.5 : section de calcul

**A.2/-En appuis :**

a/- Etat limite ultime (ELU) :

$$M_{ax}^u = -2027.55 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

● **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{20475.5}{14.17 \times 100 \times 17.4^2} = 0,047$$

$$\mu = 0,047 < \mu_L = 0,392 \left( \frac{\text{acier}}{f_{eE400}} \right) \Rightarrow \checkmark \text{ et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,060$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{20475.5}{348 \times 0.976 \times 17.4} = 3.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

● **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times d$$

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 17.4 = 1.39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

● **Conclusion :**

$$A_{ax}^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \longrightarrow A_{ax}^u = 3.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

● **Choix des armatures :**

$$4\text{T}12/\text{ml} \longrightarrow A_{ax} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}12 \longrightarrow e=25 \text{ cm}).$$

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

$$M_{ax}^s = -1516.75 \text{ daN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } \acute{A} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right.$$

$$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^s} = \frac{2047.55}{1516.75} = 1.35$$

$$\alpha = 0.060 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,425 \Rightarrow \sigma_b = 14.17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

● **Vérification de  $\sigma_s$  :**

$$D = \frac{15.A}{b} = \frac{15 \times 4.52}{100} = 0.678 \text{ cm} \quad \text{et } E = 2.d.D = 2 \times 17.4 \times 0.678 = 23.59$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.678 + \sqrt{0.678^2 + 23.59} = 4.23$$

$$I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15.A.(d-y_1)^2 = \frac{100 \times 4.23^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (17.4 - 4.23)^2 = 14084 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{15167.5}{14084} = 1.08$$

$$\sigma_s = 15.K.(d-y_1) = 15 \times 1.08 \times (17.4 - 4.23) = 213.35 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta.f_{t28}}\right) = \min(266.67; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 213.35 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$  conduction n'est pas verifiee donc les armatures seront recalculer à l'etat limite de service.

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s.b.d^2} = \frac{15167.5}{201.63 \times 100 \times 17.4^2} = 0.0012$$

$$\beta_1 = 0.999$$

$$k_1 = 43.82$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.63}{43.82} = 4.6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s.\beta_1.d} = \frac{15167.5}{201.63 \times 0.999 \times 17.4} = 4.33 \text{ cm}^2$$

$$5T12/ml \longrightarrow A_{tx} = 5.65 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T12 \longrightarrow e=20 \text{ cm})$$

**B/-Sens y-y :**

**B.1/- en travée :**

**a/-Etat limite ultime :**

$$M_{ty}^u = 2053.59 \text{ daN.m}$$

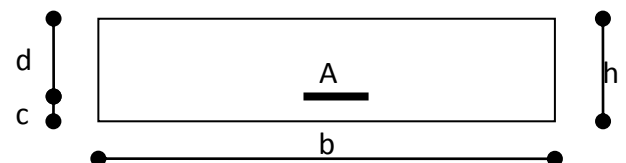


Fig VII.2.6 : section de calcul

● **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{20535.9}{14.17 \times 100 \times (16.2)^2} = 0.055$$

$$\mu = 0.055 < \mu_L = 0,392 \left( \frac{\text{acier}}{f_{eE400}} \right) \Rightarrow \dot{A} \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.071$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,972$$

● **Détermination des armatures :**

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{20535.9}{348 \times 0,972 \times 16.2} = 3.75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

● **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times d$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 16.2 = 1.30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

● **Conclusion :**

$$A_{ty}^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \longrightarrow A_{ty}^u = 3.75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

● **Choix des armatures:**

$$4T12/\text{ml} \longrightarrow A_{ty} = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(T12 \longrightarrow e=25 \text{ cm})$$

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

$$M_{ty}^s = 1521.25 \text{ daN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } \dot{A} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s} = \frac{2053.59}{1521.25} = 1,35$$

$$\alpha = 0,071 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,425 \Rightarrow \delta b = 14.17 \text{ Mpa} < \bar{\delta b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Vérification de  $\sigma_s$ :

$$D = \frac{15.A}{b} = \frac{15 \times 4.52}{100} = 0.678 \text{ cm} \quad \text{et } E = 2.d.D = 2 \times 16.2 \times 0.678 = 21.97$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.678 + \sqrt{0.678^2 + 21.97} = 4.06$$

$$I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15.A.(d-y_1)^2 = \frac{100 \times 4.06^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (16.2 - 4.06)^2 = 12224 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{15212.5}{12224} = 1.24$$

$$\sigma_s = 15.K.(d-y_1) = 15 \times 1.24 \times (16.2 - 4.06) = 225.80 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta.f_{t28}}\right) = \min(266.67; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 225.80 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$  conduction n'est pas verifiee donc les armatures seront recalculer à l'etat limite de service.

