



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



Université Echahid Hamma Lakhdar d'El-Oued
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL ET HYDRAULIQUE

Mémoire de fin d'étude
Présenté pour l'obtention du diplôme de

MASTER ACADEMIQUE

Domaine : Sciences et Technologies Filière : Génie Civil
Spécialité : Matériaux en Génie Civil

Thème

**Etude D'un Bâtiment (R+7+S-S) a Usage
d'habitation en béton armé Avec Un
Contreventement Mixte**

Présentée par les étudiants : - ACILA Mahieddine - DJEBALI Abdelouahab
- SOUIAH Nacer Eddine - TERCHA Mahmoud

Devant le jury composé de :

LABIAD Bachir	M.C.B	Université d'El Oued	Président
BEDADI Mohammed Laid	M.C.A	Université d'El Oued	Examineur
MASMOUDI Fouzi	M.A.A	Université d'El Oued	Encadreur

2022-2023

Remerciements

Nous tenons à remercier l'ensemble de nos professeurs tout le long de ces années d'études 2022-2023. Nous voulons aussi remercier tous les membres du jury.

Nous remercions à notre encadreur **Dr.MASMOUDI Fouzi** et les enseignants à l'université d'El Oued, qui nous ont marqué par leurs grandes valeurs scientifiques et humaines.

Nous ne saurions terminer sans remercier nos très chères mères et nos très chers pères, nos frères et nos sœurs ainsi que toutes les familles et nos amis pour leurs encouragements et surtout pour leurs soutiens moral.

Résumé:

Ce projet présente une étude technique d'un bâtiment bloc barre à usage d'habitation, composé d'un sous-sol et Rez de chaussée + 7 étages contreventé par des voiles.

Le bâtiment est implanté dans une zone sismique (**zone IIa**) selon le règlement parasismique Algérienne vigueur (**RPA 99V2003**).

Le dimensionnement et le calcul du ferrailage des éléments structuraux et non structuraux sont fait à partir le règlement parasismique Algérien en vigueur (**RPA 99 V2003**) et le **B.A.E.L 91** et pour les charges permanente et charges d'exploitation à partir le **DTRB.C.2.2** notre projet est composé de Cinque partie:

La première partie est description général du projet avec la présentation des caractéristique (géométrique, géotechnique, technique) et la fin les caractéristiques des matériaux et hypothèse de calcul.

La deuxième partie est le pré dimensionnement des éléments résistants (les planchers, les poutres, l'escalier, les voiles).

La troisième partie est l'étude des éléments non structuraux (poutrelle, l'escalier, l'acrotère, balcon, plancher en dalle pleine haut sous-sol)

Quatrième partie est l'étude dynamique en utilisant le logiciel **ROBOT ANALYSIS STRUCTURAL** (version2014) pour la modélisation de la structure.

Cinquième partie est l'étude des éléments structuraux les voiles et les poutres d'après la détermination des sollicitations depuis le logiciel **ROBOT ANALYSIS STRUCTURAL**.

La dernière partie est le dimensionnement et d'étude de l'infrastructure et à la fin une conclusion générale.

Mots clés : Bâtiment, Bloc barre, **ROBOT ANALYSIS STRUCTURAL**, **B.A.E.L 91**, **DTR B.C.2.2**, **RPA 99 V 2003**, zone IIa, pré dimensionnement, étude des éléments non structuraux, étude dynamique, étude des éléments structuraux, étude de l'infrastructure.

ملخص:

يقدم هذا المشروع دراسة فنية لمبنى سكني مكون من كتلة من الخرسانة المسلحة وطابق أرضي و7 طوابق مع توجيهات بواسطة جدران.

تم توجيه المبنى في منطقة زلزالية (المنطقة IIa) وفقاً للوائح الزلزالية الجزائرية السارية (RPA 99V2003). تمت عمليات التصميم وحساب التسليح للعناصر الهيكلية وغير الهيكلية وفقاً للوائح الزلزالية الجزائرية السارية (RPA 99 V2003) والبيئة المعمارية الفرنسية B.A.E.L 91، وبالنسبة للأحمال الثابتة وأحمال التشغيل، تم الاعتماد على DTRB.C.2.2. مشروعنا يتكون من خمسة أقسام:

– الجزء الأول يشمل وصفاً عاماً للمشروع مع عرض للخصائص (هندسية وجيوتقنية وتقنية) وفي النهاية خصائص المواد وافتراضات الحساب.

– الجزء الثاني هو مرحلة التصميم التقديري للعناصر المقاومة (الأسقف والكمرات والسلالم والجدران).

– الجزء الثالث يتعلق بدراسة العناصر غير الهيكلية (الكمرات والسلالم والجدران الخارجية والشرف والأرضيات الصلبة في السقف العلوي للقبو).

– الجزء الرابع هو دراسة السلوك الديناميكي باستخدام برنامج ROBOT ANALYSIS STRUCTURAL (الإصدار 2014) لنمذجة الهيكل.

– الجزء الخامس يتعامل مع دراسة العناصر الهيكلية والجدران والكمرات بناءً على تحليل التحميل من برنامج

.ROBOT ANALYSIS STRUCTURAL

– وفي الختام، الجزء الأخير يتناول تصميم ودراسة البنية الأساسية مع استنتاج عام.

الكلمات المفتاحية: مبنى، كتلة بار، ROBOT ANALYSIS STRUCTURAL، B.A.E.L 91، DTR، RPA 99 V 2003، المنطقة IIa، تصميم تقديري، دراسة العناصر غير الهيكلية، دراسة ديناميكية، دراسة العناصر الهيكلية، دراسة البنية الأساسية.

Liste des sigles et abréviations

B.A.E.L : Béton Armé aux Etats Limites.

R.P.A : Règles parasismiques algériennes.

C.B.A : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé.

D.T.R : Document Technique Réglementaire.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.A : Etat Limite Accidentel.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

H.A : Haute Adhérence.

R.L : Ronds Lisses.

KN : kilo Newton.

ml : Mètre linéaire.

MPa : Méga pascal.

RDC : Rez De Chaussée.

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

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

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_{ij} : Module d'élasticité instantanée.

E_{vj} : Module d'élasticité différée.

ν : Coefficient de poisson.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

f_{bu} : Contrainte de résistance de béton à L'ELU.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier.

σ_s : Contrainte de résistance dans l'acier à L'ELS.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

N_u : Effort normal à l'ELU.

N_s : Effort normal à l'EUS.

F_t : Effort de traction.

V_u : Effort tranchant à l'ELU.

M_u : Moment fléchissant à l'ELU.

M_s : Moment fléchissant à l'ELS.

A_s : Section d'armatures.

A_{max} : Section d'armatures maximales.

A_{min} : Section d'armatures minimales.

A_t : Section d'armatures transversales.

Δ_{ft} : La flèche.

L_r : Longueur de recouvrement.

S_t : Espacement des armatures.

d : Hauteur utile

λ_g : L'élançement géométrique.

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration.

Sommaire

Remerciements	I
Résumé	II
Liste des sigles et abréviations.....	IV
Sommaire	VI
Liste des figures	X
Liste des tableaux	XI
Introduction générale	1

Chapitre I : Présentation du projet

I.1 Présentation du projet.....	3
I.2 Caractéristiques géométriques du projet	3
I.3 Caractéristiques géotechniques	7
I.4 Caractéristiques techniques	7
I.4.1 Système du contreventement	7
I.4.2 Les planchers	7
I.4.3 Les escaliers.....	7
I.4.4 Maçonnerie.....	7
I.4.4.1 Murs extérieurs	7
I.4.4.1 Murs intérieurs.....	8
I.4.5 Revêtement.....	8
I.4.6 Isolation.....	8
I.4.7 Acrotères	8
I.4.8 Les fondations	8
I.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux et hypothèses de calcul.....	8
I.2.1 Béton Armé	8
I.2.2 Béton.....	8
I.2.2.1 Composition du béton	8
I.2.2.2 Résistance du béton	8
I.2.2.3 Coefficient de poisson	9
I.2.2.4 Résistance à la traction (C.B.A93,A.2.1.1.2)	10
I.2.2.5 La contrainte ultime de cisaillement (C.B.A93,A.5.1.2.1)	11
I.2.2.6 Module de déformation longitudinale du béton (C.B.A93,A.2.1.2.)	11
I.2.3 Acier	11

I.2.4 Caractéristique de l'acier	12
I.2.5 Contraintes limites	12
I.2.6 Les combinaisons fondamentales	14

Chapitre II: Pré-dimensionnement et descente de charges

II-1 Introduction	16
II-2 Pré dimensionnement des éléments.....	16
II-2-1 Les poutres	16
II-2-2 Les poteaux	17
II-2-2-1 Les poteaux de SS.....	17
II-2-2-2 Les poteaux de RDC+ les étage.....	17
II-2-3 Les planchers	18
II-2-4 L'acrotère.....	19
II-2-5 Les escaliers	20
II-2-6 Les voiles	21
II-3 La descente des charges	22
II-3-1 Introduction	22
II-3-2 Rôle de descente des charges	22
II-3-3 Les types des charges	22
II-3-4 La règle de dégression	23
II-3-5 Loi de dégression (DTR B.C.2.2).....	23
II-3-6 Evaluation des charges et des surcharges	23
II-4 Descente des charges sur le poteau intermédiaire (E-3).....	26

Chapitre III : Calcule des éléments secondaires

III-1 Introduction.....	31
III-2- Les escaliers	31
III-2-1 Définition	31
III-2-2 Pré dimensionnement.....	31
III-2-3 Méthode de calcul.....	31
III-2-5 Calcul des sollicitations	32
III-2-5-1 Calcul à L'état limite ultime (ELU)	32
III-3 Les planchers	48
III-3-1 Définition	48
III-3-2 Evaluation des charges.....	48
III-3-3 Méthode de calcul.....	49

III-3-4 Condition d'application	49
III-3-5 Déterminations des sollicitations	50
III-3-6- calcul de ferrailage.....	69
III-4 L'acrotère.....	73
III-4-1 Définition	73
III-4-2 Mode de travail.....	73
III-4-3 Dimensionnement	73
III-4-4 Les charges appliquent sur l'acrotère	73
III-5 Les balcons	77
III-5-1 Introduction.....	77
III-5-2 Dimensionnement	77
III-5-3 Evaluation des charges.....	77
III-5-4 Calcul des sollicitations	78
III-5-5 Les combinaisons des charges.....	78
III-5-6 Le calcul des armatures	78

Chapitre IV : Etude sismique

IV-1 Etude dynamique.....	81
IV-1-1 Introduction	81
IV-1-2 Objectif de l'étude dynamique	81
IV-1-3 Modélisation	81
IV-1-4 La disposition des voiles	82
IV-2 Etude sismique	84
IV-2-1 Introduction.....	84
IV-2-3 Calcul de l'action sismique.....	86
IV-2-4 Estimation de la période fondamentale de la structure.....	87
IV-2-5 Le poids de la structure a chaque niveau par robot.....	88
IV-2-6 Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants	90
Conclusion.....	94

Chapitre V: Ferrailages des poutres

V-1 Introduction sur les Poutres.....	96
V-2 Ferrailage des poutres.....	96
V-2-1 Poutre secondaire (35x35).....	97
V-2-2 Poutre principale (35x40)	100

Chapitre VI : Ferrailages des poteaux

VI-1 Introduction sur les poteaux.....	107
VI-2 Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 en zone IIa	107
VI-3 Calcul des armatures.....	109
VI-4 Les armatures transversales	111
Commentaire.....	112

Chapitre VII : Ferrailage les voiles

VII.1 Voiles	114
VII.1.2 Ferrailage vertical	114
VII.1.3 Ferrailage horizontal	114
VII.3 Calcul des armatures.....	117

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VIII-1 Introduction	122
VIII-2 Différents types de fondations	122
VIII-3 Choisir un type de fondation.....	122
VIII-5 Combinaison d'action	123
VIII-6 Etude géotechnique.....	123
VIII-7 Calcul des surfaces revenant aux semelles	124
VIII-8 Etude du radier.....	125
VIII-8.1 Pré dimensionnement	126
VIII-8.2 Vérifications nécessaires	127
VIII-9 Ferrailage.....	129
VIII-9.1 Calcul des armatures	130
VIII-9.2 Vérification de Condition de non fragilité	130
VIII-9.3 Vérification de l'effort tranchant.....	131
VIII-9.4 Vérification à l'ELS	131
VIII-9.5. Étude de la nervure.....	132
Conclusion générale.....	137
Bibliographie	139

Liste des figures

Figure I-1 : Façade Principale.....	4
Figure I-2 : Plan Génie Civil.....	5
Figure I-3 : Coupe A--A.....	6
Figure I.4 : Diagramme des déformations limites de la section (Règle des trois pivots).....	10
Figure I.5: Diagramme parabole-rectangle (béton).....	11
Figure I.6: Diagramme de la déformation d'acier.....	13
Figure II-1 : Dessin de plancher corps creux.....	18
Figure II-2 : Nervure.....	19
Figure II-3: Schéma d'acrotère.....	20
Figure II-4: Schéma de l'escalier.....	21
Figure II-5: Plancher terrasse.....	23
Figure II-6: Plancher étage courant et SS.....	24
Figure II-7: Section réduit.....	28
Figure III-1 : Schéma statique de l'escalier.....	32
Figure III-2 : Schéma statique de calcul (ELU).....	32
Figure III-3 : Schéma statique de calcul (ELS).....	39
Figure III-4 : Schéma de l'acrotère.....	73
Figure III-5 : Schéma statique d'un balcon.....	77
Figure IV-1: Modèle en 3D.....	82
Figure V-1: section de calcul PS.....	97
Figure V-2: Type d'analyse.....	101
Figure V-3: Calcul la section des armatures en appui PP1.....	102
Figure V-4: Calcul la section des armatures en travée PP1.....	103
Figure V-5 : Ferrailage de la Poutre principale (35x40).....	105
Figure V-6 : Ferrailage de la Poutre secondaire (35x35).....	105
Figure VI-1: Type d'analyse.....	110
Figure VI-2 : Calcul des armatures.....	111
Figure VIII-1 : Schéma de ferrailage du radier.....	132
Figure VIII-2: Sollicitation sur les nervures transversales (x-x).....	133
Figure VIII.3: Sollicitation sur les nervures transversales (y-y).....	134
Figure VIII.4: Section à ferrailer.....	135
Figure VIII.5: Ferrailage des nervures.....	135

Liste des tableaux

Tableau II-1 : Caractéristiques géométrique du plancher.....	19
Tableau II-2: Récapitulatif.....	25
Tableau VI-1: Les résultats donnés par le Robot structural analysais.....	110
Tableau VII-1 : Des voiles dans le sens longitudinal.....	120
Tableau VIII.1 : La surface des semelles revenantes a poteaux.....	124
Tableau VIII.2 : Résumé des résultats.....	131
Tableau VIII.3 : Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal.....	134
Tableau VIII.4 : Sollicitations de la nervure dans le sens transversal.....	134
Tableau VIII.5 : Résumé des résultats.....	135

Introduction générale

Introduction générale:

Le séisme ou tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur; celle-ci est due {l'accumulation d'une grande énergie qui se libère, créant des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint. Les dégâts observés en surface sont fonction de l'amplitude, la fréquence et adurée des vibrations.

Les séismes peuvent avoir des conséquences sur la vie humaine, l'économie et l'environnement.

Le séisme est le risque naturel majeur le plus meurtrier tant par ses effets directs (chutes d'objets effondrements de bâtiment) que par les phénomènes induit (mouvements de terrain, tsunami, ect) donc il ya un seul moyen de protéger de ce danger naturel est de construire des bâtiments qui supportent les vibrations terrestres sans s'effondrer la technique est maitrisée.

A ce effet l'Algérie a réalisé un règlement par asismique qui nous parmi d'éviter les dégâts de séisme et la protection des vies humaines en le respectant.

Notre projet consiste à étudier un bâtiment RDC+ 7 étages à usage multiple contreventé par des voiles à classée dans une zone sismique (**zone II-a**).

Chapitre I :

Présentation du projet

I.1 Présentation du projet:

Un bloc barre étudiant usage d'habitation, composé d'un sous-sol et Rez de chaussée + 7 étages contreventé par des voiles porteurs.

Le bâtiment est implanté dans une zone sismique (**zone II-a**) selon le règlement para sismique Algérien en vigueur (**RPA 99V2003**).

I.2 Caractéristiques géométriques du projet:

Caractéristiques géométriques du projet	
Longueur en plan	24.48m
Largeur en plan	19.95m
Hauteur du RDC	3,06m
Hauteur étage courant	3,06m
Hauteur sous - sol	1.89m
Hauteur totale	25.16m

Les plans du projet:



BLOC 03 LOGTS/PALIER
FACADE PRINCIPALE ECH:1/100

Figure I-1 : Façade Principale

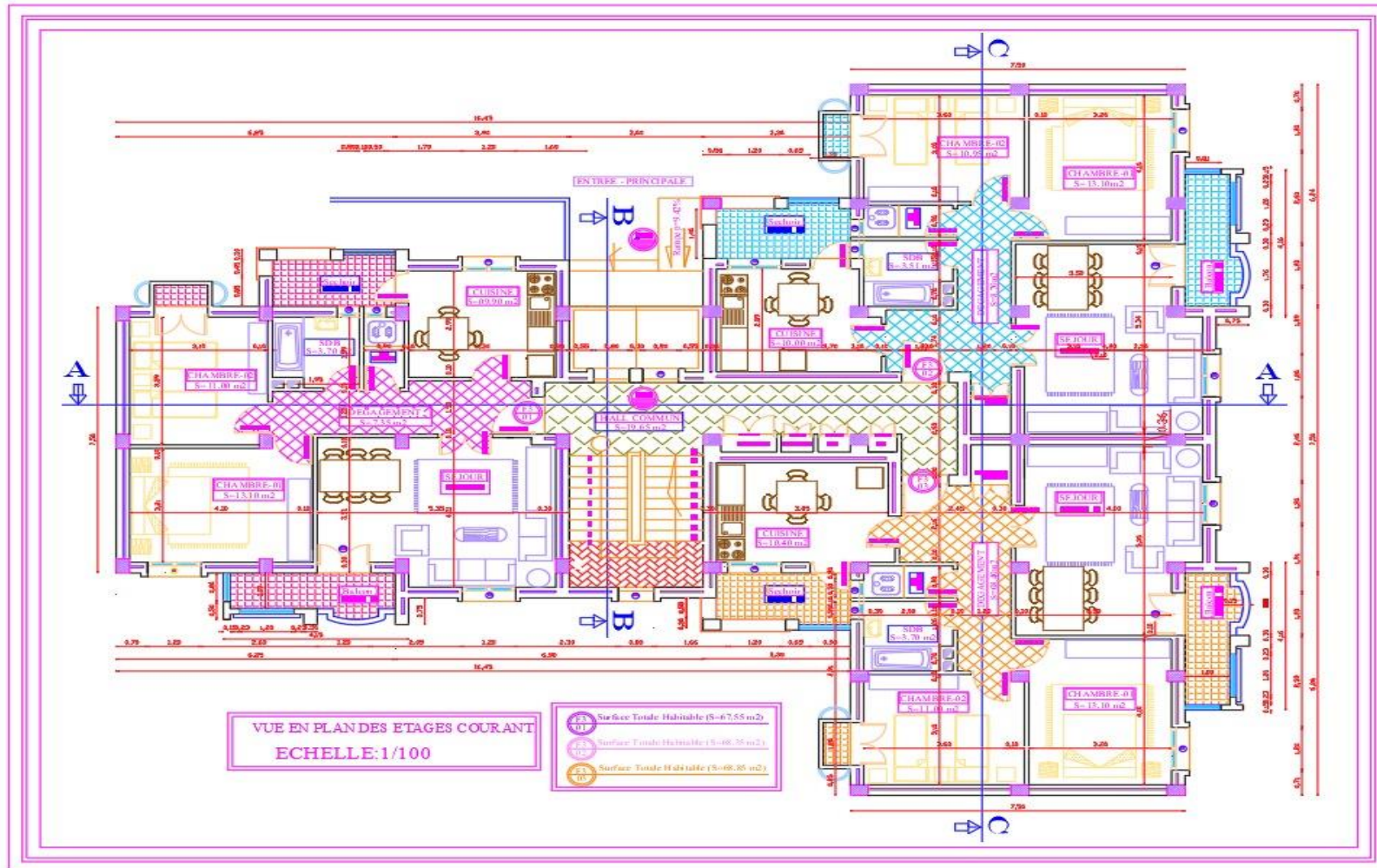


Figure I-2 : Plan Génie Civil

Chapitre I : Présentation du projet

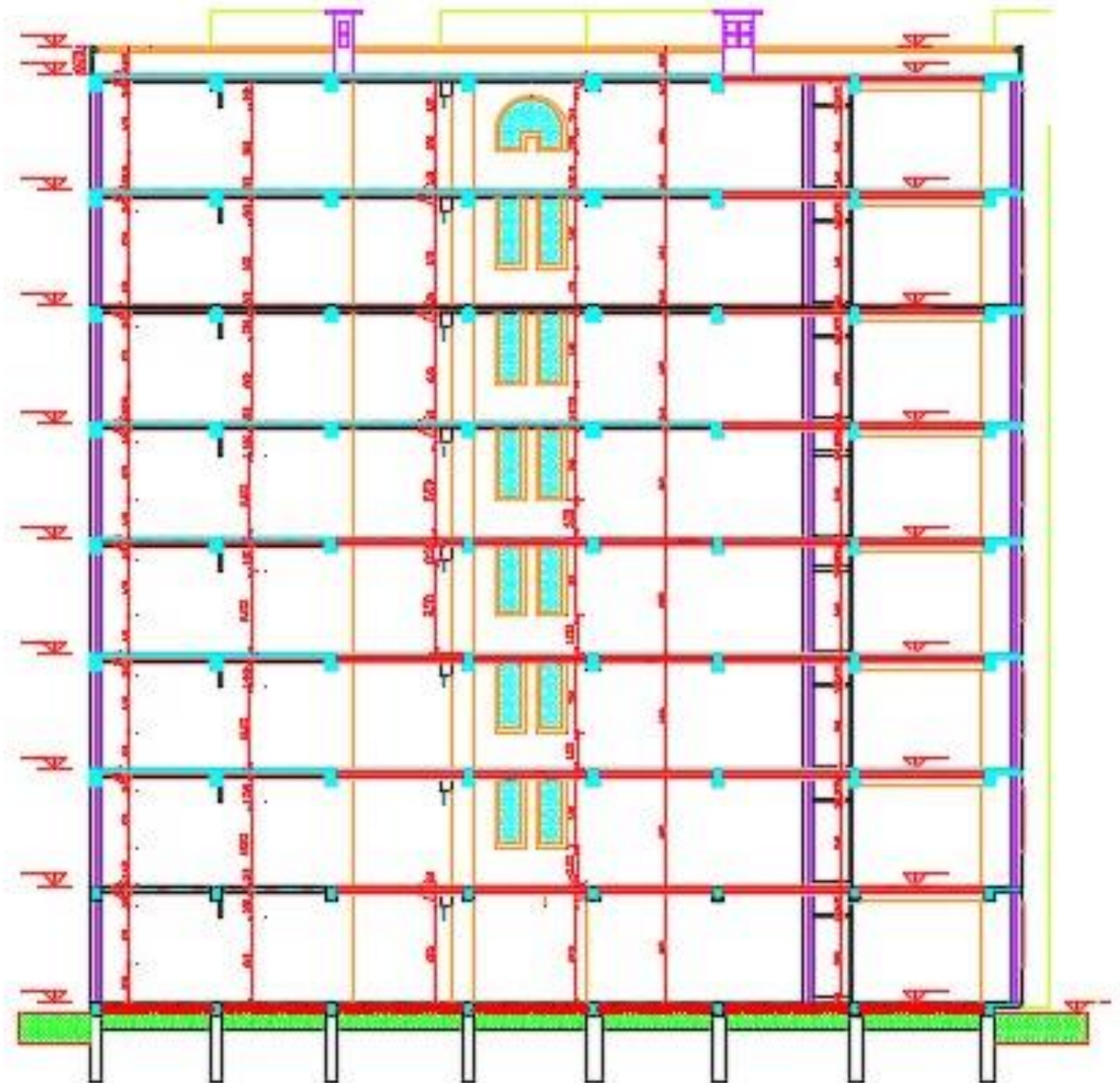


Figure I-3 : Coupe A---A

Chapitre I :

Présentation du projet

I.3 Caractéristiques géotechniques:

- L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 3** le site est considéré comme **site meuble(S3)**
- Contrainte admissible du sol: $\sigma_{sol}=2$ bars.
- Poids volumique du sol : $\gamma=18\text{KN/m}^2$

I.4 Caractéristiques techniques:

I.4.1 Système du contreventement:

Notre système de construction est un système voiles porteurs, la raison est que les voiles outre leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales sont très efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales. En reprenant la plus grande partie de l'effort sismique ils conditionnent le comportement des structures et jouent un rôle primordial pour la sécurité, par rapport {d'autres éléments des structures, les voiles jouent d'autres rôles :

- Augmenter la rigidité de l'ouvrage;
- Diminuer l'influence des phénomènes du second ordre et éloigner la possibilité d'instabilité ;
- Diminuer les dégâts des éléments non porteurs dont le coût de réparation est souvent plus grand que ce lui des éléments porteurs et
- Rendre le comportement de la structure plus fiable que celui d'une structure ne comportant que des portiques.

I.4.2 Les planchers:

Les types de planchers adoptés sont un plancher semi-préfabriqué (poutrelles+ corps creux + dalle de compression) pour l'étage courant et la terrasse et un plancher en dalle pleine pour le plancher haut du sous-sol.

I.4.3 Les escaliers:

Dans notre projet nous avons un seul type d'escalier {quatre volés et quatre paliers du repos encastrés dans les voiles.

I.4.4 Maçonnerie:

Elles sont réalisées en brique creuse selon deux types:

I.4.4.1 Murs extérieurs:

- Brique creuse 10 cm.
- L'âme d'aire 5 cm.
- Brique creuse 10 cm.

Chapitre I :

Présentation du projet

I.4.4.1 Murs intérieurs:

- Brique creuse 10 cm.

I.4.5 Revêtement:

- En duite plâtre pour les plafonds et les cloisons;
- En duite ciment pour les murs extérieurs;
- Revêtement en carrelage pour les planchers;
- Le plancher de terrasse sera recouvert par une étanchéité multi couche.

I.4.6 Isolation:

Isolation en polystyrène pour les plancher terrasse.

Isolation thermique par vide d'air pour les murs extérieurs..

I.4.7 Acrotères:

La terrasse étant non accessible le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton arme d'une hauteur 0,7m.

I.4.8 Les fondations:

La transmission des charges par la superstructure au sol est assurée par un radier général.

I.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux et hypothèses de calcul:

I.2.1 Béton Armé :

- La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction.
- Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues.

Cette association est efficace car:

- L'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau {l'autre.

I.2.2 Béton:

I.2.2.1 Composition du béton:

Le béton est constitué par un mélange intime de matériaux inertes, appelés "granulats" (sables et graviers) avec du ciment et de l'eau. Grâce à réaction du ciment, le mélange ainsi obtenu, appelé "béton frais", commence à durcir après quelques heures et acquiert de la résistance progressivement.

I.2.2.2 Résistance du béton:

D'après le (C.B.A93, A2.1.1.1):

Pour l'établissement des projets dans les cas courant un béton est défini par une valeur de sa

Chapitre I :

Présentation du projet

résistance de la compression a l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée) celle-ci notée f_{c28} est choisie a priori compte tenu des possibilités locale et des règles de control qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Lors que des sollicitations' exercent sur un béton dont l'âge de jours (encours d'exécution) est inférieur a 28 on se réfère a la résistance caractéristique f_{cj} obtenue aujour considéré.

On peut admettre que pou $j < 28$ résistances f_{cj} des bétons non traités thermiquement suivent approximativement les lois suivant:

$$f_{cj} = \frac{i}{4,76+0,83j}$$

$$f_{cj} = \frac{i}{1,40+0,95j}$$

Pour notre projet, il a été choisi de travailler avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ (béton à usage courant) pour un béton d'âge inférieur {28 jours, la résistance {la compression peut être obtenue par la formule suivante:

Avec : $j \leq 28$ jours

Poids volumique du béton : $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$

$$f_{cj} = \frac{i}{4,76+0,83j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

I.2.2.3 Coefficient de poisson:

Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles, coques...), on prendra:

- $\nu = 0 \Rightarrow$ états limites ultimes (béton fissuré).
- $\nu = 0,2 \Rightarrow$ états limites de service (béton non fissuré).

Avec:

- **Pivot A** : traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- **Pivot B**: flexion avec état limite ultime atteint dans béton.
- **Pivot C**: compression simple ou composée.

$$\times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$\times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

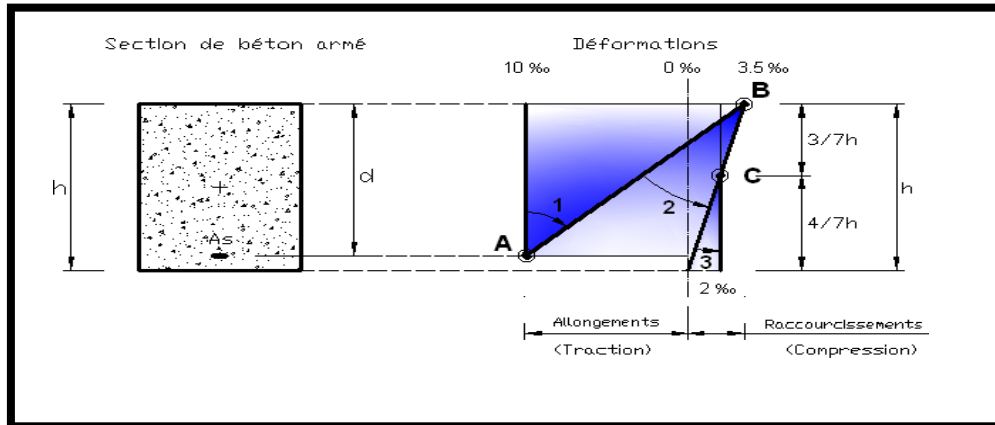


Figure I.4 : Diagramme des déformations limites de la section
(Règle des trois pivots)

I.2.2.4 Résistance à la traction (C.B.A93,A.2.1.1.2):

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot (25) \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

→ Cette formule étant valable pour les valeurs de : $f_{c_j} \leq 60 \text{ MPa}$.

Contraintes limites de compression:

La contrainte limite ultime du béton comprimé est donnée par:

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad (\text{C.B.A93,A.4.3.4.1.})$$

Avec:

γ_b : Coefficient de sécurité.

1,5 En situation durable et transitoire

γ_b 1,15 en situation d'accidentalité

Le coefficient θ est fixé {1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h, à 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

- $\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5}$
- $\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 18,5 \text{ MPa (situations accidentelles)}$

La contrainte limite service du béton comprimé est donnée par:

=14,2MPa (situations durables et transitoires)

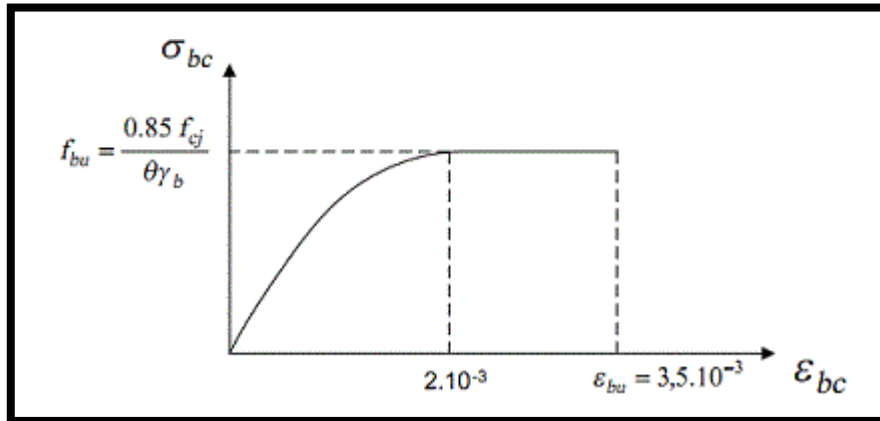


Figure I.5: Diagramme parabolique-rectangle (béton).

I.2.2.5 La contrainte ultime de cisaillement (C.B.A93,A.5.1.2.1):

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes : Fissuration non préjudiciable (peu nuisible)

- $\tau_U = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

- $\bar{\tau}_U = \min\left(\frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$

I.2.2.6 Module de déformation longitudinale du béton (C.B.A93,A.2.1.2.):

-Le module de déformation longitudinale instantanée:

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

$$E_i = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164,195 \text{ MPa}$$

-Le module de déformation longitudinale différée:

Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage, on considère dans le calcul 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_{ij} qui est donné par la formule :

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,9 \text{ MPa}$$

I.2.3 Acier:

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

durs pour 0.15 à 0.25% de carbone et Aciers durs pour 0.25 à 0.40% de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale {:

$$E_s=200\ 000\ \text{MPa. (C.B.A93,A.2.2.1.)}$$

I.2.4 Caractéristique de l'acier:

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie F_e sont données par le tableau suivant :

Types	Désignation	Limite élastique f_e (Mpa)
Ronds lisse	FeE235	235
	FeE215	215
Barre HA	FeE400	400
	FeE500	500
Treillis soude slisse	TSL	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance

$F_eE400 \rightarrow$ (limite d'élasticité $f_e=400\text{MPa}$)

$F_eE235 \rightarrow$ (limite d'élasticité $f_e=235\text{MPa}$)

TSL \rightarrow (limite d'élasticité $f_e=500\ \text{MPa}$)

I.2.5 Contraintes limites:

1. Etat limite ultime (ELU):

La contrainte admissible de l'acier est définie par :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \varepsilon_s \geq \varepsilon_L \Rightarrow \text{(C.B.A93A.2.2.2).}$$

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \rightarrow \varepsilon_s < \varepsilon_L$$

Avec:

ε_s : Allongement relatif de l'acier, limité {10‰.

E_s : Module d'élasticité longitudinale est pris égal { 200 000

MPa. F_e : Limite d'élasticité garantie.

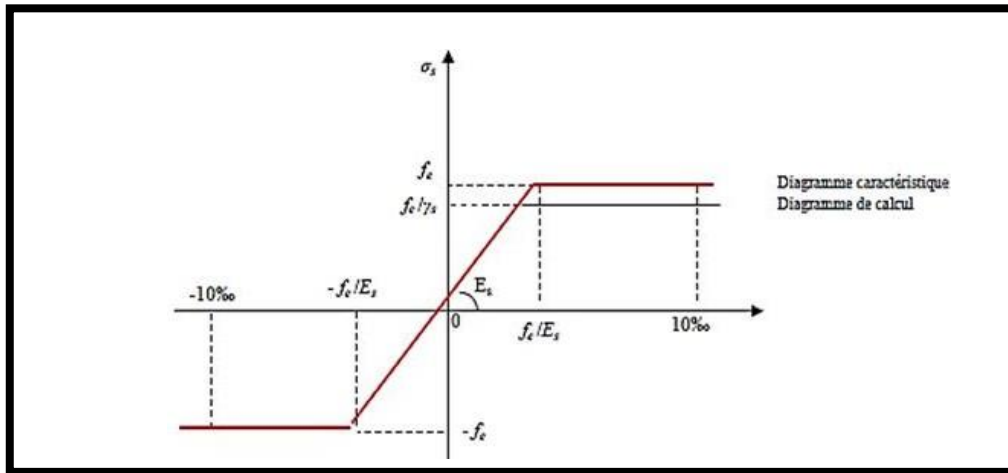


Figure I-6: Diagramme de la déformation d'acier

Le diagramme de déformation des contraintes du calcul se déduit de précédent en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine et dans le rapport¹.

γ_s

$\gamma = \begin{cases} 1,15 & \text{En situation durable et transitoire} \end{cases}$

$\begin{matrix} s \\ 1 \end{matrix}$ en situation d'accidentalité

Avec: σ_s limite élastique de l'acier utilisé:

- D'où l'on aura:
- $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$ situation normale.
 - $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$ situation accidentelle.

2. État limite de service (E.L.S):

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

η : Coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses (RL)} \\ 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérence (HA)} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s \leq \min((2.f_g); 110\sqrt{\eta.f_{tj}})$

Donc: $\bar{\sigma}_s \leq 201,63 \text{ MPa}$
 $\bar{\sigma}_s \leq 156,66 \text{ MPa}$ (**Ronds lisses**) avec $f_e = 235 \text{ MPa}$.

Fissuration très préjudiciable: $\bar{\sigma}_s \leq \min((0,5.f_e); 90\sqrt{\eta.f_{tj}})$

Donc: $\bar{\sigma}_s \leq 117,5 \text{ MPa}$
 $\bar{\sigma}_s \leq 117,5 \text{ MPa}$ (**Ronds lisses**) avec $f_e = 235 \text{ MPa}$

Fissuration peu nuisible: aucune vérification n'est requise pour les aciers.

I.2.6 Les combinaisons fondamentales:

1. Etat limite ultime:

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante:

2. Etat limite de service:

Combinaison d'action suivante:

$$1,35G+1,5$$

$$G +Q$$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles par a sismiques algérienne sont prévu des combinaisons d'action suivantes :

- $G+Q\pm E$
- $0,8G\pm E$

Avec:

G: charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E: effort de séisme

Chapitre II:
Pré-dimensionnement et descente
de charges

II-1 Introduction :

Le pré dimensionnement à pour but le pré calcul des différents éléments résistants de la structure. En utilisant les règlements

RPA99/ version 2003 et C.B.A 93.

II-2 Pré dimensionnement des éléments :

II-2-1 Les poutres :

➤ **les poutres principales :**

D'après les réglés BAEL91, le pré dimensionnement de les poutres vérifiées par RPA99 version2003.

$$h = \left(\frac{1}{15}, \frac{1}{10}\right) L_{\max}$$

Avec L_{\max} = la portée maximale des travées entre d'appuis.

L max= 360cm

$$h = \left(\frac{360}{15}, \frac{360}{10}\right) ; \quad h = (24\text{cm}, 36\text{cm}) \quad \text{On prend : } h_t = 50\text{cm}.$$

$$b = (0.3 \div 0.5) h ; \quad b = (15, 25) \quad \text{On prend : } b=30\text{cm}.$$

h = 40cm

❖ D'après RPA99 version 2003

$$*b \geq 20\text{cm} \rightarrow 350\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots\text{C.V.}$$

$$*h \geq 30\text{cm} \rightarrow 40 > 30\text{cm} \dots\dots\dots\text{C.V.}$$

$$*\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow 1.14 < 4 \dots\dots\dots\text{C.V.}$$

➤ **les poutres secondaires :**

D'après les réglés BAEL91

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10}\right) L_{\max} ; \quad L_{\max} = 360\text{cm}$$

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

$$h = \left(\frac{360}{15} \div \frac{360}{10}\right) ; \quad h = (24 \div 36) ; \quad \text{On prend : } h = 35\text{cm}$$

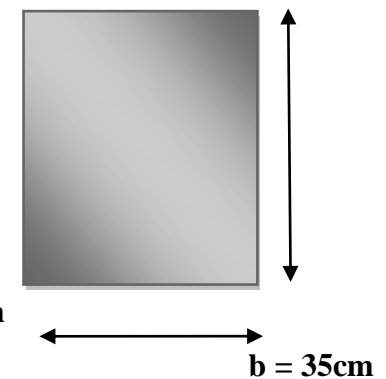
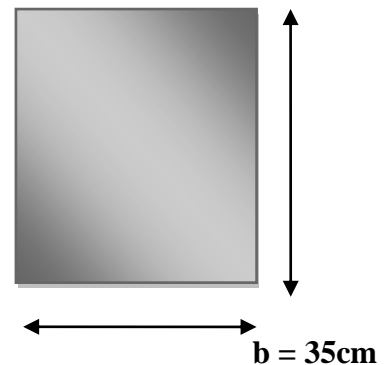
$$b = (0.3 \div 0.5) h ; \quad b = (15 \div 25) ; \quad \text{On prend : } b = 35\text{cm}$$

❖ D'après PPA99 version 2003

$$-b \geq 20\text{ cm} \rightarrow 35 > 20\text{cm} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

$$-h \geq 30 \rightarrow 35 > 30\text{cm} \dots\dots\dots\text{C.V.}$$

$$-\frac{h}{b} < 4 \rightarrow 1 < 4 \dots\dots\dots\text{C.V}$$



II-2-2 Les poteaux :

II-2-2-1 Les poteaux de SS :

Les prés dimensionnements selon les réglés **BAEL99 et RPA99** on a :

$$L_f = 0.7 \times h_e \dots\dots\dots h_e : \text{la hauteur d'étage}$$

$$L_f = 0.7 \times 189.5 = 132.65 \text{ cm}$$

$$\text{Max} (\lambda_x, \lambda_y) \leq 70$$

$$\lambda_x = 3.46 \times \frac{l_f}{b_i} \quad \lambda_y = 3.46 \times \frac{l_f}{h_i}$$

b_i = parallèle a l'axe x

h_i = parallèle a l'axe y

$$\lambda_x = 3.46 \times \frac{l_f}{b_i} \leq 70 \qquad b_i \geq \frac{3.46 \times 132.65}{70} = 6.55 \text{ cm}$$

$$b_i \geq 6.55 \text{ cm}$$

$b_i = h_i = 6.55 \text{ cm}$. Nous prenons $b_i = h_i = 50 \text{ cm}$.

❖ Selon les réglés RPA99 version 2003 :

$$\min(b_i; h_i) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\text{Min}(b_i; h_i) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow \frac{189.5}{20} = 9.5 \text{ cm} < 50 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$1/4 < \frac{b_i}{h_i} < 4 \rightarrow 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

II-2-2-2 Les poteaux de RDC+ les étage

Les prés dimensionnements selon les réglés **BAEL99 et RPA99** on a :

$$L_f = 0.7 \times h_e \dots\dots\dots h_e : \text{la hauteur d'étage}$$

$$L_f = 0.7 \times 3.06 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\text{Max} (\lambda_x, \lambda_y) \leq 70$$

$$\lambda_x = 3.46 \times \frac{l_f}{b_i} \quad \lambda_y = 3.46 \times \frac{l_f}{h_i}$$

b_i = parallèle a l'axe x

h_i = parallèle a l'axe y

$$\lambda_x = 3.46 \times \frac{l_f}{b_i} \leq 70 \qquad b_i \geq \frac{3.46 \times 214.2}{70} = 10.58 \text{ cm}$$

$$b_i \geq 10.58 \text{ cm}$$

$b_i = h_i = 10.58 \text{ cm}$. Nous prenons $b_i = h_i = 50 \text{ cm}$.

❖ Selon les réglés RPA99 version 2003 :

$$\min(b_i; h_i) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\text{Min}(b_i; h_i) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} < 50\text{cm} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

$$1/4 < \frac{b_i}{h_i} < 4 \rightarrow 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots\text{C.V}$$

On fait des sections des poteaux aux différents étages :

SS +RDC+1 er étage	50*50 cm
2+3+4 étages	40*40cm
5+6+7 étages	30*30 cm

II-2-3 Les planchers :

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à Reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement...), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs ...).

Dans ce projet les planchers sont des Corps Creux.

➤ **Planchers à corps creux :**

On appelle plancher nervuré l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) Supportant des dalles de faible portée.

Les nervures sont en béton armé, coulées sur place ou préfabriquées, et reposant sur Des poutres principales ou des voile

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (max 5.4 m).
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

Pour le pré dimensionnement du plancher (calcul de l'épaisseur) on va utiliser la condition de la flèche (BAEL91) :

$$ht / L \geq 1/22.5 \quad ; \quad \text{avec : } ht : \text{ hauteur total du plancher.}$$

$$ht = 400/22.5 = 18\text{cm} ; \text{ On prend : } ht = 20\text{cm} = (16+4)$$

4cm : épaisseur de la table de compression. 16cm : épaisseur du corps creux.

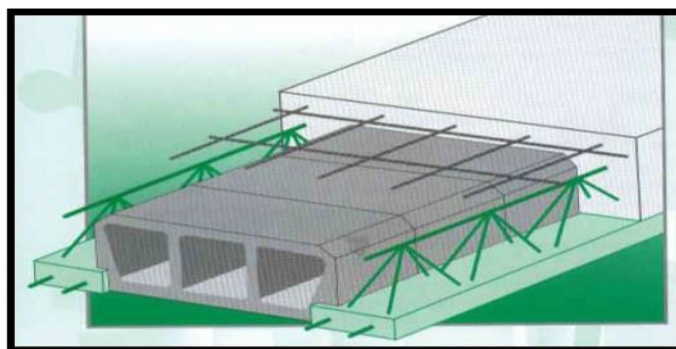


Figure II-1 : Dessin de plancher corps creux.

➤ Les caractéristiques géométriques des poutrelles (b et b0) :

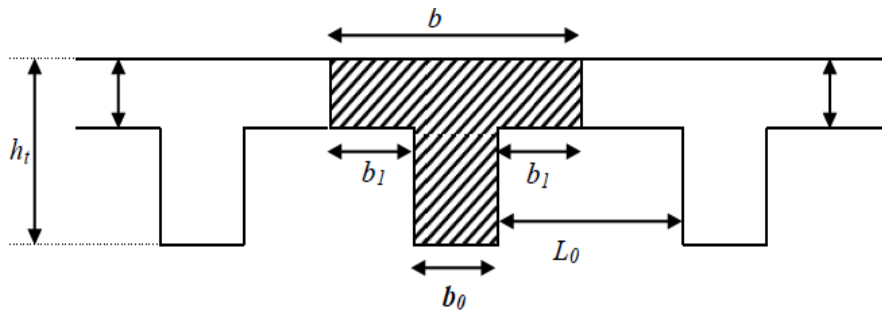


Figure II-2 : Nervure

On détermine b0 d'après la condition suivante (BAEL) :

$$*0.3 \leq \frac{b_0}{h_t} \leq 0.4 \quad 6\text{cm} \leq b_0 \leq 12\text{cm}$$

On prend : b0 = 12 cm

$$b_1 = \min\left(\frac{L_n}{2}, \frac{L}{10}\right)$$

$$L_n = b - b_0 = 65 - 12 = 53\text{cm}$$

Ln : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : la longueur de la nervure.

$$b_1 = \min(53/2, 350/10) = \min(26.5, 35) \text{ cm}$$

On prend b1 = 26.5cm

$$b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 26.5) + 12 = 65\text{cm}$$

Donc on prend b = 65cm

Donc les caractéristiques géométriques du plancher a corps creux :

Ht	h0	b (cm)	b1 (cm)	b0 (cm)
20	4	65	26.5	12

Tableau II-1 : Caractéristiques géométrique du plancher

II-2-4 L'acrotère :

$$S = (0.1 \times 0.6) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.03 \times 0.5) = 0.0685\text{cm}^2.$$

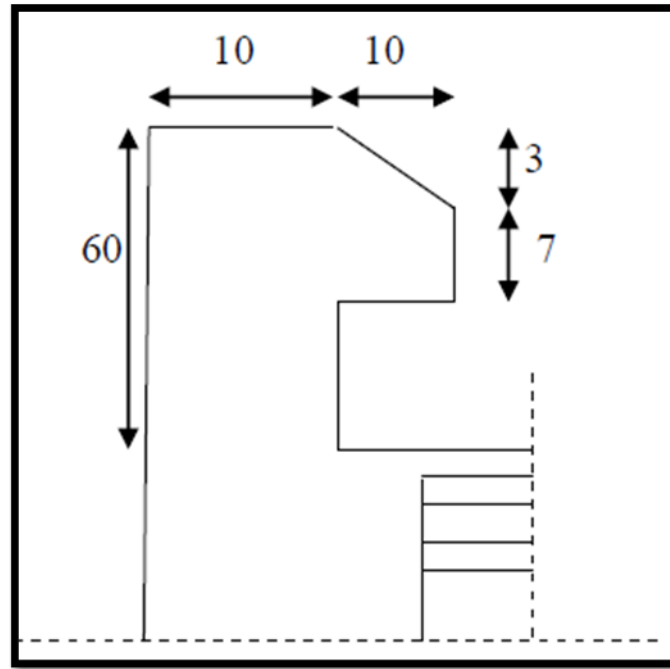


Figure II-3: Schéma d'acrotère.

II-2-5 Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Le choix de dimension en fonction de la condition d'utilisation et de destination de l'ouvrage ; pratiquement on doit remplir les conditions suivantes :

La marche et la contre marche :

- $14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$
- $24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$

h = hauteur de la contre marche.

g= largeur de marche (giron).

On prend : h=17.25cm ; g= 30cm entre le SS et RDC

h=17cm ; g= 30cm entre chaque étage

Formule de BLONDEL : $59 \leq g + 2h \leq 66$

$$2h+g = 2 * 17.25 + 30 = 64.5 \rightarrow 59 \leq 64.5 \leq 66$$

$$2h+g = 2 * 17 + 30 = 64 \rightarrow 59 \leq 64 \leq 66$$

Nombre de contre marche :

$$n = \frac{H}{h}$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h = hauteur de la contre marche.

$$n = \frac{138}{17.25} = 8 \text{ pour SS}$$

$$n = \frac{306}{17} = 18 \text{ pour RDC + les étages}$$

On aura 8 contre marche entre le SS et RDC.

On aura 18 contre marche entre chaque étage.

Les nombres contre marche/ volée : 9 marches entre les étages.