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{15212.5}{201.63 \times 100 \times 16.2^2} = 0.0029$$

$$\beta_1 = 0.999$$

$$k_1 = 43.82$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.63}{43.82} = 4.6 MPa < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$$

$$A = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{15212.5}{201.63 \times 0.999 \times 16.2} = 4.63 \text{ cm}^2$$

5T12/ml  $\longrightarrow$   $A_{tx} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$   
 (T12  $\longrightarrow$   $e=20 \text{ cm}$ )

**B.2/- en appuis :**

a/- Etat limite ultime (ELU) :

$M_{ay}^u = -724.83 \text{ daN.m}$

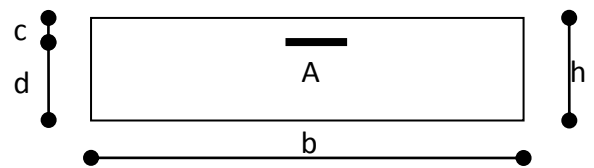


Fig VII.2.7 :section de calcul

● **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7248.3}{14.17 \times 100 \times 16.2^2} = 0,019$$

$$\mu = 0,019 < \mu_L = 0,392 \left( \begin{matrix} \text{acier} \\ \text{feE400} \end{matrix} \right) \rightarrow \hat{A} \nexists \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,025$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7248.3}{348 \times 0.990 \times 16.2} = 1.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

● **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times d$$

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 16.2 = 1.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

● **Conclusion :**

$$A_{ay} = \max(A_{cal}; A_{min}) \longrightarrow A_{ay} = 1.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

● **Choix des armatures :**

$$4T12/\text{ml} \longrightarrow A_{ty} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T12 \longrightarrow e=25 \text{ cm})$$

b/- Etat limite de service (ELS) :

$M_{ay}^s = -536.91 \text{ daN.m}$

{ Flexion simple  
 Section rectangulaire sans  $\hat{A}$   $\Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$   
 Acier FeE400

$$\gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^s} = \frac{724.83}{536.91} = 1.35$$

$$\alpha = 0.025 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,425 \Rightarrow \sigma_b = 14.17 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

● **Vérification de  $\sigma_s$ :**

$$D = \frac{15.A}{b} = \frac{15 \times 4.52}{100} = 0.678 \text{ cm} \quad \text{et } E = 2.d.D = 2 \times 16.2 \times 0.678 = 21.97$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.678 + \sqrt{0.678^2 + 21.97} = 4.06$$

$$I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15.A.(d - y_1)^2 = \frac{100 \times 4.06^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (16.2 - 4.06)^2 = 12224 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{5369.1}{12224} = 0.439$$

$$\sigma_s = 15.K.(d - y_1) = 15 \times 0.439 \times (16.2 - 4.06) = 79.98 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta.f_{t28}}\right) = \min(266.67; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 79.98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

donc les armatures seront maintenues à l'état limite ultime.

$$4T12/ml \longrightarrow A_{tx} = 4.52 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T12 \longrightarrow e=25 \text{ cm})$$

● **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$T_{ux}^{max} = \frac{q_u \times l_x}{2} = \frac{1063.8 \times 3.10}{2}$$

$$T_{ux}^{max} = 1648.89 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{max}}{b \times d} = \frac{1648.89 \times 10}{100 \times 17.4 \times 100} = 0.096 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \tau_u = 0.096 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \right.$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

● **Conclusion :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

## Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur de génie civil, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures en béton armé.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure en utilisant des logiciels tels que "**Robot structural analysis**" et le "**Autocad**" pour le dessin des plans.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique en utilisant l'outil informatique, mais sa maîtrise reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur, afin de réduire le risque sismique à un niveau minimal en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.