Inclinaison de la pailasse :

$$\tan\alpha = H'/L' \quad H' : \text{ hauteur d'étage.}$$

Longueur de la volée :

- entre le SS et RDC:

$$L' = (n-1)*g = (8-1)* 30 = 2.10\text{m.}$$

$$H' = N_C * h = 8 * 17.25 = 1.38\text{m.}$$

$$\tan\alpha = \frac{1.38}{2.10} = 0.66, \alpha = 33.^\circ$$

entre chaque étage:

$$L' = (n-1)*g = (9-1)* 30 = 2.40\text{m.}$$

$$H' = N_C * h = 9 * 17 = 1.53\text{m.}$$

$$\tan\alpha = \frac{1.53}{2.40} = 0.64, \alpha = 32.5.^\circ$$

Épaisseur de la pailasse : On à L= 390 cm.

$$\frac{390}{40} \leq e \leq \frac{390}{30} \rightarrow 9.75 \leq e \leq 13 \rightarrow e = 12 \text{ cm .}$$

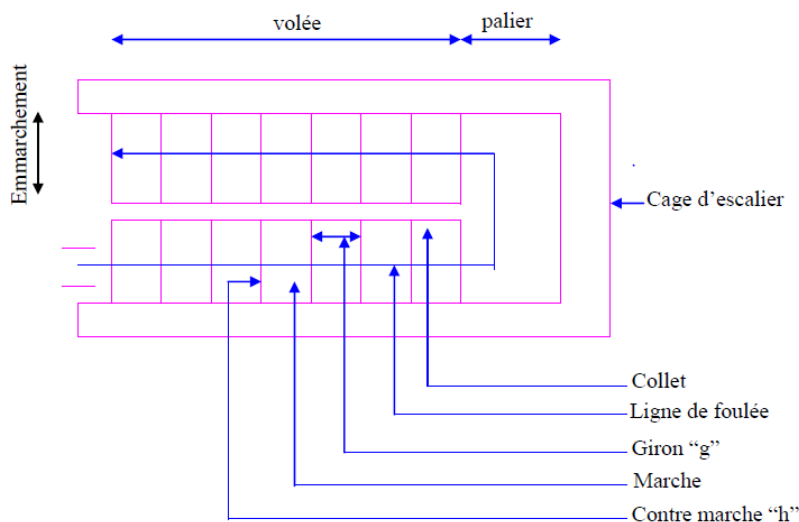


Figure II-4: Schéma de l'escalier

II-2-6 Les voiles :

Les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisants la condition de R.P.A 99 V2003, P 56

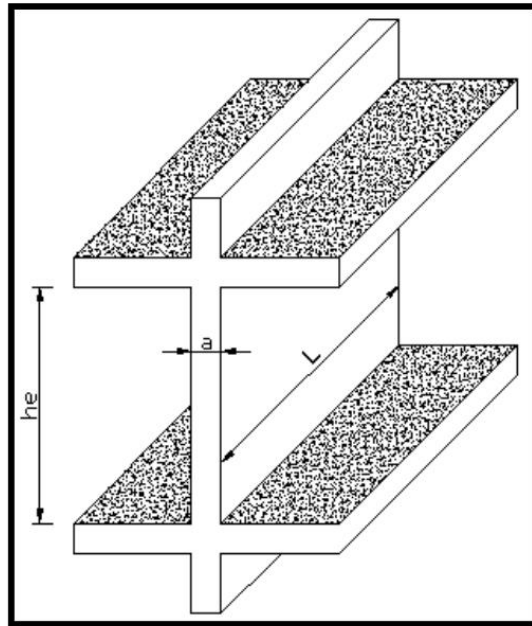
$$L \geq 4a :$$

L : La longueur du voile.

a : L'épaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :



-Selon les conditions de l' RPA99 :

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

	SS	RDC +Etage courant
He (cm)	177	281
a (cm)	8.85	14.05

Donc on prend une épaisseur constante pour tous les voiles: **a = 20 cm.**

II-3 La descente des charges :

II-3-1 Introduction :

La descente des charges est l'opération qui consiste à déterminer toutes les charges et les surcharges provenant à un élément porteur de la structure, depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire, et ainsi la vérification de leur section proposé.

II-3-2 Rôle de descente des charges :

- Evaluation des charges (G+Q) revenant aux fondations.
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux ; voiles).

II-3-3 Les types des charges :

➤ Charges permanentes :

Elles ont pour symbole de terme G, Elles résultant du poids propre des éléments porteurs et non porteurs

Elles sont déterminées à partir :

- ✓ Poids volumique des matériaux exprimé en KN/m³

✓ Poids spécifique des éléments exprimé en KN/m²

➤ **Charge variable :**

On distingue deux familles principales : Les charges d'exploitation et les charges climatique.

II-3-4 La règle de dégression :

Donnée par le règlement D.T.R.B.C.22 qui en exige l'application quand le bâtiment à étudier contient plus de cinq niveaux et que l'occupation des différents niveaux peut être considérée comme indépendante ce qui est le cas pour le bâtiment étudié.

Les charges et les surcharges d'exploitations sont calculées pour le rectangulaire le plus chargé.

Le D.T.R.B.C.2.2 préconise les valeurs de surcharges d'exploitation :

$Q_0 = 1.00 \text{ KN/m}^2$ pour une terrasse non accessible.

$Q_i = Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$ pour les logements (niveaux courants).

II-3-5 Loi de dégression : (DTR B.C.2.2) :

Les charges d'exploitation de chaque étage réduit dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour le toit a la terrasse Q_0 .
- Pour le dernier étage Q .
- Pour l'étage immédiatement inférieure $0.9Q$.
- Pour étage immédiatement inférieure $0.8Q$.

Et ainsi de suite en réduisant de 10 % par étage jusqu'à $0.5Q$, valeur conservée pour les étages inférieurs suivantes.

II-3-6 Evaluation des charges et des surcharges :

Les Charges permanentes G et les surcharges d'exploitations Q sont évaluées selon le **D.T.R.B.C.2 2**.

❖ **Plancher terrasse (inaccessible) :**

La terrasse est inaccessible et réalisée en dalle pleine et en plancher en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection et une forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

1-Protection gravier (5cm). 2-Etanchéité multicouche. 3-Isolation thermique (liège). 4-béton de pente (5cm). 5- dalle en corps creux. 6- Enduit plâtre.

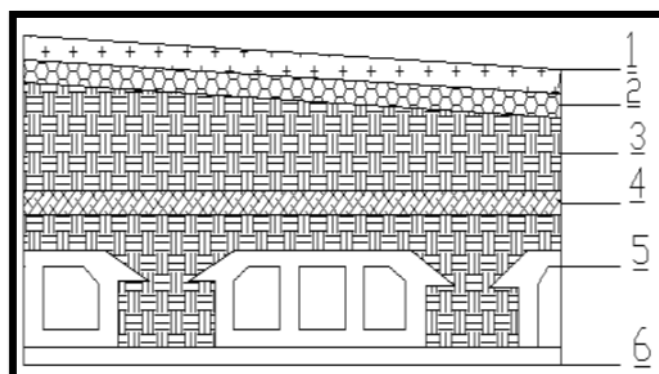


Figure II-5: Plancher terrasse.

➤ Charge parement :

N	Désignation	e(m)	γ (Kg/m ³)	Poids surfacique (Kg/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	1700	85
2	Etanchéité multicouche	0.02	600	12
3	Isolation thermique	0.04	400	16
4	Béton (forme de pente)	0.1	2200	220
5	Plancher à corps creux	0.25	****	350
6	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
G : Charge permanente			G=703kg/m ³	
Q : Charge d'exploitation			Q=100kg/m ³	

Remarque :

γ= la densité du matériau (Kg/m²).

e= l'épaisseur en (m).

G= charge permanente (Kg/m²).

❖ Plancher étage courant

1-carrelage, 2-mortier de pose, 3-couche de sable, 4- plancher à corps creux, 5-enduit en plâtre

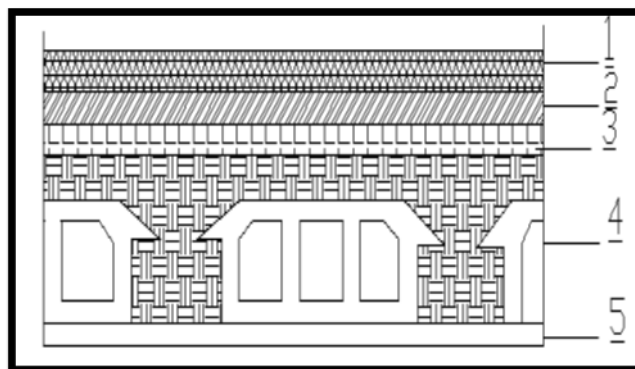


Figure II-6: Plancher étage courant et SS.

➤ Charge parement :

N	Désignation	e(m)	γ (Kg/m ³)	Poids surfacique (Kg/m ²)
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	Mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	36
4	Plancher à corps creux	0.25	****	350
5	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
*	Cloisons	-	-	100
G : Charge permanente			G=590kg/m ³	
Q : Charge d'exploitation			Q= 50kg/m ³	

❖ Les balcons :

a. Balcon de terrasse :

N	Désignations	e(m)	γ (Kg/m ³)	Charges (Kg/m ²)
1	Gravier de protection	0.05	1700	85
2	Etanchéité multicouche	0.02	600	12
3	Forme de pente	0.1	2200	220
4	Isolation thermique	0.04	400	16
5	Dalle pleine	0.15	2500	375
6	Enduit de plâtre	0.02	1000	20
Totale :		G = 728Kg/m ² Q = 100Kg/m ²		

b. balcon de l'étage courant :

N	Désignation	e(m)	γ (Kg/m ³)	Poids surfacique (Kg/m ²)
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	Mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	36
4	Plancher à dalle pleine	0.15	2500	375
5	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
Totale :		G = 515Kg/m ² Q = 350Kg/m ²		

❖ L'escalier :

a. Paillasse :

N	Désignation	e (m)	γ (Kg/m ³)	Charges (Kg/m ³)
1	Poids de la paillasse	0.12/cos 32.5	2500	355.71
2	Poids de marche	0.17/2	2200	187
3	Carrelage	0.02	2200	44
4	Mortier de pose	0.02	2000	40
5	Enduit ciment	0.02	1000	20
Totale :		G = 646.71Kg/m ² . Q = 250Kg/m ²		

b. Palier de repos :

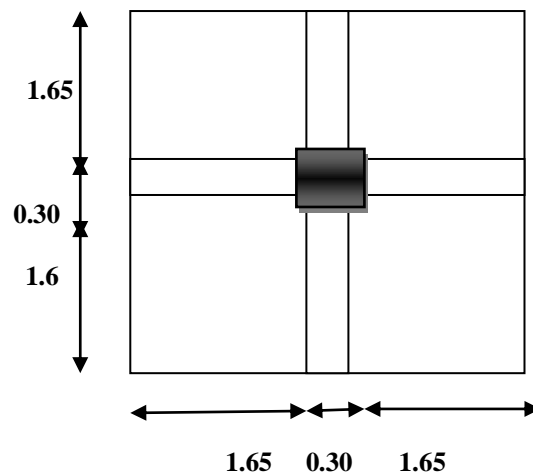
N	Désignation	e (m)	γ (Kg/m ³)	Charges (Kg/m ³)
1	Poids de palier	0.12	2500	300
2	Carrelage	0.02	2200	44
3	Mortier de pose	0.02	2000	40
4	Enduit ciment	0.02	1000	20
Totale :		G = 404Kg/m ³ . Q = 250Kg/m ² .		

❖ Tableau récapitulatif :

Tableau II-2: Récapitulatif.

Eléments	Charges parementes (Kg/m ²)	Surcharges d'exploitations (Kg/m ²)
Plancher terrasser	703.00	100.00
Plancher étage courant	590.00	150.00
Balcon accessible	728.00	100.00
Balcon non accessible	515.00	350.00
Escalier	Palliasse	250.00
	Palier de repos	404.00

II-4 Descente des charges sur le poteau intermédiaire (E-3) :



➤ Surface afférente :

$$S_G = (1.65+1.6) \times (1.65+1.65)$$

$$S_G = 10.73 \text{ m}^2.$$

❖ Poteau (30*30) :

$$S_Q = (1.6+1.65+0.30) \times (1.65+1.65+0.30)$$

$$S_Q = 12.78\text{m}^2.$$

$$S_{Q1} = 12.78 - (0.30 \times 0.30)$$

$$S_{Q1} = 12.69 \text{ m}^2.$$

❖ poteau(40*40)

$$S_Q = (1.6+1.65+0.40) \times (1.65+1.65+0.40)$$

$$S_Q = 13.51\text{m}^2.$$

$$S_{Q1} = 13.51 - (0.40 \times 0.40)$$

$$S_{Q1} = 13.35 \text{ m}^2.$$

❖ poteau(50*50)

$$S_Q = (1.6+1.65+0.50) \times (1.65+1.65+0.50)$$

$$S_Q = 14.25\text{m}^2.$$

$$S_{Q1} = 14.25 - (0.50 \times 0.50)$$

$$S_{Q1} = 14 \text{ m}^2$$

	Désignation	G(Kg)	Q(Kg)
1-1	Plancher : 10.73 *703 Poutre principales : (0.3*0.5)*(1.65+1.65)*2500 Poutre secondaire : (0.30*0.40)*(1.6+1.65)*2500 Somme :	7543.19 1237.5 975 9755.69	12.78*100 = 1278
2-2	Venant : 1-1 Poteau : 0.30*0.30*2500*3.06*2500 Somme :	9755.69 688.5 10444.19	1278
3-3	Venant : 2-2 Plancher étage courant : 12.01*590 PP ps Somme :	10444.19 7085.9 1237.5 975 19742.59	1278+ (150*12.69*1) = 3181.5
4-4	Venant : 3-3 Poteau : Somme :	19742.59 688.5 20431.09	3181.5
5-5	Venant : 4-4 PEC+PP+PS Somme :	20431.09 9298.4 29729.49	3181.5+ (150*12.69*0.9)= 4894.65
6-6	Venant : 5-5 Poteau : Somme :	29729.49 688.5 30417.99	4894.65
7-7	Venant : 6-6 Plancher étage courant +PP+PS : Somme :	30417.99 9298.4 39716.39	4894.65+ (150*12.69*0.8) =6417.45
8-8	Venant : 7-7 Poteau : 0.40*0.40*3.06*2500 Somme :	39716.39 1224 40940.39	6417.45
9-9	Venant : 8-8 Plancher étage courant +PP+PS : Somme :	40940.39 9298.4 50238.79	6417.45+ (150*13.35*0.7) = 7817.2
10-10	Venant : 9-9 Poteau : Somme :	50238.79 1224 51462.79	7817.2
11-11	Venant : 11-11 PEC+PP+PS Somme :	51462.79 9298.4 60761.19	7817.2+ (150*13.35*0.6) = 9018.7
12-12	Venant : Poteau : Somme :	60761.19 1244 62005.19	9018.7
13-13	Venant : 12-12 Plancher étage courant +PP+PS : Somme :	62005.19 9298.4 71303.59	9018.7+ (150*13.35*0.5) = 10019.95
14-14	Venant : 13-13 Poteau : 0.50*0.50*3.06*2500 Somme :	71303.59 1912.5 73216.09	10019.95
15-15	Venant : 14-14 Plancher étage courant +PP+PS : Somme :	73216.09 9298.4 82514.49	10019.95+ (150*14*0.5) = 11069.95

16-16	Venant : 15-15 Poteau : Somme :	82514.49 1912.5 84426.99	11069.95
17-17	Venant : 16-16 PEC+PP+PS Somme :	84426.99 9298.4 93725.39	11069.95+ (150*14*0.5) = 12119.95
18-18	Venant : 17-17 Poteau : 0.50*0.50*1.895*2500 Somme :	93725.39 1184.38 94909.77	12119.95

• **Vérification de la section : BAEL91(B.8.4.1)**

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[Br * \frac{f_c 28}{0.9 + \gamma b} \right] + A * \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_{ser} = G + Q$$

N_u = effort normal ultime

N_{ser} = effort normal service.

α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ .

Br = section réduit

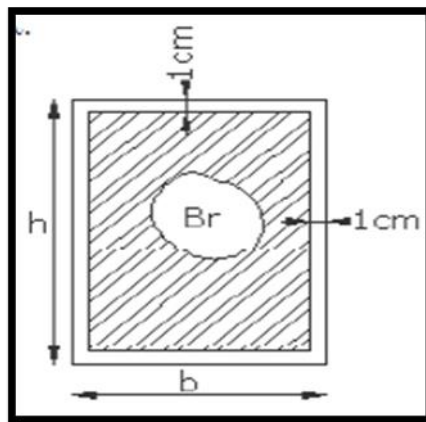


Figure II-7: Section réduit

$$\gamma_s = 1.15, \gamma_b = 1.5$$

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \frac{L_f}{h}$$

$$L_f = 0.7L_0 \quad ; \quad b = h \quad \lambda_x = \lambda_y$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 3.06}{0.30} = 24.74 \quad \lambda_y = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 2.81}{0.30} = 24.74$$

$$\lambda = 24.74 < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{40}\right)^2} \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{24.74}{40}\right)^2} \rightarrow \alpha = 0.79$$

$$Br = (a-2) * (b-2) = (30-2) * (30-2) = 78400 \text{mm}^2$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{\min \text{ BAEL}}, A_{\min \text{ RPA}}).$$

$$A_{\min \text{ BAEL}} = \max (4\text{cm}^2/\text{m de périmètre}, 0.2\% B)$$

$$A_{\min \text{ BAEL}} = 4(0.30 \times 0.30) = 0.36\text{m}^2 = 360\text{mm}^2$$

$$A_{\min \text{ BAEL}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 300 \times 300}{100} = 180\text{mm}^2 \\ \frac{8(b+h)}{100} = \frac{8(300+300)}{100} = 48\text{mm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.7\%B \text{ (zone II-a).}$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.7/100(300 \times 300) = 630\text{mm}^2.$$

$$\text{Donc : } A = A_{\min \text{ RPA}} = 630\text{mm}^2.$$

➤ **Tableau récapitulatif :**

Niveau	Nu(N)	A _{min} BAEL (mm ²)	A _{min} RPA (mm ²)	A (mm ²)	Br (mm ²)	N(N.m)	Condition
SS+RDC+1etage	1463081.15	1000	1750	1750	230400	3781391.30	C.V
2+3+4etage	972350.57	640	1120	1120	144400	2348834.78	C.V
5+6+7etage	484062.62	360	630	630	78400	1718915.29	C.V

• **Vérification vis-à-vis du RPA (art7.4.3.1 page50) :**

$$v = \frac{Nd}{Br \times f_c 28} \leq 0.3 \quad \text{si bien que :}$$

Ng d : effort normal de calcul.

B c : section de poteaux.

fc28 : la résistance caractéristique du béton.

➤ **Tableau récapitulatif :**

Niveau	Nu(N)	Bc(mm ²)	Nd/Bc*fc28	Condition
SS+RDC+1etage	1463081.15	250000	0.23	C.V
2+3+4étage	972350.57	160000	0.24	C.V
5+6+7étage	484062.62	90000	0.22	C.V

Chapitre III :
Calcule des éléments secondaires

III-1 Introduction :

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

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

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

Dans ce présent chapitre on va faire le calcul des éléments suivants :

- Acrotère
- Balcon
- Escaliers
- Plancher

III-2- Les escaliers :

III-2-1 Définition :

Un escalier est une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction, l'assemblage de ces gradins donne un ensemble appelé escalier.

L'escalier est calculé à la flexion simple.

III-2-2 Pré dimensionnement :

- ✓ La marche : 30cm
- ✓ Le contre marche : 17 cm
- ✓ Le nombre de marche : $n= 8$
- ✓ La longueur de volée : 270

$59 \leq g+2*h \leq 66$ L'escalier est confortable.

- ✓ L'épaisseur de paillasse : $e = 13\text{cm}$
- ✓ Inclinaison de paillasse : $\text{tg } \alpha=32.5$

III-2-3 Méthode de calcul :

-L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

-Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1 m de largeur.

III-2-4 Evaluation des charges :

❖ volée :

$$G = 646.71 \text{ Kg.} \quad Q = 250 \text{ Kg.}$$

❖ Palier de repos :

$$G = 404\text{Kg.} \quad Q = 250 \text{ Kg.}$$

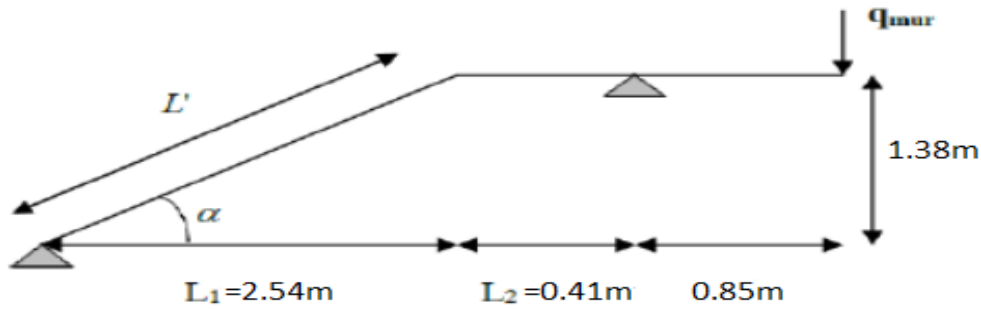


Figure III-1 : Schéma statique de l'escalier.

III-2-5 Calcul des sollicitations :

❖ Combinaison de charge :

a. Palier de repos :

E.L.U : $q_{u1} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (4.04) + 1.5 (2.5) = 9.20\text{KN/ml}$

E.L.S : $q_{s1} = G + Q = 4.04 + 2.5 = 6.54\text{KN/ml}$

b. volée :

E.L.U : $q_{u2} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (6.46) + 1.5 (2.5) = 12.47 \text{ KN/ml}$

E.L.S : $q_{s2} = G + Q = 6.46 + 2.5 = 8.96 \text{ KN/ml}$

c. Charge concentrée

E.L.U : $q_{umur} = 1.35 \times 2.44 \times (3.06 - 0.15) = 9.6 \text{ KN}$

E.L.S : $q_{smur} = 2.44 \times (3.06 - 0.15) = 7.1 \text{ KN}$

III-2-5-1 Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

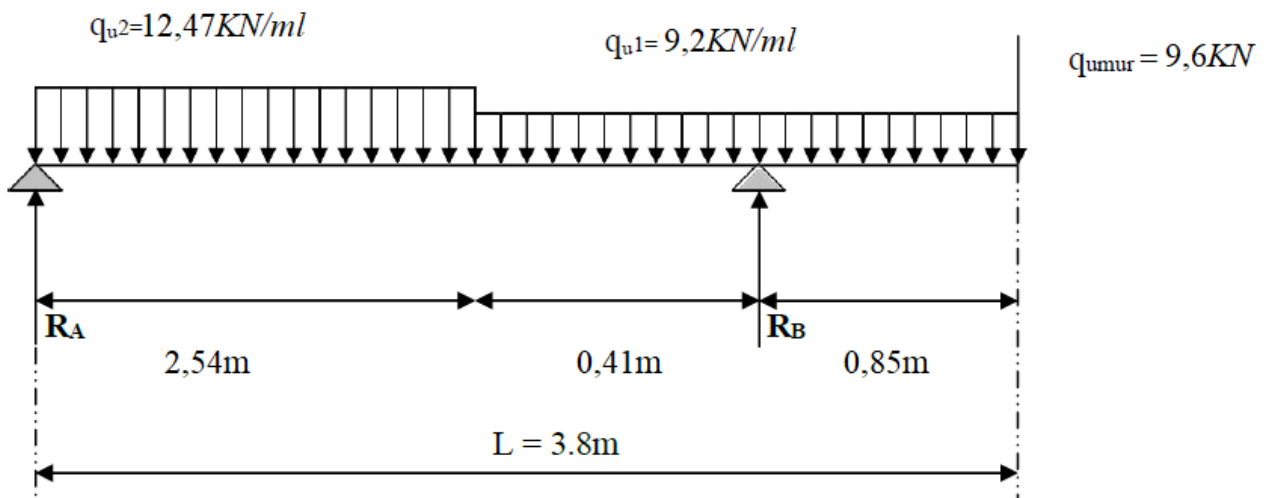


Figure III-2 : Schéma statique de calcul

❖ Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 2,54 \times q_{u2} + 1,26 \times q_{u1} + qU_{mur} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 2,54 \times 12.47 + 1,26 \times 9.20 + 9,6 = 52.87 \text{ KN/ml}$$

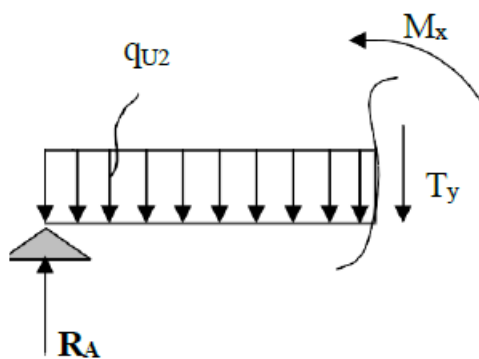
$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u2} \times 2.54 \times (2.54/2) + q_{u1} \times 1.26(2.54+1.26/2) + qU_{mur} \times 3.8$$

$$R_B \times L = 12.47 \times 2.54 \times 1.27 + 9.20 \times 1.26(2.54+0.63) + 9.6 \times 3.8$$

$$R_B = 113.45 / 2.95 = 38.45$$

$$R_A = 52.87 - 38.45 = 14.42 \text{ KN}$$

❖ 1er tronçon : $0 \leq x \leq 2,54 \text{ m}$



$$T(x) = R_A - q_{u2}x.$$

$$T(x = 0) \Rightarrow T = 14.42 \text{ KN}$$

$$T(x = 2,54) = 14.42 - 12.47 \times 2,54 = 14.42 - 31.674 = -17.25 \text{ KN}.$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{u2}x = 0 \Rightarrow R_A = q_{u2}x \Rightarrow x = R_A / q_{u2} = 14.42 / 12.47 = 1.156 ; X = 1.156 \text{ m} ; 1.156 \text{ m} \in [0 ; 2.4].$$

* Calcul des moments fléchissant :

$$M(x) = R_A x - q_{u2}x^2 / 2 = 14.42x - (12.47/2)x^2$$

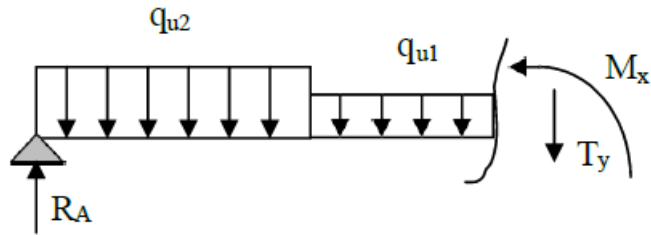
$$M(x) = 14.42x - 5.235x^2$$

$$\begin{cases} X = 0 \\ X = 2.54 \end{cases} \quad \begin{cases} M(x = 0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x = 2.54) = 2.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\text{max}} = M(x = 1.156) = 14.42 \times 1.156 - 5.235 (1.156)^2 = 9.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{max}} = 9.67 \text{ KN.m}$$

❖ 2eme tronçon : $2.54 \leq x \leq 2.95$ m



$$T(x) = R_A - q_{u2} (2.54) - q_{u1} (x-2.54)$$

$$T(x = 2,54) = 14.42 - 12.47 \times 2.54 - 9.20 \times (0) = -17.25 \text{ KN}$$

$$T(x = 2.95) = 14.42 - 12.47 \times 2.95 - 9.20(2,95 - 2,54) = -26,14 \text{ KN.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{u2} (2.54) - q_{u1} (x-2.54) = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = R_A - q_{u2} (2.54) + q_{u1} (2.54) / q_{u1} = 0.66$$

$$X = 0.66 \text{ m} : x \notin [2.54 ; 2.95].$$

* Calcul des moments fléchissant

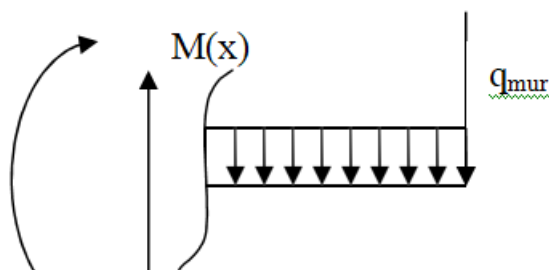
$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u2} \times 2,54(x-1.26) - q_{u1} ((x-2.54)^2 / 2)$$

$$M(x) = 14.42 x - 12.47 \times 2.54 \times (x-1.26) - 9.2 \times ((x-2.54)^2 / 2)$$

$$M(x = 2.54) = 14.42(2.54) - 12.47 \times 2.54(2.54 - 1.26) - 9.2(2.54-2.54)^2 / 2 = -3.915 \text{ KN.m.}$$

$$M(x=2.95) = 14.42(2.95) - 12.47 \times 2.54(2.95-1.26) - 9.2(2.95-2.54)^2 / 2 = -11.762 \text{ KN.m}$$

❖ 3ème tronçon : $0 \leq x \leq 0.85$ m



$$T(x) = q_{u1}x + q_{umur}$$

$$x = 0 \rightarrow T(x) = 9,2 \times 0 + 9,6 = 9,6 \text{ KN}$$

$$x = 0.65 \rightarrow T(x) = 9,2 \times 0.85 + 9,6 = 17.42 \text{ KN.}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = - q_{umur} \times x - q_{u1} \times (x^2 / 2)$$

$$x = 0 \rightarrow T(x) = 0$$

$$x = 0.85 \rightarrow T(x) = -9.6 \times 0.85 - 9.2 \times (0.85^2/2) = -11.48$$

$$T(x) = dM(x)/dx$$

$$M(x) = R_A \times x - q_u \times 2.54 \times (x - 2.54/2) - q_{u1} \times (x - 2.54)^2/2$$

$$M(x) = 14.42 \times (x) - 12.47 \times 2.54 \times (x - 2.54/2) - 9.2 \times (x - 2.54)^2/2$$

$$T(x) = 6.11 - 9.2X = 0 \quad \cdot \quad X = 6.11/9.2 = 0.66$$

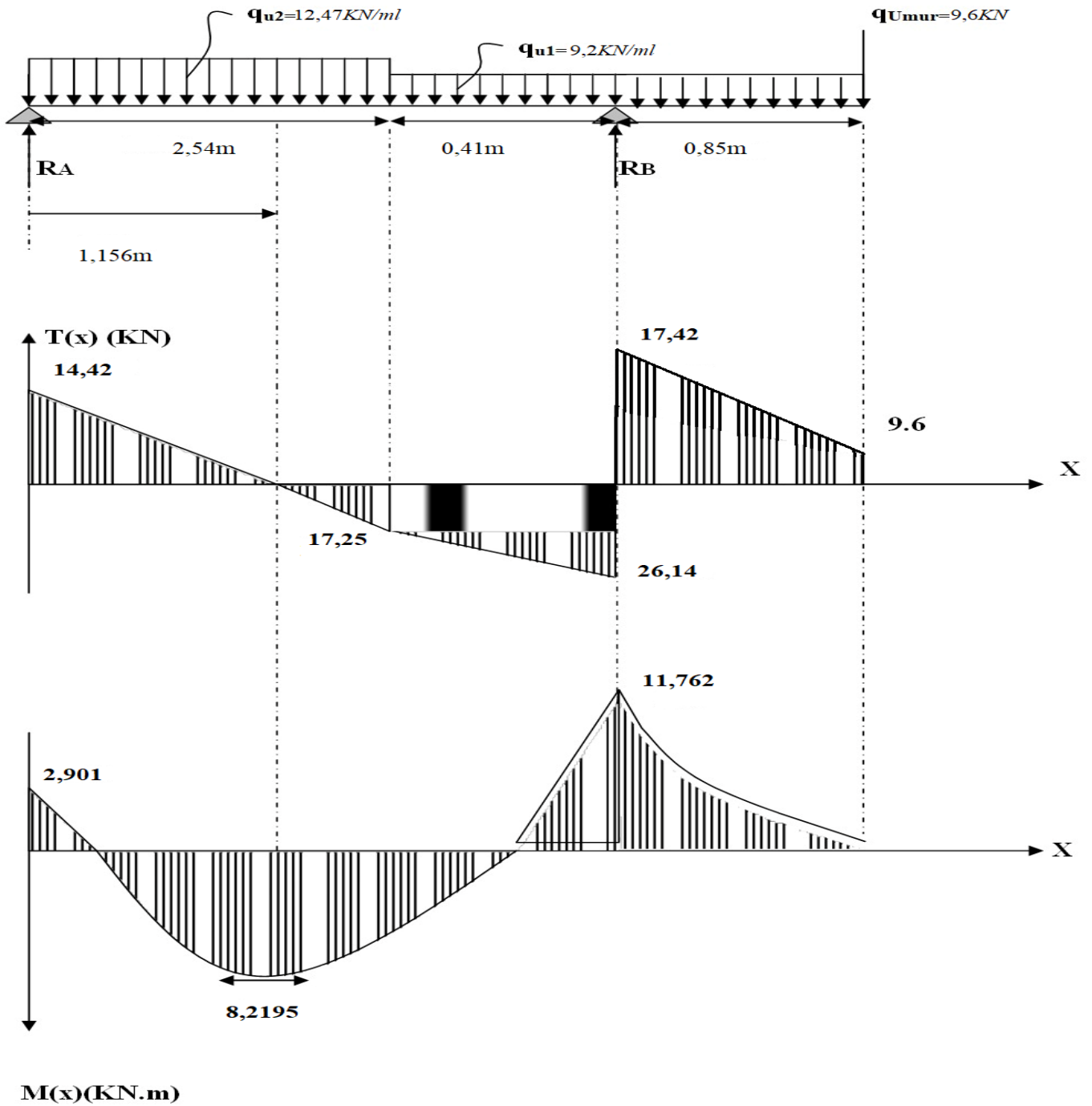
$$X = 0.66$$

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_{max} au niveau des appuis et en travée.

- En appui (A) : $M_{ua} = -0,3M_{max} = -0,3(9.67) = -2,901 \text{ KN.m}$
- En travées : $M_{ut} = 0,85M_{max} = 0,85(9.67) = 8,2195 \text{ KN.m}$
- En appui (B) $M_{ub} = -11.762 \text{ KN.m}$.

Diagramme des sollicitations : (ELU):



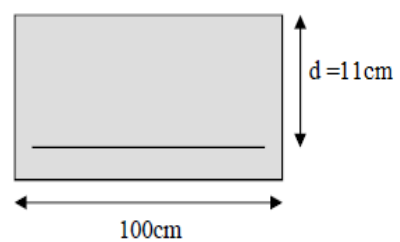
1) Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

-Armatures longitudinal :

* En appui (A) :

$M_{u\text{app}} = 2.901 \text{ KN.m}$



$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{be}} = \frac{2.901 \times 10^6}{1000 \times (110)^2 \times 14.2} = 0.016$$

$$\mu_b = 0.016 < \mu_i = 0.392 \Rightarrow (SSA)$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires ($A_{sup} = 0$)

$$\mu_b = 0.016 \Rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_{app} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2.901 \times 10^5}{0.991 \times 11 \times 348 \times 10^2} = 0.76$$

Soit : $A_s = 3 \text{ HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

*** En appui (B) :**

$$M_{uapp} = 11.762 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{be}} = \frac{11.762 \times 10^6}{1000 \times (110)^2 \times 14.2} = 0.068$$

$$\mu_b = 0.068 < \mu_i = 0.392 \Rightarrow (SSA)$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires ($A_{sup} = 0$)

$$\mu_b = 0.068 \Rightarrow \beta = 0.964$$

$$A_{app} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.762 \times 10^5}{0.964 \times 11 \times 348 \times 10^2} = 3.18$$

Soit : $A_s = 4 \text{ HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

*** En travée :**

$$M_{uapp} = 8.2195 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{be}} = \frac{8.2195 \times 10^6}{1000 \times (110)^2 \times 14.2} = 0.047$$

$$\mu_b = 0.047 < \mu_i = 0.392 \Rightarrow (SSA)$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires ($A_{sup} = 0$)

$$\mu_b = 0.047 \Rightarrow \beta = 0.975$$

$$A_{app} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.2195 \times 10^5}{0.975 \times 11 \times 348 \times 10^2} = 2.20$$

Soit : $A_s = 4 \text{ HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

- Armatures de répartition :

* aux appui :

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2}$$

En appui A : $A_{\min} = 0.59 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ soit : 4 HA8 = 2.01 cm² /ml.

En appui B : $A_{\min} = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ soit : 4 HA8 = 2.01 cm² /ml

* En travée :

$$A_r = \frac{4.52}{4}$$

$A_{\min} = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ soit : 4 HA8 = 2.01 cm² /ml

2) Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91. a.4.21) :

$$A_{\min} = 0.23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_c} = \frac{0.23 \times 100 \times 11 \times 2.1}{400} = 1.32$$

$$\left. \begin{aligned} A_{\text{sapp}} &= 2.35 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{ut}} &= 4.52 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{sapp}} &= 4.52 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\}$$

b) Répartition des barres :

* armatures longitudinales :

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

$St = (33 ; 25) \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ (conditions vérifiées).

* armatures de répartition :

$St < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

$St = (25 ; 25) \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow$ (conditions vérifiées).

c) vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis (BAEL91 Art61.3) :

$\tau_{se} = V_{\max} 0.9d \Sigma u_i \leq \tau_{se} = X_s \times f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$; $X_s = 1.5$ pour HA

$V_{\max} = 26.14 \text{ KN}$ (calculé).

$\Sigma u_i = \eta \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3.14 \times 1.0 = 15.7 \text{ cm}$

$\tau_{se} = \frac{26.14 \times 10^3}{0.9 \times 110 \times 157} = 1.68 < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ (conditions vérifiées).

d) vérification des effort tranchants (BAEL91 Art A 552) :

$\tau_u = \frac{V_a^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \{0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ (conditions vérifiées).

$\tau_u = \frac{26.14 \times 10^3}{1000 \times 110} = 0.237 \text{ MPa} \Rightarrow \tau < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ (conditions vérifiées).

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e) vérification des effort tranchants (BAEL91 Art A 5.132) :

* influence sur le béton :

$$V_u^{max} \leq 0.4 b(0.9d) \frac{f_{t28}}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 1000 \times 0.9 \times 110 \times 25}{1.5} = 660 \text{ KN}$$

$$V_u^{max} + 26.14 \text{ KN} \leq 660 \text{ KN} \Rightarrow (\text{conditions vérifiée}).$$

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

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{1.15}{f_e} \leq (V_u^{max} + \frac{M_a}{0.9d})$$

$$A \geq \frac{1.15}{400 \times 10^2} \left(26.14 + \frac{2.901}{0.9 \times 0.11} \right) \times 10^3 = 1.59 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.35 \text{ cm}^2 > 1.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{conditions vérifiée}).$$

* Ancrage des barres :

Longueur de scellement doit être :

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$0.6 \times (\Psi_s)^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \emptyset \times 35.27$$

Le BAEL limite $L_s = 40 \emptyset$ lorsqu'en utilise $f_e = 400 \text{ MPa}$ donc $L_s = 40 \emptyset$

III-2-5-2 Calcul à l'état limite ultime (ELS) :

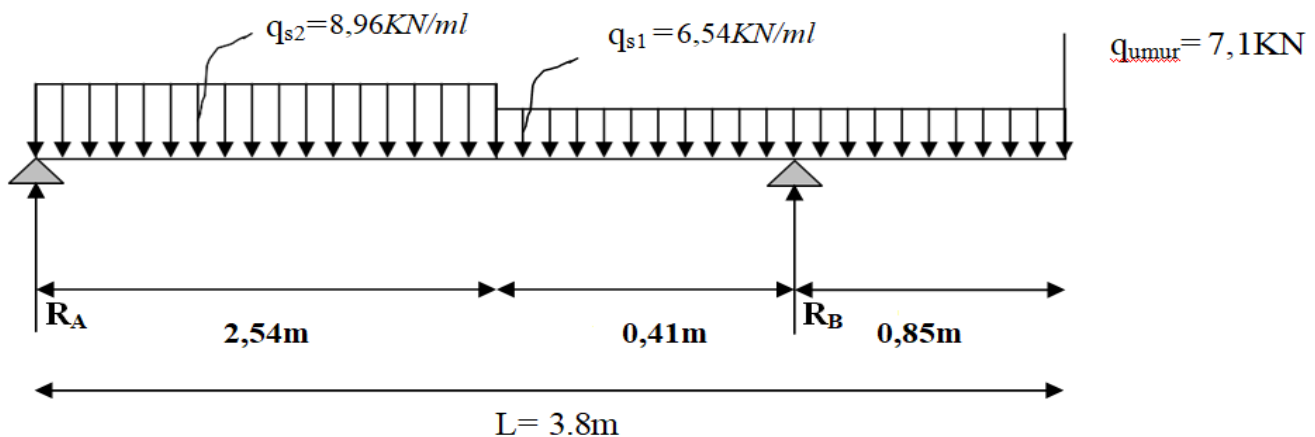


Figure III-3 : Schéma statique de calcul (ELS)

❖ Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 2,54 \times q_{u2} + 1,26 \times q_{u1} + qU_{mur} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 2,54 \times 8,96 + 1,26 \times 6,54 + 7,1 = 38,10 \text{ KN/ml}$$

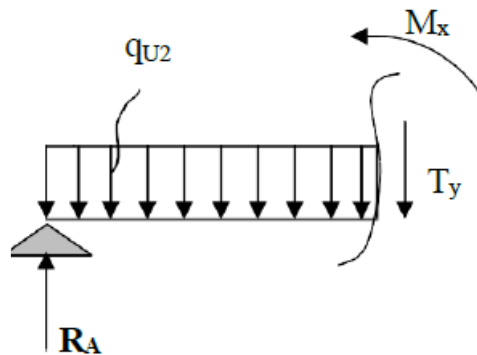
$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u2} \times 2,54 \times (2,54/2) + q_{u1} \times 1,26(2,54+1,26/2) + qU_{mur} \times 3,8$$

$$R_B \times L = 8,96 \times 2,54 \times 1,27 + 6,54 \times 1,26(2,54 + 0,63) + 7,1 \times 3,8$$

$$R_B = 82 / 2,95 = 27,80$$

$$R_A = 38,10 - 27,80 = 10,30 \text{ KN}$$

❖ 1er tronçon : $0 \leq x \leq 2,54 \text{ m}$



$$T(x) = R_A - q_{u2}x.$$

$$T(x = 0) \Rightarrow T = 10,30 \text{ KN}$$

$$T(x = 2,54) = 10,30 - 8,96 \times 2,54 = 10,30 - 22,7584 = -12,46 \text{ KN}.$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{u2}x = 0 \Rightarrow R_A = q_{u2}x \Rightarrow x = R_A / q_{u2} = 10,30 / 8,96 = 1,150 ; X = 1,150 \text{ m} ; 1,150 \text{ m} \in [0 ; 2,4].$$

* Calcul des moments fléchissant :

$$M(x) = R_A x - q_{u2}x^2 / 2 = 10,30x - (8,96/2)x^2$$

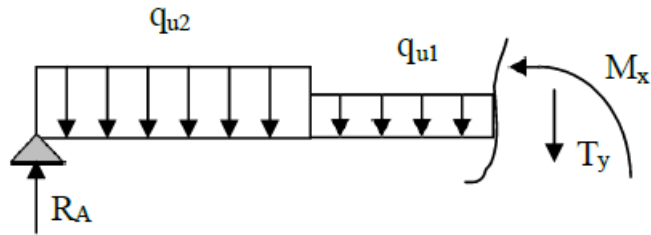
$$M(x) = 10,30x - 4,48x^2$$

$$\begin{cases} X = 0 \\ X = 2,54 \end{cases} \quad \begin{cases} M(x = 0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x = 2,54) = -2,74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\max} = M(x = 1,150) = 10,30 \times 1,150 - 4,48 (1,150)^2 = 5,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 5,92 \text{ KN.m}$$

❖ 2eme tronçon : $2.54 \leq x \leq 2.95$ m



$$T(x) = R_A - q_{u2} (2.54) - q_{u1} (x-2.54)$$

$$T(x = 2,54) = 10.30 - 8.96 \times 2.54 - 6.54 \times 0 = -12.46 \text{ KN}$$

$$T(x = 2.95) = 10.30 - 8.96 \times 2.95 - 6.54 (2.95 - 2.54) = -18.81 \text{ KN.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{u2} (2.54) - q_{u1} (x-2.54) = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{u2} (2.54) + q_{u1} (2.54)}{q_{u1}} = 0.64$$

$$X = 0.64 \text{ m} : x \notin [2.54 ; 2.95].$$

* Calcul des moments fléchissant

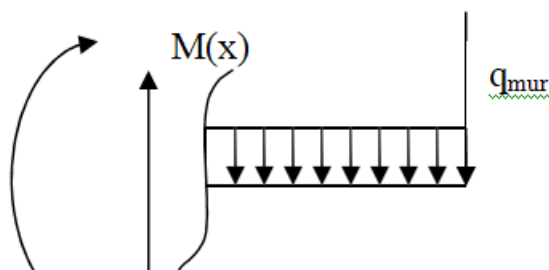
$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u2} \times 2.54(x-1.26) - q_{u1} \left(\frac{(x-2.54)^2}{2} \right)$$

$$M(x) = 10.3 \cdot x - 8.96 \times 2.54 \times (x-1.26) - 6.54 \times \left(\frac{(x-2.54)^2}{2} \right)$$

$$M(x = 2.54) = 10.3(2.54) - 8.96 \times 2.54(2.54 - 1.26) - 6.54 \times \frac{(2.54-2.54)^2}{2} = -2.969 \text{ KN.m.}$$

$$M(x=2.95) = 10.3(2.95) - 8.96 \times 2.54(2.95-1.26) - 6.54 \times \frac{(2.95-2.54)^2}{2} = -8.626 \text{ KN.m}$$

❖ 3ème tronçon : $0 \leq x \leq 0.85$ m



$$T(x) = q_{u1}x + q_{mur}$$

$$x = 0 \rightarrow T(x) = 6.54 \times 0 + 7.1 = 7.1 \text{ KN}$$

$$x = 0.85 \rightarrow T(x) = 6.54 \times 0.85 + 7.1 = 12.66 \text{ KN.}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = -q_{umur} \times x - q_{u1} \times \left(\frac{x^2}{2} \right)$$

$$x = 0 \rightarrow T(x) = 0$$

$$x = 0.85 \rightarrow T(x) = -7.1 \times 0.85 - 6.54 \times \left(\frac{0.85^2}{2} \right) = -8.40$$

$$T(x) = dM(x)/dx$$

$$M(x) = R_A \times x - q_{u2} \times 2.54 (x - 2.54/2) - q_{u1} (x - 2.54)^2/2$$

$$M(x) = 10.3 \times (x) - 8.96 \times 2.54 (x - 2.54/2) - 6.54 (x - 2.54)^2/2$$

$$T(x) = 4.14 - 6.54X = 0 \quad \Rightarrow \quad X = 4.14/6.54 = 0.64$$

$$X = 0.64$$

, on porte une correction pour le moment M_{umax} au niveau des appuis et en travée.

Remarque :

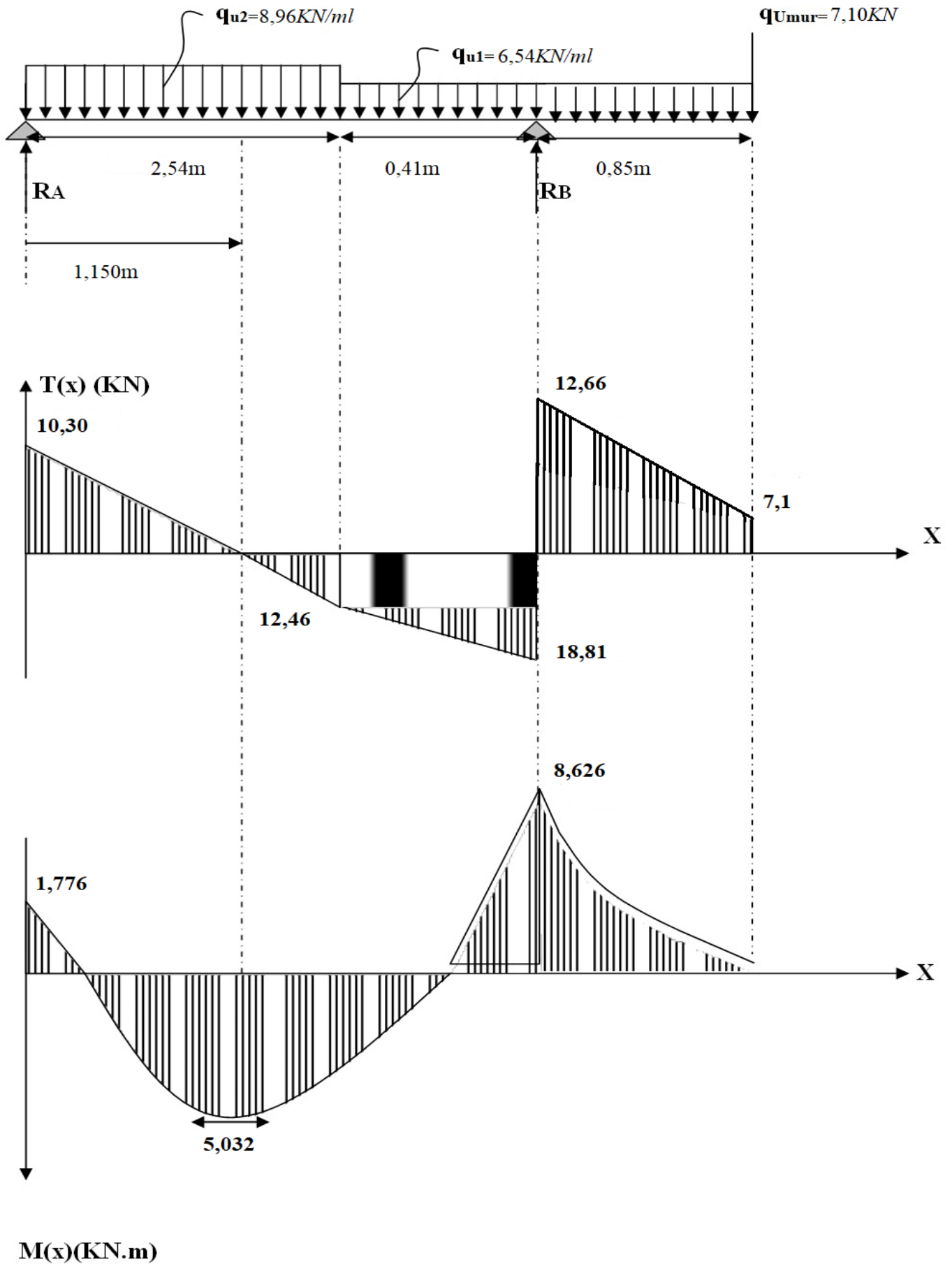
A fin de tenir compte des semi encastres aux extrémités

En appui (A) : $M_{ua} = -0,3M_{umax} = -0,3 (5.92) = -1,776 \text{ KN.m}$

En travées : $M_{ut} = 0,85M_{umax} = 0,85 (5.92) = 5,032 \text{ KN.m}$

En appui (B) $M_{ub} = -8.626 \text{ KN.m}$.

Diagramme des sollicitations : (ELS):



1) Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification à E.L.S :** D'après BAEL 91

La contrainte maximale de béton comprimée :

La contrainte de compression du béton est limitée $0.6f_{cj}$:

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ Mpa .}$$

$$\alpha \leq \alpha_1 = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	α	M_u	M_{ser}	γ	f_{c28}	α_1	Condition
AppuiA	0.0202	2.901	1.776	1.63	25	0.57	CV
AppuiB	0.068	11.762	8.626	1.36	25	0.43	CV
Travée	0.047	8.2195	5.032	1.63	25	0.44	CV

➤ **les armatures de réparation :**

$$A_t = A_l / 4$$

	A_l	A_t	A_{adp}
Appui	1.92	0.48	$3\Phi 6 = 0.85\text{cm}^2$
Travée	5.72	1.43	$4\Phi 8 = 2.01\text{cm}^2$

• **Calcul de la poutre palier :**

1-Pré dimensionnement :

On à : $L= 3.7\text{m}$.

$$h = \left(\frac{L}{15} \div \frac{L}{10}\right) \Rightarrow h = (24.67 \div 37) \text{ cm ; On prend: } h = 35\text{cm.}$$

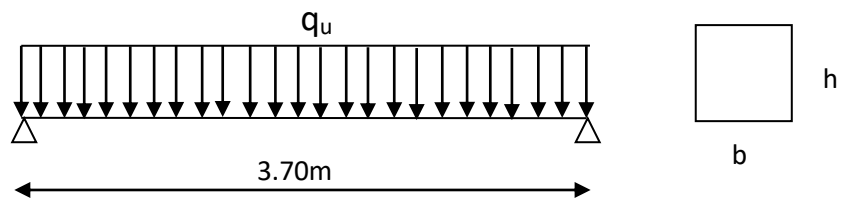
$$b = (0.3h \div 0.6h) \Rightarrow b = (7 \div 21) \text{ cm ; On prend : } b = 30\text{cm}$$

Condition de l'rpa99:

$$h \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots\text{cv.}$$

$$b \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots\text{cv.}$$

$$h/b \leq 4 \dots\dots\dots\text{cv.}$$



2-Charge de la poutre palière :

$$\text{Poids propres de poutre : } b \cdot h \cdot \gamma = 25000 \cdot 0.30 \cdot 0.35 \cdot 3.7 = 9712.5\text{N/ml.}$$

$$\text{Poids du mur : } g \cdot h \cdot b = 2810 \cdot 3.7 \cdot 2.66 = 27656.02\text{N/ml}$$

3- Combinaison des charges :

ELU : $q_u : 1.35 \cdot (9712.5 + 27656.02) = 50447.50 \text{ N/ml}$.

ELS : $q_{ser} : 37368.52 \text{ N/ml}$.

4- Calcul des moments :

- ❖ **Le moment en travées :** $M_t = 0.85 (P_e q l^2 / 8) = 73379.04 \text{ N.m}$
- ❖ **Le moment sur appuis :** $M_a = 0.3 (P_e q l^2 / 8) = 25898.49 \text{ N.m}$
- ❖ **l'effort tranchant :** $T = P_e q L / 2 = 93327.88 \text{ N.m}$

5- Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple et torsion avec vérification de cisaillement, La fissuration est Considérée comme peu nuisible.

$B = 30 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$; $d = 33$; $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$; $\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ Mpa}$

➤ **Les armatures longitudinales:**

- **E.L.U :**

$$\mu = M / \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2 \quad ; \quad A = M / \bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d$$

a/ dans l'appui :

$$\mu = 25898.49 / 14.2 \cdot 30 \cdot 33^2 = 0.056, \quad \mu < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 0.0721 \quad : \quad \beta = 0.971$$

$$A_{cal} = 25898.49 / 348 \cdot 0.971 \cdot 33 = 2.32 \text{ cm}^2$$

b/ dans travée :

$$\mu = 73379.04 / 14.2 \cdot 30 \cdot 33^2 = 0.158, \quad \mu < \mu_l$$

$$\alpha = 0.2162 \quad : \quad \beta = 0.914$$

$$A_{cal} = 73379.04 / 348 \cdot 0.914 \cdot 33 = 6.99 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot 25 \cdot 33 \cdot 2.1 / 400 = 0.10 \text{ cm}^2.$$

➤ **Pourcentage minimal :**

$$A_{min2} \geq 0.001 \cdot b \cdot h.$$

$$A_{min2} \geq 0.001 \cdot 25 \cdot 35 = 0.88 \text{ cm}^2$$

❖ **Tableau récapitulatif :**

	M	M	α	β	A_{cal}	A_{min}	A_{min2}	A_{max}	A_{adp}
Appui	25898.49	0.056	0.0721	0.971	2.32	0.10	0.88	2.32	3Φ12=3.39
Travée	73379.04	0.158	0.2162	0.914	6.99	0.10	0.88	6.99	5Φ14=7.70

➤ **Vérification à E.L.S :** D'après BAEL 91

La contrainte maximale de béton comprimée :

La contrainte de compression du béton est limitée $0.6f_{cj}$:

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ Mpa} .$$

$$\alpha \leq \alpha_1 = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	α	M_u	M_{ser}	γ	f_{c28}	α_1	Condition
Appui	0.056	25898.49	19184.06	1.35	25	0.43	CV
Travée	0.158	73379.04	54354.84	1.35	25	0.43	CV

➤ **Les armatures de réparation :**

$$A_t = A_l / 4$$

	A_l	A_t	A_{adp}
Appui	2.32	0.58	$3\Phi 6 = 0.85\text{cm}^2$
Travée	6.99	1.75	$4\Phi 8 = 2.01\text{cm}^2$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :** BAEL91 (art A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_o \cdot d} = \frac{93327.88}{100 * 330} = 2.83\text{Mpa}$$

La fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,25\text{Mpa}$

$$\tau_u = 2.83\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ Mpa} \rightarrow \text{C.V}$$

➤ **Calcul de la poutre à la torsion**

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier

$$M_t = M_a (\text{escalier}) = 24792 \text{ N.m}$$

On utilise les règles exposées dans le **BAEL91** [4].

T_u = le couple de torsion maximal

* **Contraintes tangentés de torsion :**

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi b_t est égale aux (1/6) du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$T_u = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0} \quad (\text{formule de Rausch})$$

T_u : moment de torsion ($T_u = 93327.88 \text{ N}$)

$$b_0 = b_t = a/6 = b/6 ; b_t = 30/6 = 5$$

Ω : Aire du contour à mi-épaisseur.

$$\Omega = (h-b_t) \times (b-b_t) = 750 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{93327.88}{2 \cdot 750 \cdot 100} = 0.62 \text{ Mpa}$$

*** Résistance en torsion et flexion :**

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 \leq (\tau_{u \text{ limite}})^2 \quad (\text{Section pleine})$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = 2.83^2 + 0.62^2 = 8.39 \text{ Mpa}$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = 0.312 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u^2 = 10.56 \text{ Mpa (C.V)}$$

*** Les armatures longitudinales:**

$$A_l = \frac{\mu \cdot T_u}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

M : périmètre de l'aire Ω de la section efficace.

$$M = 2[(h - b_t) + (b - b_t)] = 110 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{110 \cdot 93327.88 \cdot 1.15}{2 \cdot 750 \cdot 400 \cdot 100} = 0.20 \text{ cm}^2 ; A_l = 1\text{HA}10 = 0.78 \text{ cm}^2$$

*** Les armatures transversales :**

$$A_t = \frac{T_u \cdot S_t}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_t = \frac{93327.88 \times 15 \times 1.15 \cdot 10}{2 \times 750 \times 400 \cdot 100} = 0.27 \text{ cm}^2. A_t = 0.28 \text{ cm}^2 = 1\text{T}8$$

➤ **Section minimale des armatures : BAEL 91**

$$1) \frac{\sum A_l \cdot f_e}{b_0 \cdot \mu} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{3.17 \times 400}{4,167 \times 750} = 0.40 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{c.v}$$

$$2) \frac{A_t \cdot f_e}{b_t \cdot S_t} \geq 0.4MPa \Rightarrow \frac{0.28 \times 400}{4,167 \times 15} = 1.79 MPa > 0.4MPa \dots\dots\dots cv$$

➤ **Les armatures totales :**

1- Armatures longitudinales : $A_\ell^{tot} = A_\ell^{fl} + A_\ell^{tor}$

***Nappe supérieure :** $A_\ell^{tot} = A_\ell^{fl} + \frac{A_\ell^{tor}}{2} = 6.99 + (0.78/2) = 7.38 \text{ cm}^2$

Soit : $A_\ell^{tot} = 7T12 = 7.92\text{cm}^2$

***Nappe inférieure :** $A_\ell^{tot} = \frac{A_\ell^{tor}}{2} = 0.39 \text{ cm}^2$ Soit : $A_\ell^{tot} = 0.78 \text{ cm}^2 = 1T10$

2- Armatures transversales $A_t^{tot} = A_t^{fl} + A_t^{tor} = 1.13 \text{ cm}^2$

Donc soit : $A_t = 4 \text{ } \emptyset 8 = 2.01\text{cm}^2$

i/Vérification de la flèche :

$H/L \geq 1/16 \Rightarrow 35/370 = 0.094 > 0.0625 \dots\dots\dots cv.$

$H/L \geq Mt/10M_0 ; \Rightarrow 0.11 > 0.03 \dots\dots\dots cv.$

$A/b_0 \cdot d \leq 4.2/f_e \Rightarrow 0.0097 < 0.0105 \dots\dots\dots cv.$

III-3 Les planchers :

III-3-1 Définition :

Un plancher, est une surface plane destiné à limiter les étages, et supportes les revêtements de sol et les sur charges.

Les planchers peuvent être coules sur place ou préfabriqué. Il y'a des plancher tell que les planchers à corps creux.

III-3-2 Evaluation des charges :

- **Plancher terrasse**

$G_{terrasse} = 7030 \text{ N/m}^2$

$g = G \times 0.65 = 7030 \times 0.65 = 4569.5 \text{ N/ml.}$

$Q_{terrasse} = 1000 \text{ N/m}^2$

$q = Q \times 0.65 = 1000 \times 0.65 = 650\text{N / ml}$

- **Plancher étage courant :**

$G_{\text{étage courant}} = 5900 \text{ N/ m}^2$

$g = G \times 0.65 = 5900 \times 0.65 = 3835 \text{ N/ml}$

$Q_{\text{étage courant}} = 1500 \text{ N /ml}$

$q = Q \times 0.65 = 1500 \times 0.65 = 975 \text{ N /ml}$

• **La combinaison d'action :**

❖ E.L.U : $1.35 g + 1.5 q$

❖ E.L.S : $g + q$

E.L.U terrasse : $1.35 \times (4569.5) + 1.5 \times (650) = 7143.83 \text{ N/ml}$

E.L.S terrasse : $4569.5 + 650 = 5219.5 \text{ N/ml}$

E.L.U étage courant : $1.35 \times (3835) + 1.5 (975) = 6639.75 \text{ N/ml}$

E.L.S étage courant : $3835 + 975 = 4810 \text{ N/ml}$

Désignation	Terrasse	Etage courant
E.L.U	7143.83	6639.75
E.L.S	5219.5	4810

III-3-3 Méthode de calcul :

Il y'a plusieurs méthodes de calcul des planchers, nous choisissons la méthode forfaitaire, car elle est tout les conditions sont vérifiées.

III-3-4 Condition d'application :

- $Q \leq \max(2G, 5KN/m^2)$.
- Inertie constante.
- $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$.
- Fissuration peu nuisible.

❖ **Vérification des conditions :**

1- On a :

$Q_{\text{terrasse}} = 1000 \text{ N/ml}$

$Q = 1000 < \max(14060, 5000) \dots\dots\dots \text{C.V}$

$Q_{\text{étage courant}} = 1500 \text{ N/ml}$

$Q = 1500 < \max(11800, 5000) \dots\dots\dots \text{C.V}$

2- La section est constante dans toutes les travées (les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes) :

$I = \frac{b \times h^3}{12} = C \text{ ste } \dots\dots\dots \text{C.V}$

3- Les portées successives doivent être dans un rapport compris entre :

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

$0.8 \leq \frac{3.20}{3.05} = 1.05 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{C.V}$

$0.8 \leq \frac{3.05}{3.60} = 0.85 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{C.V}$

$0.8 \leq \frac{3.60}{3.35} = 1.07 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{C.V}$

$$0.8 \leq \frac{3.35}{3.30} = 1.02 \leq 1.25 \dots\dots\dots C.V$$

$$0.8 \leq \frac{3.30}{3.60} = 0.92 \leq 1.25 \dots\dots\dots C.V$$

$$0.8 \leq \frac{3.60}{3.50} = 1.03 \leq 1.25 \dots\dots\dots C.V$$

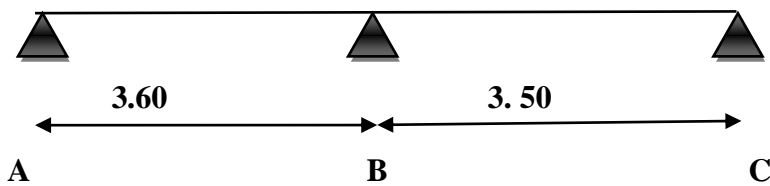
4- La fissuration est considérée comme peu nuisibleC.V

Donc les conditions sont vérifiées, alors on applique la méthode forfaitaire

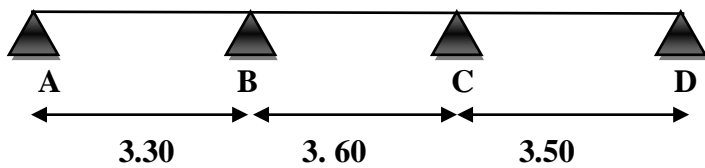
III-3-5 Déterminations des sollicitations :

➤ Les types des poutrelles :

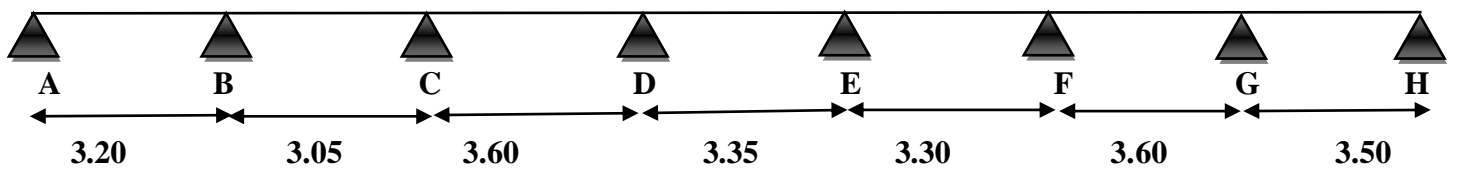
Type 1 :



Type 2 :

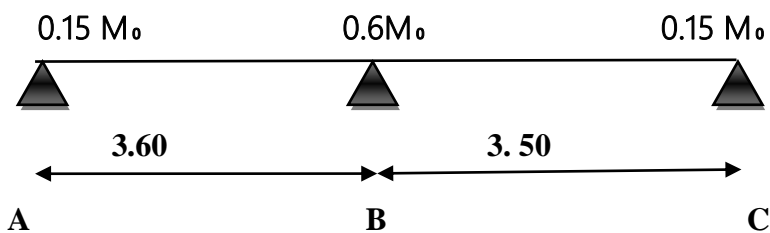


Type 3 :



1/ Plancher terrasse :

Type 1 :



❖ Calcul des moments (E.L.U) :

➤ Moment en travée :

$$M_t = \max \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05M_0 ; (1 + 0.3 \alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \quad (\text{travée de rive}) \quad , \quad \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \quad (\text{travée intermédiaire}) \end{array} \right.$$

$$\alpha_{\text{terrasse}} = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1000}{1000+7030} = 0.125$$

♦ Travée de rive (AB) et (BC) :

$$M_{0AB} = p \times L^2 / 8 = 7143.83 \times 3.60^2 / 8 = 11573 \text{ N.m}$$

$$M_{0BC} = p \times L^2 / 8 = 7143.83 \times 3.50^2 / 8 = 10938.98 \text{ N.m}$$

$$M_{tAB} = \left\{ \begin{array}{l} \max [1.05M_0 ; 1.04M_0] - \frac{0.15M_0 + 0.6M_0}{2} = 1.05M_0 - 0.375M_0 = 0.675M_0 \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 = \frac{1.2 + 0.3(0.125)}{2} M_0 = 0.62M_0 \end{array} \right.$$

$$M_{tAB} = 0.675M_0 = 0.675 \times 11573 = 7811.78 \text{ N.m}$$

$$M_{tBC} = 0.675 M_0 = 0.675 \times 10938.98 = 7383.81 \text{ N.m}$$

➤ Moment sur appui :

$$M_a = 0.15 M_0 = 0.15 \times 11573 = 1735.95 \text{ N.m}$$

$$M_b = 0.6M_0 = 0.6 \times 11573 = 6943.80 \text{ N.m}$$

$$M_c = 0.15M_0 = 0.15 \times 10938.98 = 1640.85 \text{ N.m}$$

➤ Les efforts tranchants :

$$T^w = \frac{p \cdot L}{2} - \frac{Md + Mg}{L} \quad , \quad T^e = - \left(\frac{p \cdot L}{2} - \frac{Md + Mg}{L} \right)$$

$$T^{wAB} = 7143.83 \cdot 3.60 / 2 - (0.15 + 0.6) \cdot 11573 / 3.60 = 10447.86 \text{ N}$$

$$T^{eAB} = -10447.86 \text{ N}$$

$$T^{wBC} = 10157.63 \text{ N} \quad , \quad T^{eBC} = -10157.63 \text{ N}$$

- E.L.U :

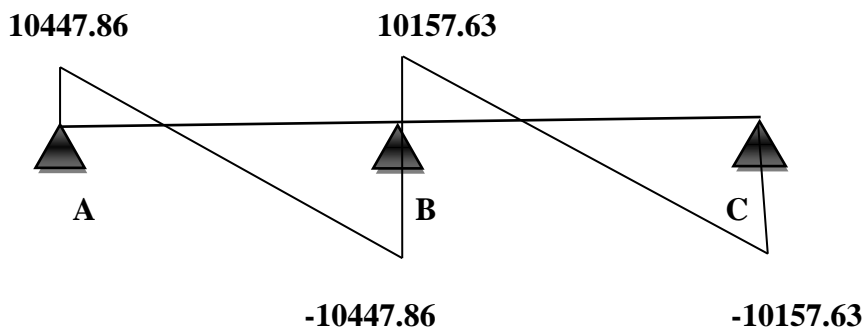
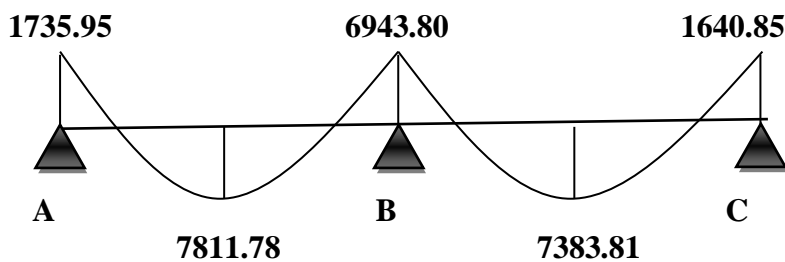
Travée	Travée AB	Travée BC
L (m)	3.60	3.50
Pu (N/ml)	7143.83	7143.83
M0 (N.m)	11573	10938.98
Mw (N.m)	1735.95	6943.80
Me (N.m)	6943.80	1640.85
Mt (N.m)	7811.78	7383.81
Tw (N)	10447.86	10157.63
Te (N)	- 10447.86	- 10157.63

- E.L.S :

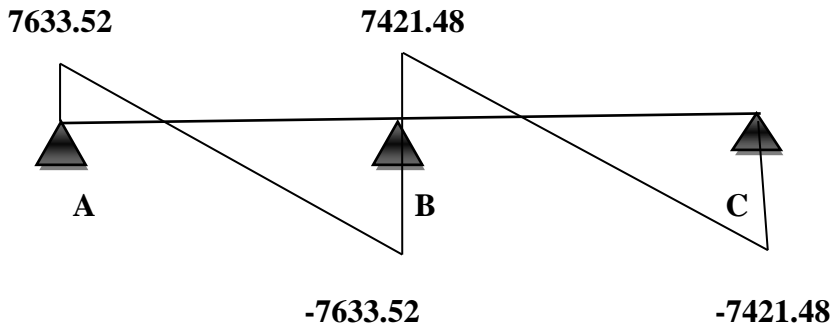
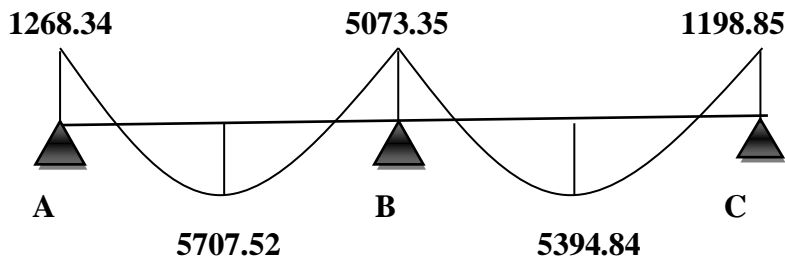
Travée	Travée AB	Travée BC
L (m)	3.60	3.50
Pu (N/ml)	5219.5	5219.5
M0 (N.m)	8455.59	6485.68
Mw (N.m)	1268.34	5073.35
Me (N.m)	5073.35	1198.85
Mt (N.m)	5707.52	5394.84
Tw (N)	7633.52	7421.48
Te (N)	- 7633.52	- 7421.48

❖ Diagramme des moments et des efforts tranchants :

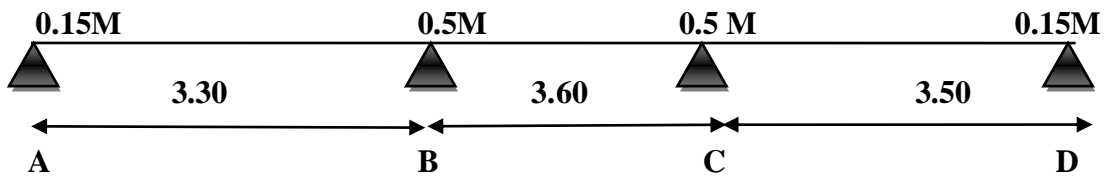
E.L.U :



E.L.S :



Type 2 :



❖ Calcul des moments (E.L.U) :

➤ Moment en travée :

$$M_t = \max \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05M_0 ; (1 + 0.3 \alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \text{ (travée de rive)} , \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \text{ (travée intermédiaire)} \end{array} \right.$$

$$\alpha_{terrasse} = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1000}{1000+7030} = 0.125$$

♦ Travée de rive (AB) et (CD) :

$$M_{0AB} = p \times L^2 / 8 = 7143.83 \times 3.30^2 / 8 = 9724.54 \text{ N.m}$$

$$M_{0CD} = p \times L^2 / 8 = 7143.83 \times 3.50^2 / 8 = 10938.98 \text{ N.m}$$

$$M_{tAB} = \begin{cases} \max [1.05M_0 ; 1.04M_0] - \frac{0.15M_0 + 0.5M_0}{2} = 1.05M_0 - 0.325M_0 = 0.725M_0 \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 = \frac{1.2 + 0.3(0.125)}{2} M_0 = 0.62M_0 \end{cases}$$

$$M_{tAB} = 0.725M_0 = 0.725 \times 9724.54 = 7050.30 \text{ N.m}$$

$$M_{tCD} = 0.725 M_0 = 0.725 \times 10938.98 = 7930.76 \text{ N.m}$$

♦ Travée intermédiaire (BC) :

$$M_{0BC} = p \times L^2 / 8 = 7143.83 \times 3.60^2 / 8 = 11573 \text{ N.m}$$

$$M_{tBC} = \begin{cases} \max[1.05M_0 ; 1.04M_0] - \frac{0.5M_0 + 0.5M_0}{2} = 1.05M_0 - 0.5M_0 = 0.55M_0 \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 = \frac{1 + 0.3(0.125)}{2} M_0 = 0.52M_0 \end{cases}$$

$$M_{tBC} = 0.55M_0 = 0.55 \times 11573 = 6365.15 \text{ N.m}$$

➤ Moment sur appui :

$$M_a = 0.15 M_0 = 0.15 \times 9724.54 = 1458.68 \text{ N.m}$$

$$M_b = 0.5M_0 = 0.5 \times 11573 = 5786.5 \text{ N.m}$$

$$M_c = 0.5M_0 = 0.5 \times 11573 = 5786.5 \text{ N.m}$$

$$M_d = 0.2 M_0 = 0.15 \times 10938.98 = 1640.85 \text{ N.m}$$

➤ Les efforts tranchants :

$$T^w = \frac{p \cdot L}{2} - \frac{Md + Mg}{L}, \quad T^e = - \left(\frac{p \cdot L}{2} - \frac{Md + Mg}{L} \right)$$

$$T^{wAB} = 7143.83 \cdot 3.30 / 2 - (0.15 + 0.5) \cdot 9724.54 / 3.30 = 9871.88 \text{ N}$$

$$T^{eAB} = -9871.88 \text{ N}$$

$$T^{wBC} = 9644.17 \text{ N}, \quad T^{eBC} = -9644.17 \text{ N}$$

$$T^{wCD} = 10470.18 \text{ N}, \quad T^{eCD} = -10470.18 \text{ N}$$

- E.L.U :

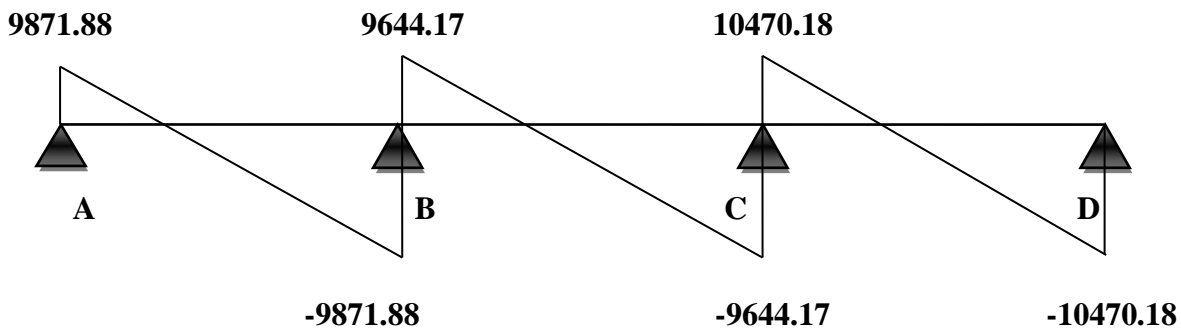
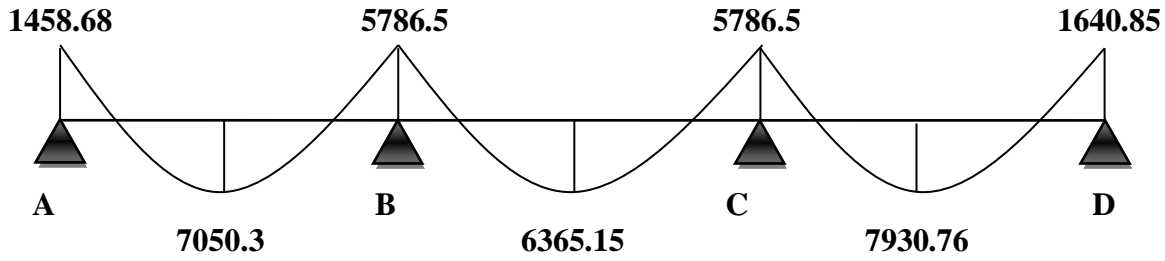
Travée	Travée AB	Travée BC	Travée CD
L (m)	3.30	3.60	3.50
Pu (N/ml)	7143.83	7143.83	7143.83
M0 (N.m)	9724.54	11573	10938.98
Mw (N.m)	1458.68	5786.5	5786.5
Me (N.m)	5786.5	5786.5	1640.85
Mt (N.m)	7050.3	6365.15	7930.76
Tw (N)	9871.88	9644.17	10470.18
Te (N)	- 9871.88	- 9644.17	- 10470.18

- E.L.S :

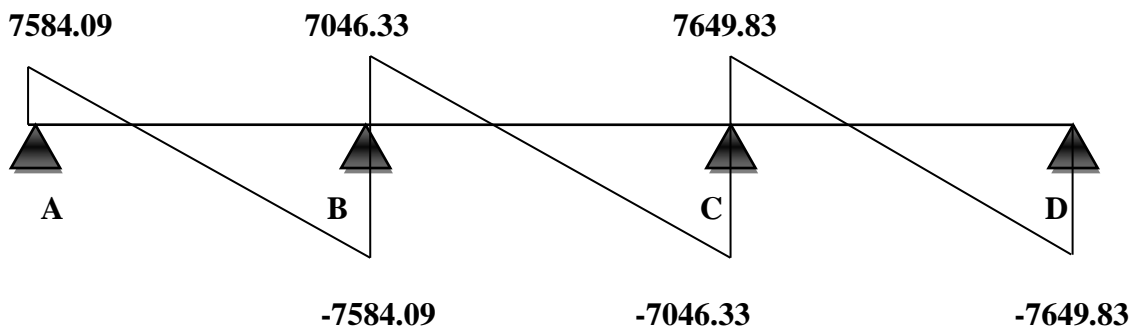
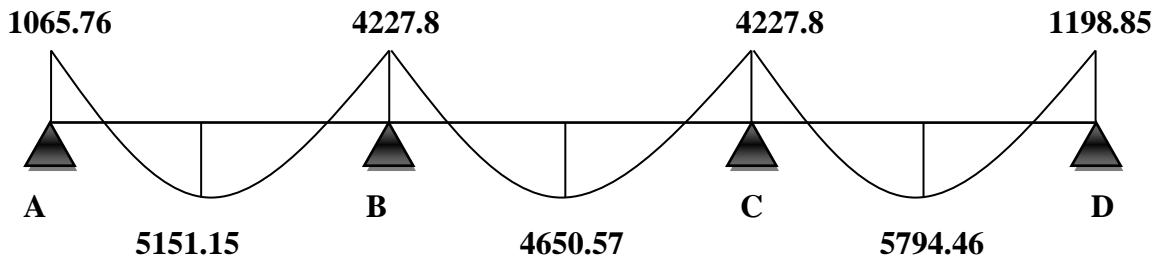
Travée	Travée AB	Travée BC	Travée CD
L (m)	3.30	3.60	3.50
Pu (N/ml)	5219.5	5219.5	5219.5
M0 (N.m)	7105.04	8455.59	7992.36
Mw (N.m)	1065.76	4227.80	4227.80
Me (N.m)	4227.8	4227.80	119885
Mt (N.m)	5151.15	4650.57	5794.46
Tw (N)	7584.09	7046.33	7649.83
Te (N)	- 7584.09	- 7046.33	- 7649.83

❖ Diagramme des moments et des efforts tranchants :

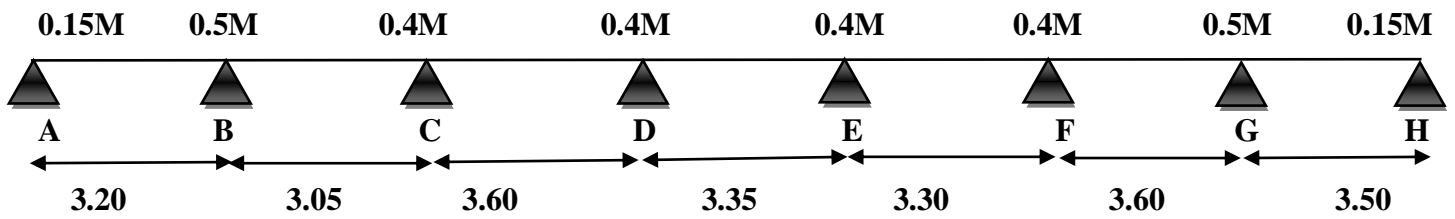
E.L.U :



E .L.S :



Type 3 :



❖ Calcul des moments (E.L.U) :

➤ Moment en travée :

$$M_t = \max \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05M_0 ; (1 + 0.3 \alpha)M_0] \frac{M_w + M_e}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}, \text{ (travée de rive)} , \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \text{ (travée intermédiaire)} \end{array} \right.$$

$$\alpha_{terrasse} = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1000}{1000+7030} = 0.125$$

♦ Travée de rive (AB) et (GH) :

$$M_{0AB} = p \times L^2 / 8 = 7143.83 \times 3.20^2 / 8 = 9144.1 \text{ N.m}$$

$$M_{0GH} = p \times L^2 / 8 = 7143.83 \times 3.50^2 / 8 = 10938.98 \text{ N.m}$$

$$M_{tAB} = \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05M_0 ; 1.04M_0] - \frac{0.15M_0 + 0.5M_0}{2} = 1.05M_0 - 0.325M_0 = 0.725M_0 \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 = \frac{1.2 + 0.3(0.125)}{2} M_0 = 0.62M_0 \end{array} \right.$$

$$M_{tAB} = 0.725M_0 = 0.725 \times 9144.1 = 6629.47 \text{ N.m}$$

$$M_{tGH} = 0.725M_0 = 0.725 \times 10938.98 = 7930.76 \text{ N.m}$$

♦ Travée intermédiaire (BC, FG) :

$$M_{0BC} = p \times L^2 / 8 = 7143.83 \times 3.05^2 / 8 = 8306.93 \text{ N.m}$$

$$M_{0FG} = p \times L^2 / 8 = 7143.83 \times 3.60^2 / 8 = 11573 \text{ N.m}$$

$$M_{tBC} = \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05M_0 ; 1.04M_0] - \frac{0.4M_0 + 0.5M_0}{2} = 1.05M_0 - 0.45M_0 = 0.60M_0 \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 = \frac{1 + 0.3(0.125)}{2} M_0 = 0.52M_0 \end{array} \right.$$

$$M_{tBC} = 0.60M_0 = 0.60 \times 8306.93 = 4984.16 \text{ N.m}$$

$$M_{tFG} = 0.60M_0 = 0.60 \times 11573 = 6943.8 \text{ N.m}$$

♦ **Travée (CD, DE, EF) :**

$$M_{0CD} = p \times L^2 / 8 = 7143.83 \times 3.60^2 / 8 = 11573 \text{ N.m}$$

$$M_{0DE} = p \times L^2 / 8 = 7143.83 \times 3.35^2 / 8 = 10021.45 \text{ N.m}$$

$$M_{0EF} = p \times L^2 / 8 = 7143.83 \times 3.30^2 / 8 = 9724.54 \text{ N.m}$$

$$M_{tBC} = \begin{cases} \max[1.05M_0 ; 1.04M_0] - \frac{0.4M_0 + 0.4M_0}{2} = 1.05M_0 - 0.40M_0 = 0.65M_0 \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = \frac{1+0.3(0.125)}{2} M_0 = 0.52M_0 \end{cases}$$

$$M_{tCD} = 0.65M_0 = 0.65 \times 11573 = 7522.45 \text{ N.m}$$

$$M_{tDE} = 0.65M_0 = 0.65 \times 10021.45 = 6513.94 \text{ N.m}$$

$$M_{tEF} = 0.65M_0 = 0.65 \times 9724.54 = 6320.95 \text{ N.m}$$

• **Moment sur appui :**

$$M_a = 0.15 M_0 = 0.15 \times 9144.1 = 1371.62 \text{ N.m}$$

$$M_b = 0.5M_0 = 0.5 \times 9144.1 = 4572.05 \text{ N.m}$$

$$M_c = 0.4 M_0 = 0.4 \times 11573 = 4629.2 \text{ N.m}$$

$$M_d = 0.4 M_0 = 0.4 \times 11573 = 4629.2 \text{ N.m}$$

$$M_e = 0.4 M_0 = 0.4 \times 10021.45 = 4008.58 \text{ N.m}$$

$$M_f = 0.4 M_0 = 0.4 \times 11573 = 4629.2 \text{ N.m}$$

$$M_g = 0.5 M_0 = 0.5 \times 11573 = 5786.5 \text{ N.m}$$

$$M_h = 0.15 M_0 = 0.15 \times 10938.98 = 1640.85 \text{ N.m}$$

Les efforts tranchants :

$$T^w = \frac{p \cdot L}{2} - \frac{M_d + M_g}{L}, \quad T^e = - \left(\frac{p \cdot L}{2} - \frac{M_d + M_g}{L} \right)$$

$$T^{wAB} = 7143.83 \cdot 3.20 / 2 - (0.15 + 0.5) \cdot 9144.1 / 3.20 = 9572.73 \text{ N}$$

$$T^{eAB} = - 9572.73 \text{ N}$$

$$T^{wBC} = 7877 \text{ N}, \quad T^{eBC,EF} = - 7877 \text{ N}$$

$$T^{wCD} = 10287.12 \text{ N}, \quad T^{eCD,DE} = - 10287.12 \text{ N}$$

$$T^{wDE} = 9387.47 \text{ N} , T^{eCD,DE} = - 9387.47 \text{ N}$$

$$T^{wEF} = 9169.81 \text{ N} , T^{eCD,DE} = - 9169.81 \text{ N}$$

$$T^{wFG} = 9965.64 \text{ N} , T^{eCD,DE} = - 9965.64 \text{ N}$$

$$T^{wGH} = 10379.60 \text{ N} , T^{eCD,DE} = - 10379.60 \text{ N}$$

• **E.L.U:**

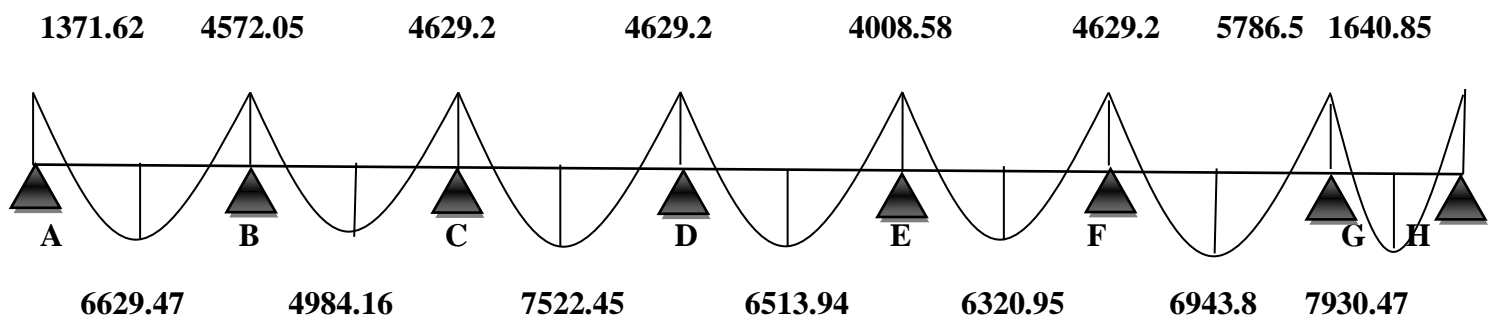
Travée	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE	Travée EF	Travée FG	Travée GH
L (m)	3.20	3.05	3.60	3.35	3.30	3.60	3.50
Pu (N/ml)	7143.83	7143.83	7143.83	7143.83	7143.83	7143.83	7143.83
M0 (N/ml)	9144.1	8306.93	11573	10021.45	9724.54	6943.8	10938.98
Mw (N.m)	1371.62	4572.05	4629.2	4629.2	4008.58	4629.2	5786.5
Me (N.m)	4572.05	4629.2	4629.2	4008.58	4629.2	5786.5	1640.85
Mt (N.m)	6629.47	4984.16	7522.45	6513.94	6320.95	6943.8	7930.47
Tw (N)	9572.73	7877	10287.12	9387.47	9169.81	9965.64	10379.60
Te (N)	-9572.73	-7877	-10287.12	-9387.47	-9169.81	-9965.64	-10379.60

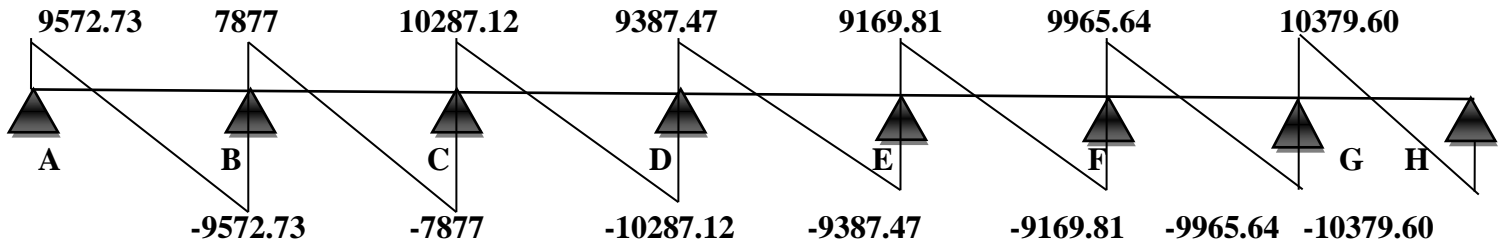
• **E.L.S :**

Travée	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE	Travée EF	Travée FG	Travée GH
L (m)	3.20	3.05	3.60	3.35	3.30	3.60	3.50
Pser (N/ml)	5219.5	5219.5	5219.5	5219.5	5219.5	5219.5	5219.5
M0 (N/ml)	6680.96	6069.30	8455.59	7321.98	7105.04	8455.59	7992.36
Mw (N.m)	1002.14	3340.48	3382.24	3382.24	2928.79	3382.24	4227.8
Me (N.m)	3340.48	3382.24	3382.24	2928.79	3382.24	4227.8	1198.85
Mt (N.m)	4843.7	3641.58	5496.13	4759.29	4618.28	5073.35	5794.46
Tw (N)	6994.13	5755.57	7516.1	6858.77	6699.74	7281.2	7583.65
Te (N)	-6994.13	-5755.57	-7516.1	-6858.77	-6699.74	-7281.2	-7583.65

❖ **Diagramme des moments et des efforts tranchants :**

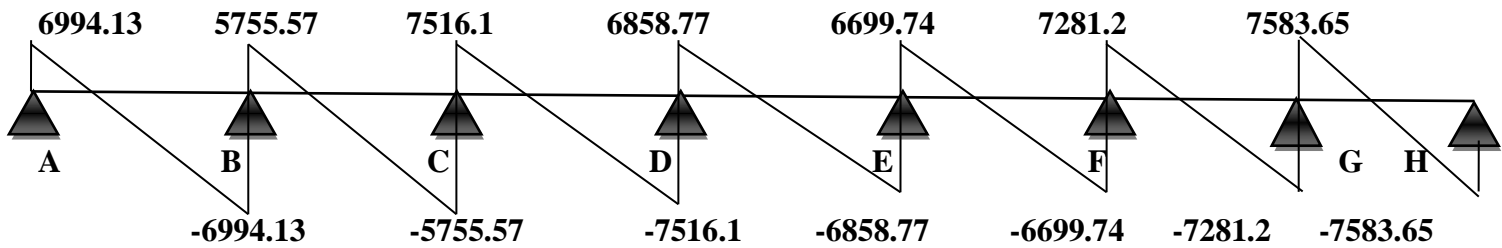
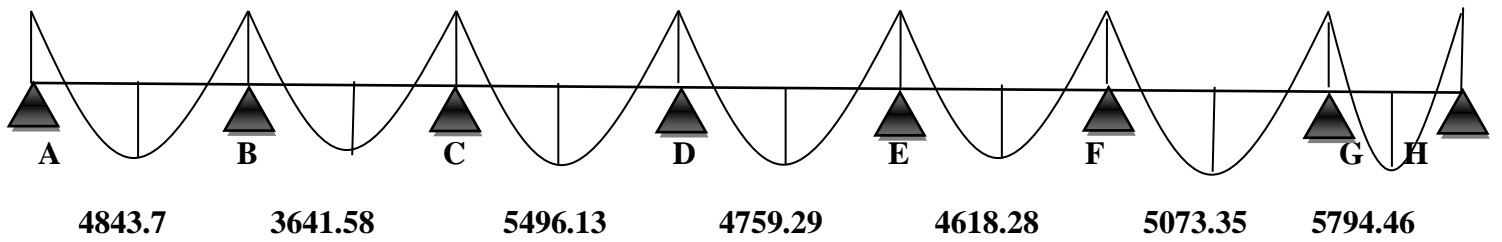
E.L.U :





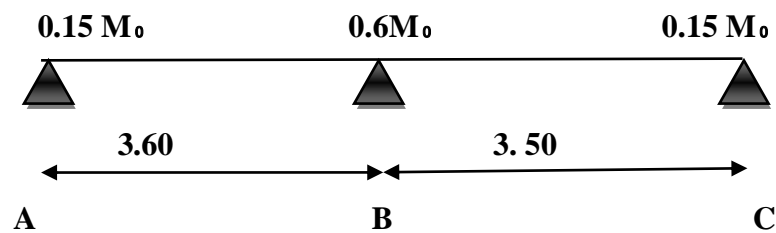
E.L.S :

1002.14 3340.48 3382.24 3382.24 2928.79 3382.24 4227.8 1198.85



2/ Plancher étage courant:

Type 1 :



Calcul des moments (E.L.U) :

➤ Moment en travée :

$$M_t = \max \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05M_0 ; (1 + 0.3 \alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \text{ (travée de rive)} , \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \text{ (travée intermédiaire)} \end{array} \right.$$

$$\alpha_{terrasse} = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1000}{1000+7030} = 0.125$$

♦ Travée de rive (AB) et (BC) :

$$M_{0AB} = p \times L^2 / 8 = 6639.75 \times 3.60^2 / 8 = 10756.40 \text{ N.m}$$

$$M_{0BC} = p \times L^2 / 8 = 6639.75 \times 3.50^2 / 8 = 10167.12 \text{ N.m}$$

$$M_{tAB} = \begin{cases} \max [1.05M_0 ; 1.04M_0] - \frac{0.15M_0 + 0.6M_0}{2} = 1.05M_0 - 0.375M_0 = 0.675M_0 \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 = \frac{1.2 + 0.3(0.125)}{2} M_0 = 0.62M_0 \end{cases}$$

$$M_{tAB} = 0.675M_0 = 0.675 \times 10756.40 = 7260.57 \text{ N.m}$$

$$M_{tBC} = 0.675 M_0 = 0.675 \times 10167.12 = 6862.81 \text{ N.m}$$

➤ **Moment sur appui :**

$$M_a = 0.15 M_0 = 0.15 \times 10756.40 = 1613.46 \text{ N.m}$$

$$M_b = 0.6M_0 = 0.6 \times 10756.40 = 6453.84 \text{ N.m}$$

$$M_c = 0.15M_0 = 0.15 \times 10167.12 = 1525.1 \text{ N.m}$$

➤ **Les efforts tranchants :**

$$T^w = \frac{p \cdot L}{2} - \frac{Md + Mg}{L}, \quad T^e = - \left(\frac{p \cdot L}{2} - \frac{Md + Mg}{L} \right)$$

$$T^{wAB} = 7143.83 \cdot 3.60 / 2 - (0.15 + 0.6) \cdot 10756.40 / 3.60 = 9710.63 \text{ N}$$

$$T^{eAB} = -9710.63 \text{ N}$$

$$T^{wBC} = 9339.87 \text{ N}, \quad T^{eBC} = -9339.87 \text{ N}$$

• **E.L.U :**

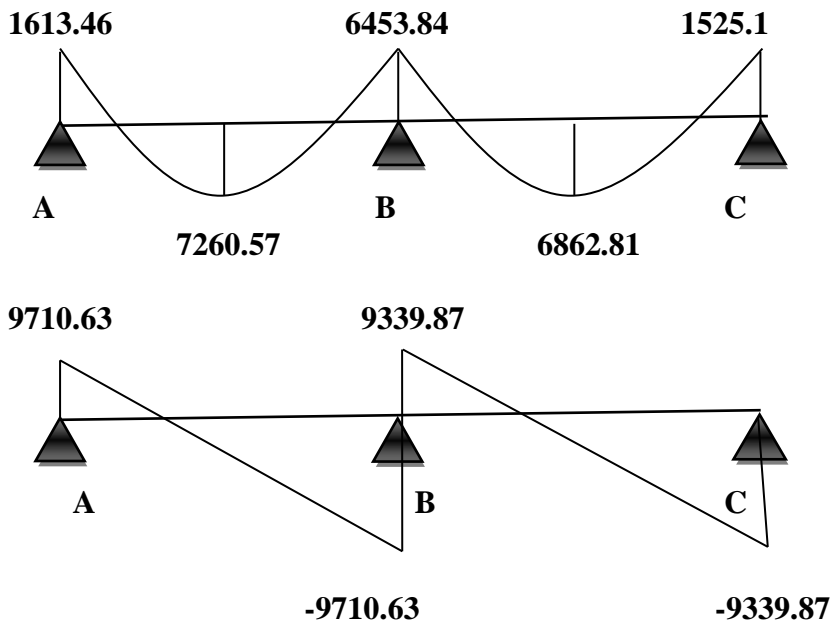
Travée	Travée AB	Travée BC
L (m)	3.60	3.50
Pu (N/ml)	6639.75	6639.75
M0 (N.m)	10756.40	10167.12
Mw (N.m)	1613.46	6453.84
Me (N.m)	6453.84	1525.1
Mt (N.m)	7260.57	6862.81
Tw (N)	9710.63	9339.87
Te (N)	-9710.63	-9339.87

- E.L.S :

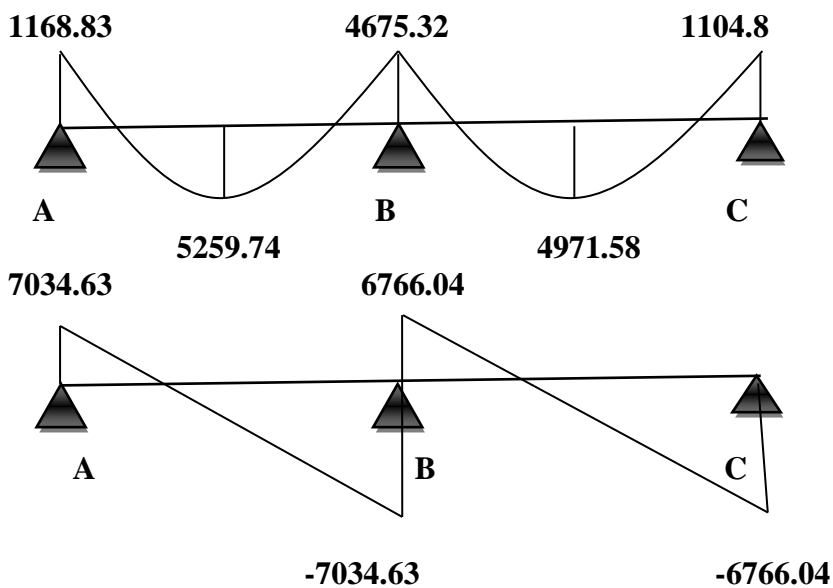
Travée	Travée AB	Travée BC
L (m)	3.60	3.50
Pu (N/ml)	4810	4810
M0 (N.m)	7792.2	7365.31
Mw (N.m)	1168.83	4675.32
Me (N.m)	4675.32	1104.8
Mt (N.m)	5259.74	4971.58
Tw (N)	7034.63	6766.04
Te (N)	-7034.63	-6766.04

❖ Diagramme des moments et des efforts tranchants :

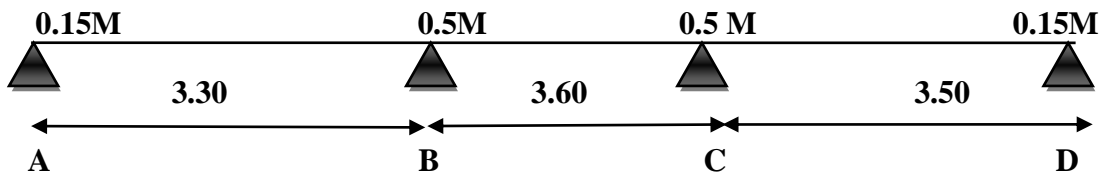
E.L.U :



E.L.S :



Type 2 :



Calcul des moments (E.L.U) :

➤ Moment en travée :

$$M_t = \max \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05M_0 ; (1 + 0.3 \alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \quad (\text{travée de rive}) \quad , \quad \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \quad (\text{travée intermédiaire}) \end{array} \right.$$

$$\alpha_{\text{terrasse}} = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1000}{1000+7030} = 0.125$$

♦ Travée de rive (AB) et (CD) :

$$M_{0AB} = p \times L^2 / 8 = 6639.75 \times 3.30^2 / 8 = 9038.36 \text{ N.m}$$

$$M_{0CD} = p \times L^2 / 8 = 6639.75 \times 3.50^2 / 8 = 10167.12 \text{ N.m}$$

$$M_{tAB} = \left\{ \begin{array}{l} \max [1.05M_0 ; 1.04M_0] - \frac{0.15M_0 + 0.5M_0}{2} = 1.05M_0 - 0.325M_0 = 0.725M_0 \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 = \frac{1.2 + 0.3(0.125)}{2} M_0 = 0.62M_0 \end{array} \right.$$

$$M_{tAB} = 0.725M_0 = 0.725 \times 9038.36 = 6552.81 \text{ N.m}$$

$$M_{tCD} = 0.725 M_0 = 0.725 \times 10167.12 = 7371.16 \text{ N.m}$$

♦ Travée intermédiaire (BC) :

$$M_{0BC} = p \times L^2 / 8 = 6639.75 \times 3.60^2 / 8 = 10756.40 \text{ N.m}$$

$$M_{tBC} = \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05M_0 ; 1.04M_0] - \frac{0.5M_0 + 0.5M_0}{2} = 1.05M_0 - 0.5M_0 = 0.55M_0 \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 = \frac{1 + 0.3(0.125)}{2} M_0 = 0.52M_0 \end{array} \right.$$

$$M_{tBC} = 0.55M_0 = 0.55 \times 10756.40 = 5916.02 \text{ N.m}$$

➤ **Moment sur appui :**

$$M_a = 0.15 M_0 = 0.15 \times 9038.36 = 1355.75 \text{ N.m}$$

$$M_b = 0.5M_0 = 0.5 \times 10756.40 = 5378.2 \text{ N.m}$$

$$M_c = 0.5M_0 = 0.5 \times 10756.40 = 5378.2 \text{ N.m}$$

$$M_d = 0.15 M_0 = 0.15 \times 10167.12 = 1525.1 \text{ N.m}$$

➤ **Les efforts tranchants :**

$$T^w = \frac{p \cdot L}{2} - \frac{Md + Mg}{L}, \quad T^e = - \left(\frac{p \cdot L}{2} - \frac{Md + Mg}{L} \right)$$

$$T^{wAB} = 6639.75 \cdot 3.30 / 2 - (1355.75 + 5378.2) / 3.30 = 9871.88 \text{ N}$$

$$T^{eAB} = -9871.88 \text{ N}$$

$$T^{wBC} = 9644.17 \text{ N}, \quad T^{eBC} = -9644.17 \text{ N}$$

$$T^{wCD} = 9647.19 \text{ N}, \quad T^{eCD} = -9647.19 \text{ N}$$

• **E.L.U :**

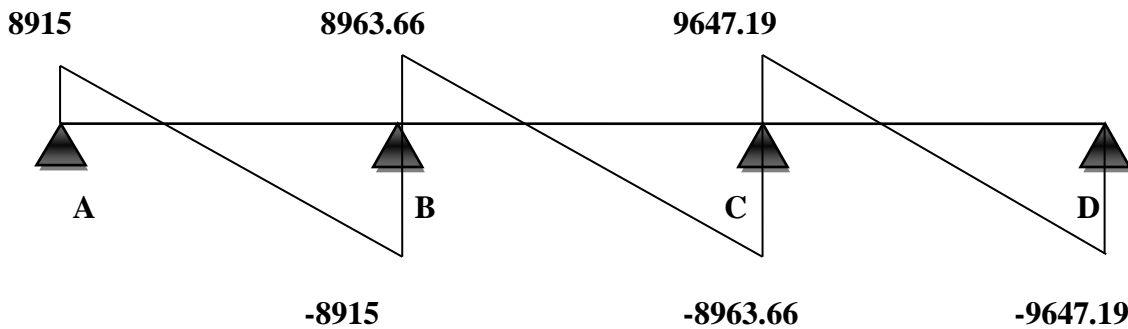
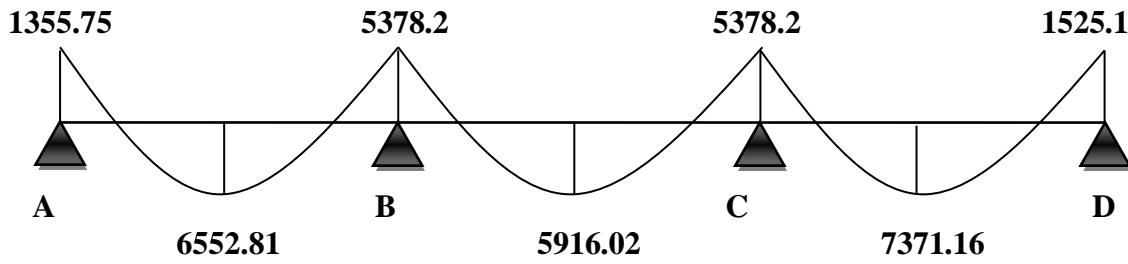
Travée	Travée AB	Travée BC	Travée CD
L (m)	3.30	3.60	3.50
Pu (N/ml)	6639.75	6639.75	6639.75
M0 (N.m)	9038.36	10756.4	10167.12
Mw (N.m)	1355.75	5378.2	5378.2
Me (N.m)	5378.2	5378.2	1525.1
Mt (N.m)	6552.81	5916.02	7371.16
Tw (N)	8915	8963.66	9647.19
Te (N)	- 8915	- 8963.66	- 9647.19

• **E.L.S :**

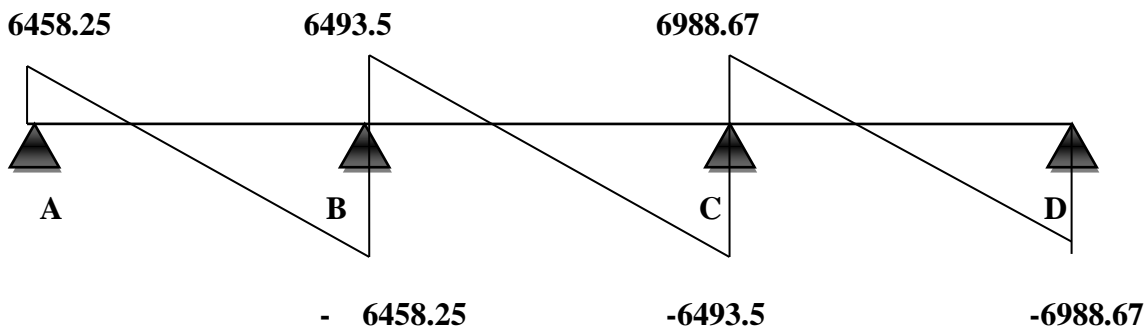
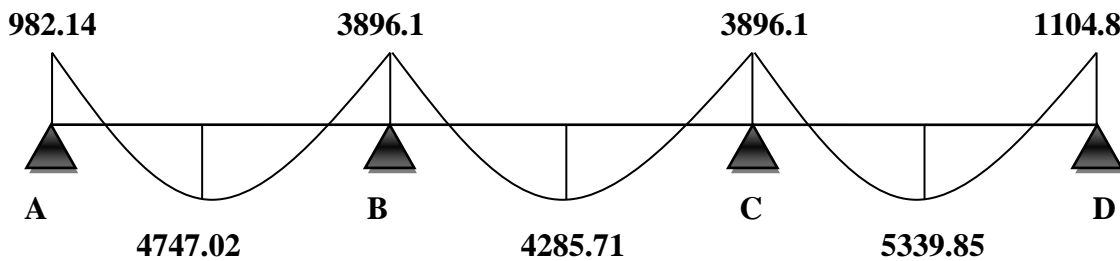
Travée	Travée AB	Travée BC	Travée CD
L (m)	3.30	3.60	3.50
Pu (N/ml)	4810	4810	4810
M0 (N.m)	6547.61	7792.2	7365.31
Mw (N.m)	982.14	3896.1	3896.1
Me (N.m)	3896.1	3896.1	1104.8
Mt (N.m)	4747.02	4285.71	5339.85
Tw (N)	6458.25	6493.5	6988.67
Te (N)	- 6458.25	- 6493.5	- 7649.83

❖ Diagramme des moments et des efforts tranchants :

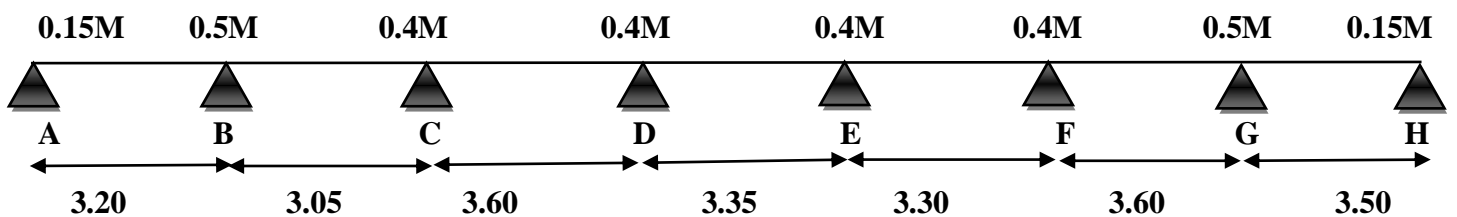
E.L.U :



E.L.S :



Type 3 :



❖ Calcul des moments (E.L.U) :

➤ Moment en travée :

$$M_t = \max \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05M_0 ; (1 + 0.3 \alpha)M_0] \frac{M_w + M_e}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}, \quad (\text{travée de rive}) \quad , \quad \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \quad (\text{travée intermédiaire}) \end{array} \right.$$

$$\alpha_{\text{terrasse}} = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1000}{1000+7030} = 0.125$$

♦ Travée de rive (AB) et (GH) :

$$M_{0AB} = p \times L^2 / 8 = 6639.75 \times 3.20^2 / 8 = 8498.88 \text{ N.m}$$

$$M_{0GH} = p \times L^2 / 8 = 6639.75 \times 3.50^2 / 8 = 10167.12 \text{ N.m}$$

$$M_{tAB} = \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05M_0 ; 1.04M_0] - \frac{0.15M_0 + 0.5M_0}{2} = 1.05M_0 - 0.325M_0 = 0.725M_0 \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 = \frac{1.2 + 0.3(0.125)}{2} M_0 = 0.62M_0 \end{array} \right.$$

$$M_{tAB} = 0.725M_0 = 0.725 \times 8498.88 = 6161.69 \text{ N.m}$$

$$M_{tGH} = 0.725M_0 = 0.725 \times 10167.12 = 7371.16 \text{ N.m}$$

♦ Travée intermédiaire (BC, FG) :

$$M_{0BC} = p \times L^2 / 8 = 6639.75 \times 3.05^2 / 8 = 7720.78 \text{ N.m}$$

$$M_{0FG} = p \times L^2 / 8 = 6639.75 \times 3.60^2 / 8 = 10756.4 \text{ N.m}$$

$$M_{tBC} = \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05M_0 ; 1.04M_0] - \frac{0.4M_0 + 0.5M_0}{2} = 1.05M_0 - 0.45M_0 = 0.60M_0 \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 = \frac{1 + 0.3(0.125)}{2} M_0 = 0.52M_0 \end{array} \right.$$

$$M_{tBC} = 0.60M_0 = 0.60 \times 7720.78 = 4984.16 \text{ N.m}$$

$$M_{tFG} = 0.60M_0 = 0.60 \times 10756.4 = 6943.8 \text{ N.m}$$

♦ Travée (CD, DE, EF) :

$$M_{0CD} = p \times L^2 / 8 = 6639.75 \times 3.60^2 / 8 = 10756.4 \text{ N.m}$$

$$M_{0DE} = p \times L^2 / 8 = 6639.75 \times 3.35^2 / 8 = 9314.32 \text{ N.m}$$

$$M_{0EF} = p \times L^2 / 8 = 6639.75 \times 3.30^2 / 8 = 9038.36 \text{ N.m}$$

$$M_{tBC} = \begin{cases} \max[1.05M_0 ; 1.04M_0] - \frac{0.4M_0 + 0.4M_0}{2} = 1.05M_0 - 0.40M_0 = 0.65M_0 \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = \frac{1+0.3(0.125)}{2} M_0 = 0.52M_0 \end{cases}$$

$$M_{tCD} = 0.65M_0 = 0.65 \times 10756.4 = 6991.66 \text{ N.m}$$

$$M_{tDE} = 0.65M_0 = 0.65 \times 9314.32 = 6054.31 \text{ N.m}$$

$$M_{tEF} = 0.65M_0 = 0.65 \times 9038.36 = 5874.93 \text{ N.m}$$

• Moment sur appui :

$$M_a = 0.15 M_0 = 0.15 \times 8498.88 = 1274.83 \text{ N.m}$$

$$M_b = 0.5M_0 = 0.5 \times 8498.88 = 4249.44 \text{ N.m}$$

$$M_c = 0.4 M_0 = 0.4 \times 10756.4 = 4302.56 \text{ N.m}$$

$$M_d = 0.4 M_0 = 0.4 \times 10756.4 = 4302.56 \text{ N.m}$$

$$M_e = 0.4 M_0 = 0.4 \times 9314.32 = 3725.73 \text{ N.m}$$

$$M_f = 0.4 M_0 = 0.4 \times 10756.4 = 4302.56 \text{ N.m}$$

$$M_g = 0.5 M_0 = 0.5 \times 10756.4 = 5378.2 \text{ N.m}$$

$$M_h = 0.15 M_0 = 0.15 \times 10167.12 = 1640.85 \text{ N.m}$$

Les efforts tranchants :

$$T^w = \frac{p \cdot L}{2} - \frac{Md + Mg}{L}, \quad T^e = - \left(\frac{p \cdot L}{2} - \frac{Md + Mg}{L} \right)$$

$$T^{wAB} = 7143.83 \cdot 3.20 / 2 - (0.15 + 0.5) \cdot 8498.88 / 3.20 = 8897.27 \text{ N}$$

$$T^{eAB} = - 8897.27 \text{ N}$$

$$T^{wBC} = 7321.68 \text{ N}, \quad T^{eBC,EF} = - 7321.68 \text{ N}$$

$$T^{wCD} = 9561.24 \text{ N}, \quad T^{eCD,DE} = - 9561.24 \text{ N}$$

$$T^{wDE} = 8725.08 \text{ N}, \quad T^{eCD,DE} = - 8725.08 \text{ N}$$

$$T^{wEF} = 8522.77 \text{ N}, \quad T^{eCD,DE} = - 8522.77 \text{ N}$$

$T^{wFG} = 9262.45 \text{ N}$, $T^{eCD,DE} = - 9262.45 \text{ N}$

$T^{wGH} = 9647.19 \text{ N}$, $T^{eCD,DE} = - 9647.19 \text{ N}$

• **E.L.U**

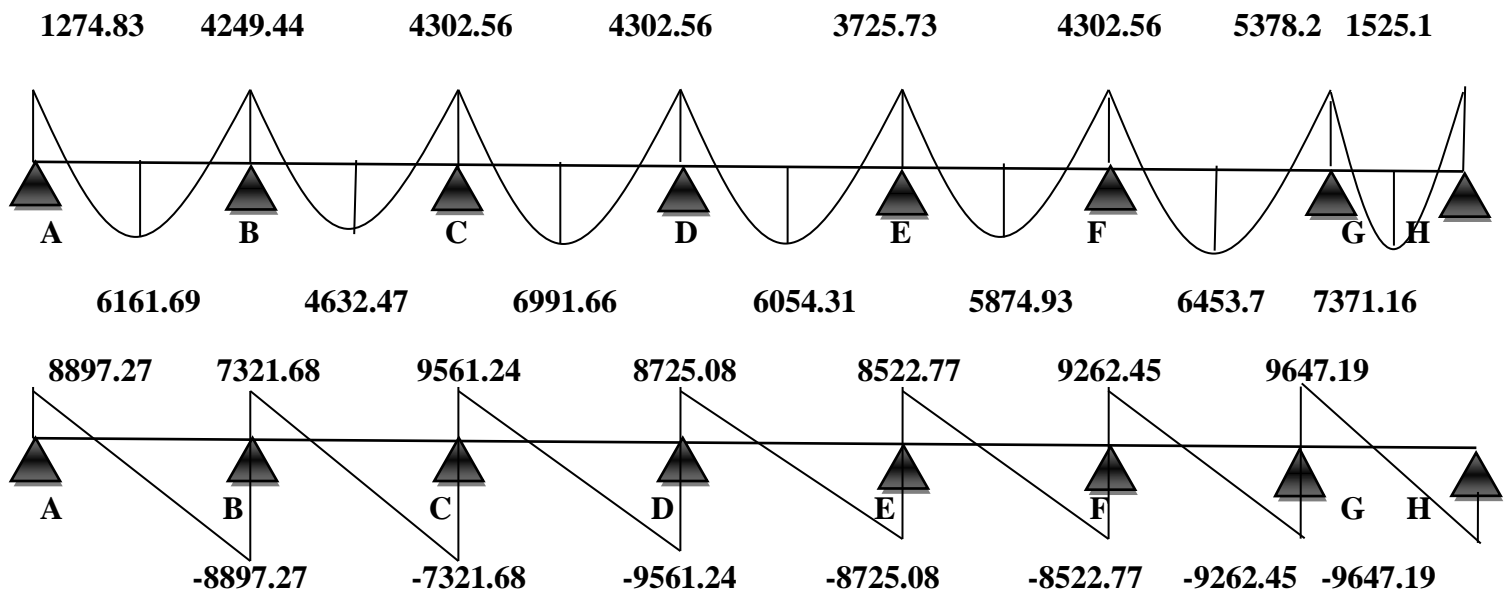
Travée	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE	Travée EF	Travée FG	Travée GH
L (m)	3.20	3.05	3.60	3.35	3.30	3.60	3.50
Pu (N/ml)	6639.75	6639.75	6639.75	6639.75	6639.75	6639.75	6639.75
M0 (N/ml)	8498.88	7720.78	10756.4	9314.32	9038.36	10756.4	10167.12
Mw (N.m)	1274.83	4249.44	4302.56	4302.56	3725.73	4302.56	5378.2
Me (N.m)	4249.44	4302.56	4302.56	3725.73	4302.56	5378.2	1525.1
Mt (N.m)	6161.69	4632.47	6991.66	6054.31	5874.93	6453.7	7371.16
Tw (N)	8897.27	7321.68	9561.24	8725.08	8522.77	9262.45	9647.19
Te (N)	-8897.27	-7321.68	-9561.24	-8725.08	-8522.77	-9262.45	-9647.19

• **E.L.S :**

Travée	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE	Travée EF	Travée FG	Travée GH
L (m)	3.20	3.05	3.60	3.35	3.30	3.60	3.50
Pser (N/ml)	4810	4810	4810	4810	4810	4810	4810
M0 (N/ml)	6156.8	5593.13	7792.2	6747.53	6547.61	7792.2	7365.31
Mw (N.m)	923.52	3078.4	3116.88	3116.88	2699.01	3116.88	3896.1
Me (N.m)	3078.4	3116.88	3116.88	2699.01	3116.88	3896.1	1104.8
Mt (N.m)	4463.68	3355.88	5064.93	4385.89	4255.95	4675.32	5339.85
Tw (N)	6445.4	5304.01	6926.4	6320.66	6174.11	6709.95	6988.67
Te (N)	-6445.4	-5304.01	-6926.4	-6320.66	-6174.11	-6709.95	-6988.67

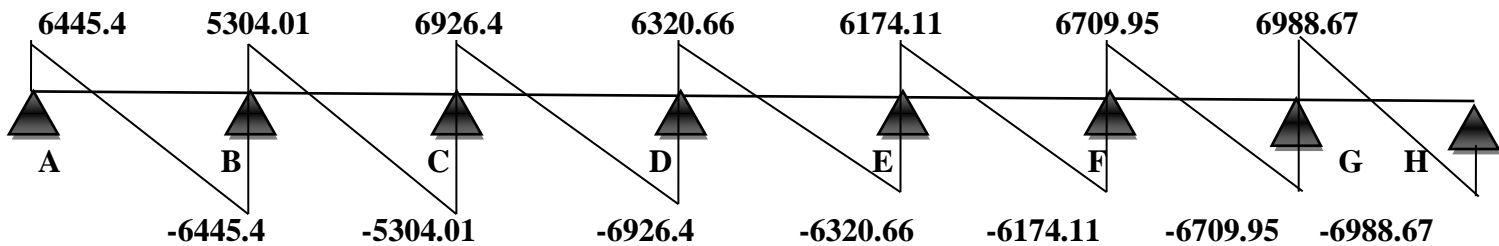
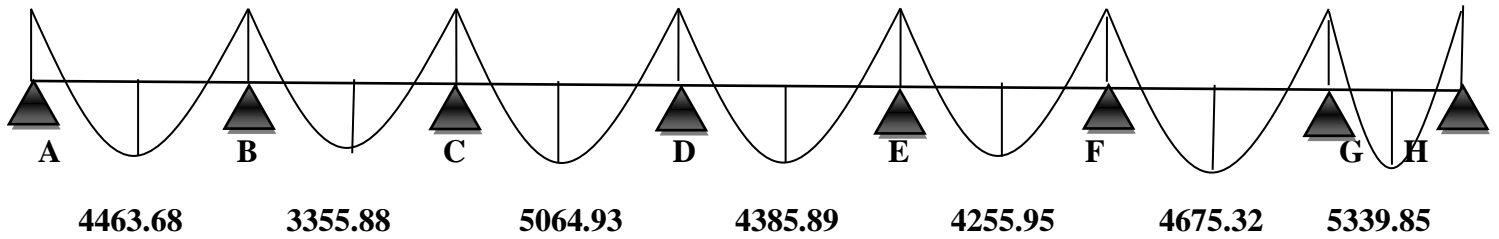
❖ **Diagramme des moments et des efforts tranchants :**

E.L.U :



E.L.S :

923.52 3078.4 3116.88 3116.88 2699.01 3116.88 3896.1 1104.8



III-3-6- calcul de ferrailage :

On va calculer le ferrailage de la nervure la plus sollicité pour le plancher terrasse et plancher étage courant.

- Les armatures longitudinales :

$C = 2\text{cm}$; $h_t = 20\text{cm}$; $h = 4\text{cm}$; $b_0 = 10\text{cm}$; $d = 18\text{ cm}$.

- E.L.U :

❖ En travée :

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_0 = \sigma_b * b * h_0 * \left[d - \frac{h_0}{2} \right] = 14.2 * 65 * 4 * \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 59072 \text{ N.m}$$

$$M_t \text{ max} = 7930.76 \text{ N.m}$$

$$M_t = 7930.76 \text{ N.m} < M_0 = 59072 \text{ N.m}$$

Donc une partie de table est comprimé et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur b

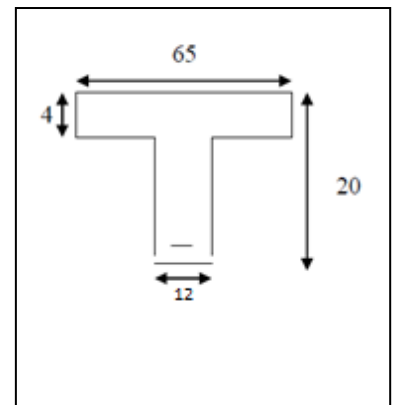
$$\mu = M / \bar{\sigma}_b * b * d^2 \quad ; \quad A = M / \bar{\sigma}_s * \beta * d$$

$$\mu = 7930.76 / 14.2 * 65 * 18^2 = 0.0265$$

$$\mu_l = 0.392, \quad \mu < \mu_l$$

$$\alpha = 0.0335 \quad ; \quad \beta = 0.986$$

$$A_{\text{cal}} = 7930.76 / 348 * 0.986 * 18 = 1.284 \text{ cm}^2$$



❖ **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot 65 \cdot 18 \cdot 2.1 / 400 = 1.412 \text{ cm}^2$$

❖ **Pourcentage minimal :**

$$A_{min2} \geq 0.001 \cdot b \cdot h.$$

$$A_{min2} \geq 0.001 \cdot 65 \cdot 20 = 1.3 \text{ cm}^2$$

❖ **En appui:**

$$M_{a \text{ max}} = 6943.8$$

$$\mu = 6943.8 / 14.2 \cdot 12 \cdot 18^2 = 0.125$$

$$\mu_l = 0.392, \mu < \mu_l$$

$$\alpha = 0.167 \quad : \quad \beta = 0.933$$

$$A_{cal} = 6943.8 / 348 \cdot 0.933 \cdot 18 = 1.188 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot 2.1 / 400 = 0.26 \text{ cm}^2$$

❖ **Pourcentage minimal :**

$$A_{min2} \geq 0.001 \cdot b \cdot h.$$

$$A_{min2} \geq 0.001 \cdot 12 \cdot 20 = 0.24 \text{ cm}$$

❖ **Tableau récapitulatif :**

	M	M	α	β	A_{cal}	A_{min}	A_{min2}	A_{max}	A_{adp}
Appui	6943.8	0.125	0.167	0.933	1.188	0.26	0.24	1.188	2HA10=1.57
Travée	7930.76	0.0265	0.0335	0.986	1.284	1.412	1.3	1.412	2HA10=1.57

• **Vérification à E.L.S :**

D'après BAEL 83

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état limite de L'ouverture des fissures et elle se limite a celle concernant l'état limite de compression du Béton.

Vérifier que : $\alpha \leq \alpha_1 = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	α	Mu	Mser	γ	fc28	α_1	condition
Appui	0.167	6943.8	5073.35	1.37	25	0.44	CV
Travée	0.0335	7930.76	5794.46	1.21	25	0.36	CV

❖ Calcul de l'effort tranchant : BAEL 91 (A.5.1)

$$\tau_u = V_u / b_0 * d$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.20 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{Mpa}).$$

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

$$\tau_u = V_u / b_0 * d = 9710.63 / 120 * 180 = 0.449 \text{Mpa}.$$

$$\tau_u = \min (0.20 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{Mpa}) = \min (0.20 * 25 / 1.5 ; 4 \text{Mpa}) = \min (3.33 ; 4)$$

$$\tau_u = 0.408 \text{Mpa} < \tau_u = 3.33 \text{Mpa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Diamètres minimales Φ_t : BAEL91(A.7.2.2)

$$\Phi_t < \min \left[\begin{array}{l} \frac{ht}{35} = \frac{200}{35} = 5.71 = 6 \text{mm} \\ \frac{b_0}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{mm} \end{array} \right]$$

Φ_t : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

Soit $\phi_1 = 6 \text{mm}$. Donc on adopte les armatures de $\phi 6 \text{mm}$ de nuance FeE 235.

$$A_t = 0.56 \text{ cm}^2 \text{ On prend } 2\phi 6$$

❖ Espacement des armatures :

$$St = \min. (St1; St2; St3)$$

$$St1 < \min (0.9 .d; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 .18; 40 \text{ cm}) = (16.2; 40 \text{ cm})$$

$$St1 = 16.2 \text{ cm}$$

$$St2 < A_t \times f_e / 0.4 \times b_0 = 0.56 \times 235 / 0.4 \times 12 = 27.41 \text{ cm}$$

$$St2 = 27.41 \text{ cm}$$

$$St3 < 0.8 A_t \times f_e / b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28}) = 0.8 \times 0.56 \times 235 / 12 (0.449 - 0.3 \times 2.1) = 48.47 \text{ cm}$$

$$St3 = 48.47 \text{ cm}$$

$$St = \min. (16.2; 27.41; 48.47)$$

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

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis: (BAEL91 A.5.1, 31) :**

Dans le cas d'une poutre à nervure rectangulaire, d'épaisseur b_0 avant l'appui (côté travée), on doit vérifier La condition BAEL91 (A.5.1, 313):

a/ sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

La valeur de a est prise au plus égale au bras de levier de la poutre évalué :

$$a = 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$V_u = 9710.63 \leq 0.267 \times 120 \times 16.2 \times 25 = 12976.2 \text{ N}$$

Lorsque la poutre repose par l'intermédiaire d'un appareil d'appui c'est le bord de cet appareil qui doit être considéré; La section visée ici est au moins égale à BAEL91 (A.5.1, 312):

$$A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_e}$$

$$A = 2 \text{ HA10} = 1.57 \text{ cm}^2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$1.15 \times 9710.63 / 400 = 27.91 \text{ mm}^2$$

$$A = 157 \text{ mm}^2 \geq 27.91 \text{ mm}^2$$

❖ **La dalle mince (table de compression) : (BAEL91 B.6.8, 423) :**

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

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

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

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L \cdot n}{f_e} \text{ (la section des armatures en } \perp \text{ aux nervures)}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml. On adapte } 5\Phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml. On adapte } 3\Phi 5 = 0.59 \text{ cm}^2.$$

Donc on choisi un treillis soudé TSΦ6 (20×20) cm².

❖ **Vérification de la flèche (BAEL91 B.6.8, 424) :**

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{350} = 0.057 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{15M_0} \rightarrow \frac{20}{350} = 0.057 \geq \frac{7930.76}{15 \cdot 11573} = 0.046$$

$$3- \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{1.57}{65 \cdot 18} = 0.0013 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009$$

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

III-4 L'acrotère :

III-4-1 Définition :

L'acrotère est un mur périphérique que on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment ou niveau de terrasse, sons rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher traverse, se suit également à la protection des envers de maintenance.

III-4-2 Mode de travail :

L'acrotère est calculé comme une console encastrée a sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée sous l'effet :

- De la surcharge "Q" horizontale due à la poussée de la main courante appliquée à l'extrémité supérieure.
- Un effort normal "N" appliquée au centre de gravité (charge verticale) due à son poids de propre "G".

III-4-3 Dimensionnement :

$$S = (0.1 \cdot 0.6) + (0.07 \cdot 0.1) + (0.1 \cdot 0.03 \cdot 0.5) = 0.0685 \text{ cm}$$

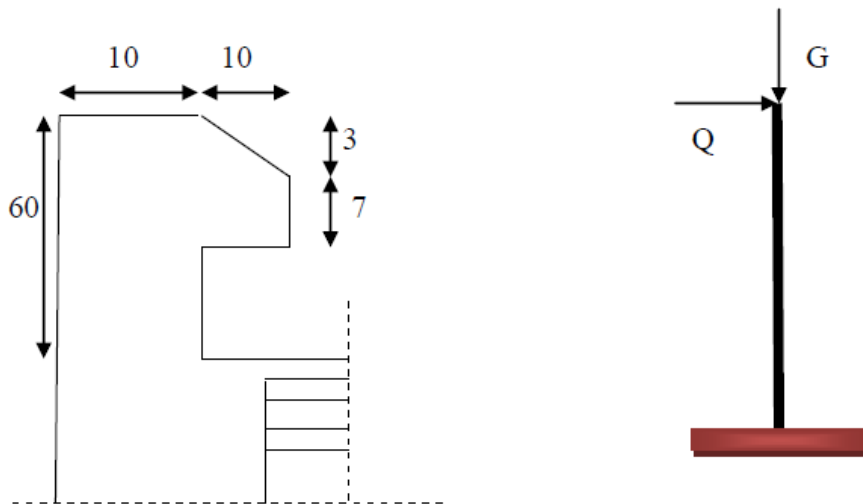


Figure III-4 : Schéma de l'acrotère

III-4-4 Les charges appliqué sur l'acrotère :

1- Charge permanent G :

$$G = g_1 + g_2.$$

$$G_1 = 0.0685 \cdot 25000 \cdot 1 = 1712.5 \text{ N/ml.}$$

$$G_2 = (0.01 \cdot 0.6) \cdot 1 \cdot 20000 = 120 \text{ N/ml.}$$

$$G = 1712.5 + 120 = 1832.5 \text{ N/ml.}$$

2- Sur charge : Q= 1000N/ml.

D'après RPA99 Version 2003 considéra l'acrotère comme un élément non structural (art 6.2.3), et elle doivent être calculés sous l'action des forces horizontales comme suit :

$$* F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p.$$

A : Coefficient d'accélération de zone

$$A = 0.1 \text{ (groupe 2, zone I tableau III.4).}$$

C_p : Facteur de force horizontale

$C_p=0.8$ (tableau 6.1).

$W_p=G =1832.5N$.

$F_p= 4*0.1*0.8*1832.5= 586.4N. \leq Q$.

$F= \max (Q, F_p) =1000N/ml$.

3- Les sollicitations :

$M=Q*h=1000*0.6=600N/ml$.

$N=G=1832.5N/ml$.

$T= Q=1000N/ml$.

4- Combinaison d'action :

• **E.L.U:**

$N_u =1*G=1*1832.5=1832.5N/ml$.

$M_u =1.5M=1.5*600=900N.m$.

$T_u= 1.5Q=1.5*1000=1500N/ml$

• **E.L.S :**

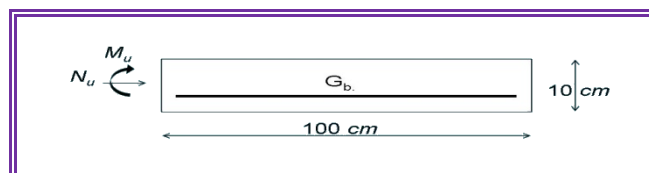
$N_{ser}= G*1=1832.5N$.

$M_{ser}= M=600 N.m$

5- Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangle de $b=100cm$ et $h=10cm$

L'enrobage des armatures est de 3 cm.



5-1- Armatures longitudinales :

a) Calcul de l'excentricité du centre de pression :

$e_0=M_u/N_u =900/1832.5 =0.49 m$. et $e_1 = h/2 = 0.05 \rightarrow e_0 > e_1$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc la section étudié est partiellement comprimé et on le calculé à la flexion simple.

$M_a=M_u+N_u * \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 900 + 1832.5 * (0.10/ 2 - 0.03) = 936.65 N.m$

$\mu=M_a / \sigma. b. d^2 = 936.65 / 14.2*100*7^2 = 0.01346 \leq \mu_l= 0.392$

Donc les armatures comprimée ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A'=0$.

$\alpha=0.01635$; $\beta=0.993$.

$A=M_a / \sigma_s .\beta .d = 936.65 / 348*0.993*7 = 0.387 cm^2$.

b) Détermination de la section d'armature à la flexion composé :

$$A = A_1 - (N / 100\bar{\sigma}_s)$$

$$A = 0.387 - (1832.5 / 100 * 348) = 0.334 \text{cm}^2.$$

c) Condition de non fragilité : BAEL91 A.4.2.1

$$A_{min} \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} * \left[\frac{e_g - 0.455d}{e_0 - 0.185d} \right]$$

$$F_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{Mpa}.$$

$$A_{min} \geq 0.23 * 100 * 7 * 2.1 / 400 * [49 - 0.455 * 7 / 49 - 0.185 * 7]$$

$$A_{min} \geq 0.812 \text{cm}^2.$$

d) Pourcentage minimal d'armature longitudinale :

$$A_1 \geq 0.0025 * b * h = 0.0025 * 100 * 10 = 2.5 \text{cm}^2.$$

$$A = \max (A_{cal}, A_{min}, A_1) = (0.334 ; 0.812 ; 2.5) \text{cm}^2.$$

$$\text{Donc } A = 2.5 \text{cm}^2$$

$$\text{On prend } 5\phi 8, A = 2.51 \text{cm}^2$$

e) La contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = V_u / b_0 * d = 1500 / 1000 * 70 = 0.021 \text{Mpa}.$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.10f_{c28} ; 4 \text{Mpa}).$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2.5 ; 4 \text{Mpa})$$

$$\tau_u = 0.021 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{Mpa} \dots\dots\dots c.v$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

5-2 Armature de répartition BAEL (art 8.2.4.1):

$$A_r = A_1 / 4 = 2.51 / 4 = 0.625 \text{cm}^2$$

$$\text{On prend } 4\phi 6, A = 1.13 \text{cm}^2.$$

a) L'espacement des armatures :

$$e_1 \leq \min (2.5h, 25 \text{cm}) = 25 \text{cm}. \text{ Soit : } e = 20 \text{cm}.$$

Pour l'espacement des armatures de répartition, $e_1 = 25 \text{cm}$.

b) Vérification à l'E. I. S :

*** Contrainte de traction des armatures :**

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

η : Coefficient de fissuration. = 1.6 pour les barres H-A.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1.6 * 2.1} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min (266.67 ; 201.63) = 201.63 \text{Mpa}.$$

*** La contrainte de compression de béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa}$$

* Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1960} = 0.306 \text{ m} = 30.6 \text{ cm}$$

La section est partiellement comprimée.

Alors le point c se trouve hors de la section : $C = G_{bc} - \frac{h}{2} = 30.6 - \frac{10}{2} = 25.6 \text{ cm}$

Compte tenu les conventions des signes : $c = -25.6 \text{ cm}$.

$$C = -25.6 \text{ cm. } d = 7 \text{ cm. } b = 100 \text{ cm. } A' = 0 \quad A = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c)$$

$$p = -3(-25.6)^2 - 0 + \frac{90 \times 2.51}{100}(7 + 25.6)$$

$$\Rightarrow p = -1892.4$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2$$

$$q = -2(-25.6)^3 - 0 - \frac{90 \times 2.51}{100}(7 + 25.6)^2$$

$$q = 31153.7$$

Y_2 : racine de l'équation cubique :

$$y_2^3 + py_2 + q = 0$$

$$y_2^3 - 1892.4y_2 + 31153.7 = 0$$

$$\text{on calcul } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (31153.7)^2 + \frac{4(-1892.4)^3}{27} = -33450057 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) \Rightarrow \varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3(31153.7)}{2(-1892.4)} \sqrt{\frac{-3}{-1892.4}} \right)$$

$$\varphi = \text{Arc cos}(-0.98)$$

$$\varphi = 170.65^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 2\sqrt{\frac{-(-1892.4)}{3}} = 50.23 \text{ cm}$$

$$y_{21} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 50.23 \cos\left(\frac{170.65}{3}\right) \Rightarrow y_{21} = 27.44$$

$$y_{22} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = 50.23 \cos\left(\frac{170.65}{3} + 120\right) \Rightarrow y_{22} = -50.15$$

$$y_{23} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 50.23 \cos\left(\frac{170.65}{3} + 240\right) \Rightarrow y_{23} = 22.71$$

La distance du centre de pression à l'axe neutre à la fibre supérieur de la section.

$$y_{ser} = y_2 + C$$

$$y_{ser1} = y_{21} + C = 27.44 + (-25.6) = 1.84$$

$$y_{ser2} = y_{22} + c = -50.15 + (-25.6) = -75.75$$

$$y_{ser3} = y_{23} + c = 22.71 + (-25.6) = -2.89$$

Puis $y_1 = y_2 + c$ on prend :

$$0 \leq y_1 \leq d \Rightarrow 0 \leq y_1 = 1.84 \leq 7\text{cm} \rightarrow \text{c.v}$$

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} + 15[A'(y_1 - c) - A(d - y_1)]$$

$$S = \frac{100 \cdot (1.84)^2}{2} + 15[-2.51(7 - 1.84)] = 25$$

$$K = \frac{N_{ser}}{100 \cdot S} = \frac{1960}{100 \cdot 25} = 0.748$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0.748 \cdot 1.84 = 1.44\text{Mpa}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \cdot 0.748(7 - 1.84) = 57.89\text{Mpa}$$

Alors, on peut conclure que :

$$\sigma_b \leq [\sigma_b] \text{ et } \sigma_s \leq [\sigma_s]$$

Donc et par conséquent, on accepte la valeur de la section des armatures:

$$A = 2.51\text{cm}^2 \text{ qui égale a } 5 \text{ } \varnothing 8 \text{ avec } S_t = 20\text{cm}$$

III-5 Les balcons :

III-5-1 Introduction :

Le balcon est une dalle pleine en béton armé, encastree dans une poutre de rive.

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

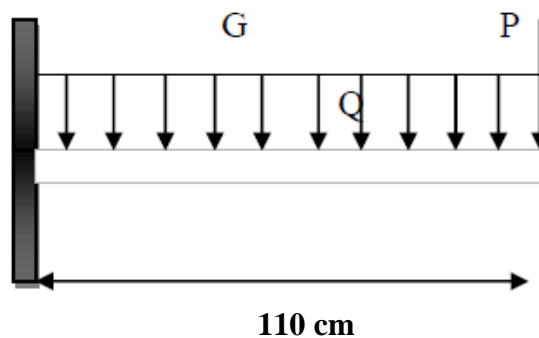


Figure III-5 : Schéma statique d'un balcon

III-5-2 Dimensionnement :

$$L/15 < e < (L/20) + 7 ; \text{ avec } L_{\text{max}} = 110$$

$$7.33 < e < 12.5 \text{ on prend } e = 12\text{cm.}$$

III-5-3 Evaluation des charges :

- **Balcon terrasse :**

$$G = 728 \text{ Kg/m}^2.$$

$$Q = 100\text{Kg/m}^2.$$

- **Balcon étage courant :**

$$G = 515 \text{ Kg/m}^2.$$

$$Q = 350 \text{ Kg/m}^2.$$

- **Mur extérieurs :**

$$G = 281 \text{ Kg/m}^2.$$

III-5-4 Calcul des sollicitations :

A cause de les charges qui exercé sur les balcons, on va calculer le balcon le plus sollicité, celui d'étage courant et on adopte les mêmes ferrailages pour les autres balcons.

$$Mg = g \cdot l^2 / 2$$

$$G = G \cdot l = 5150 \cdot 1 = 5150 \text{ N/m.}$$

$$Mg = 5150 \cdot 1.10^2 / 2 = 3115.75 \text{ N.m.}$$

$$Mq = q \cdot l^2 / 2.$$

$$Q = Q \cdot l = 3500 \cdot 1 = 3500 \text{ N/m.}$$

$$Mq = 3500 \cdot 1.10^2 / 2 = 2117.5 \text{ N.m.}$$

$$Mp = p \cdot l.$$

$$P = G \cdot h \cdot l = 2810 \cdot 3.06 \cdot 1 = 8598.6 \text{ N.m.}$$

$$Mp = 8598.6 \cdot 1.10 = 9458.46 \text{ N.m.}$$

$$Tg = g \cdot l = 5150 \cdot 1.10 = 5665 \text{ N.}$$

$$Tq = q \cdot l = 3500 \cdot 1.10 = 3580 \text{ N.}$$

$$Tp = p = 9458.46 \text{ N.}$$

III-5-5 Les combinaisons des charges:

- **ELU :**

$$Mu = 1.35 \cdot (Mg + Mp) + 1.5 \cdot Mq.$$

$$Mu = 1.35 \cdot (3115.75 + 9458.46) + 1.5 \cdot 2117.5 = 20151.43 \text{ N.m}$$

$$Tu = 1.35 \cdot (Tg + Tp) + 1.5 \cdot Tq. = 1.35 \cdot (5665 + 9458.46) + 1.5 \cdot (3580) = 25786.67 \text{ N.}$$

- **ELS:**

$$M_{ser} = Mg + Mp + Mq. = 3115.75 + 9458.46 + 2117.5 = 14691.89 \text{ N.m.}$$

III-5-6 Le calcul des armatures:

- a) **Armatures longitudinales :**

$$h = 12 \text{ cm, } b = 1 \text{ m, } C \geq \Phi / 2 + c ; c \geq 2 \text{ cm}$$

$$\Phi \leq h / 10 = 12 / 10 = 1.2 \text{ cm} \Rightarrow C = 1.8 \text{ cm, On prend } C = 2 \text{ cm ; } d = 10 \text{ cm}$$

$$\mu = 20151.43 / 14.2 \cdot 100 \cdot 10^2 = 0.142 \leq \mu_l$$

$$\alpha = 0.1923. , \beta = 0.923$$

$$A = 20151.43 / 348 \cdot 10 \cdot 0.923 = 6.27 \text{ cm}^2.$$

***Pourcentage minimale BAEL91 (art B.6.4) :**

$$A'_{\min} \geq 0.001 * b * h = 0.001 * 100 * 12 = 1.2 \text{ cm}^2.$$

***Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 1.21 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max (A'_{\min}, A_c, A_{\min}) = 6.27 \text{ cm}^2$$

.0

On prend $6\phi 12 = 6.79 \text{ cm}^2.$

6- Vérification à l'E.L.S:

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \gamma^{-1/2} + f_{c28}/100 ; \gamma = M_u / M_{ser} = 1.37$$

$$\bar{\alpha} = (1.37 - 1) / 2 + 25 / 100 = 0.44$$

$$\alpha = 0.175 < \bar{\alpha} = 0.44 \dots \text{cv}$$

Donc n'est pas nécessaires de vérifier $\bar{\sigma}_b$ et pas de vérification l'E.L.S.

***Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = V_u / b_0 * d = 25786.67 / 100 * 100 = 2.58 \text{ Mpa}.$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}). \dots \text{Fissuration est peu nuisible.}$$

$$= \min (0.13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = \min (3.25 ; 4 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa}.$$

$$\tau_u = 2.58 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ Mpa} \dots \text{cv, il n'y a pas des armatures transversales}$$

b) Les armatures de répartition :

$$A_r = A / 4 = 6.79 / 4 = 1.70 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } 4 \phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

c) L'espace des armatures :

$$S_1 \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = (36 ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}. \text{ On prend } S_1 = 25 \text{ cm}.$$

$$S_1 \leq \min (4h, 45 \text{ cm}) = (48 ; 45) \text{ cm} = 33 \text{ cm}. \text{ On prend } S_1 = 20 \text{ cm}$$

7-Condition des flèches :

$$*h/l \geq 1/6 \Rightarrow 12/110 = 0.11 \geq 0.063 \dots \text{cv}.$$

$$*h/l \geq 0.85 M_0 / 10 M_0 \Rightarrow 0.11 \geq 0.085 \dots \text{cv}$$

$$*A/b_0 * d \leq 4.2 / f_e \Rightarrow 7.25 / 100 * 12 = 0.00604 < 0.0105 \dots \text{cv}$$

Chapitre IV :

Etude sismique

IV-1 Etude dynamique:

IV-1-1 Introduction:

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction para sismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV-1-2 Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV-1-3 Modélisation:

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir: la masse, la rigidité et l'amortissement, autrement dit un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure.

Pour modéliser la structure en trois dimensions, nous allons utiliser le logiciel AUTODESK ROBOT 22009. Le modèle adopté comporte 8 niveaux avec un encastrement à la base.

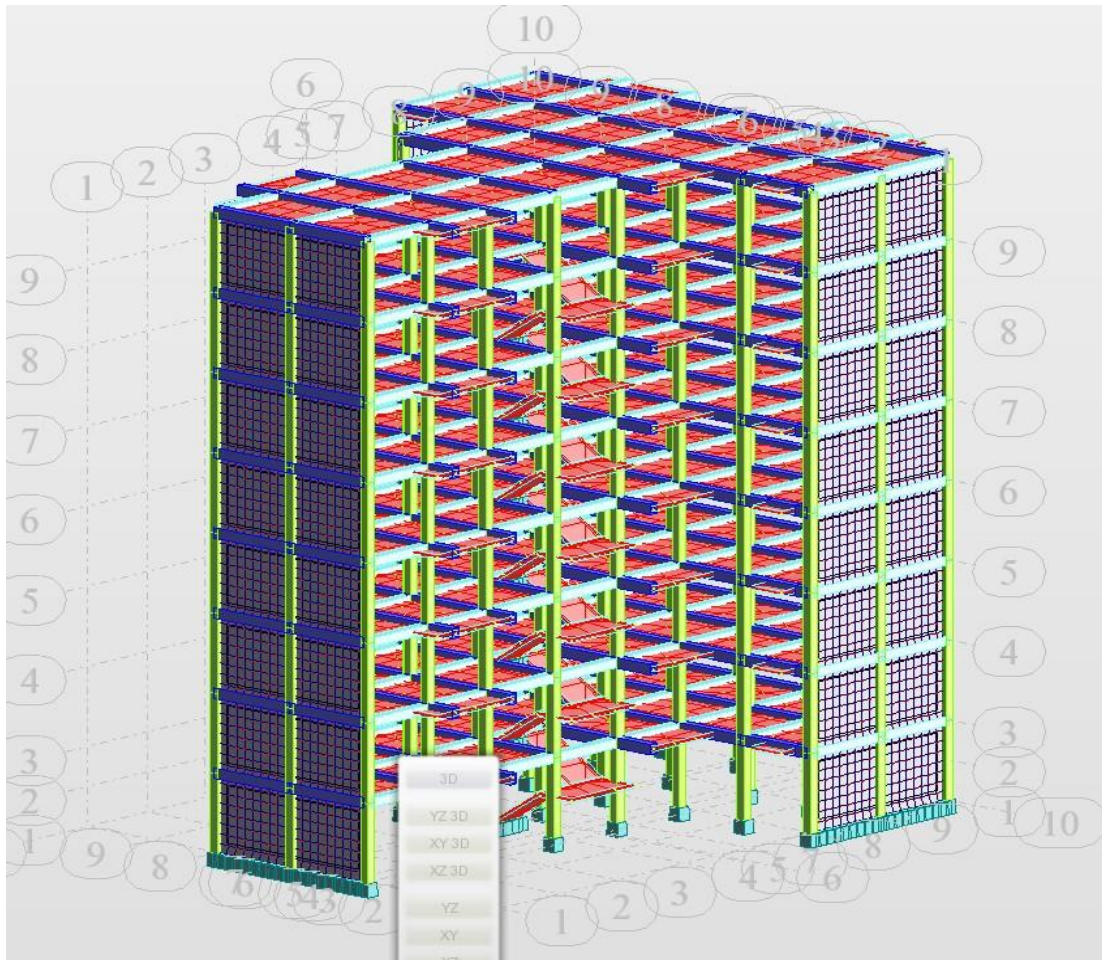


Figure IV-1: Modèle en 3D

IV-1-4 La disposition des voiles:

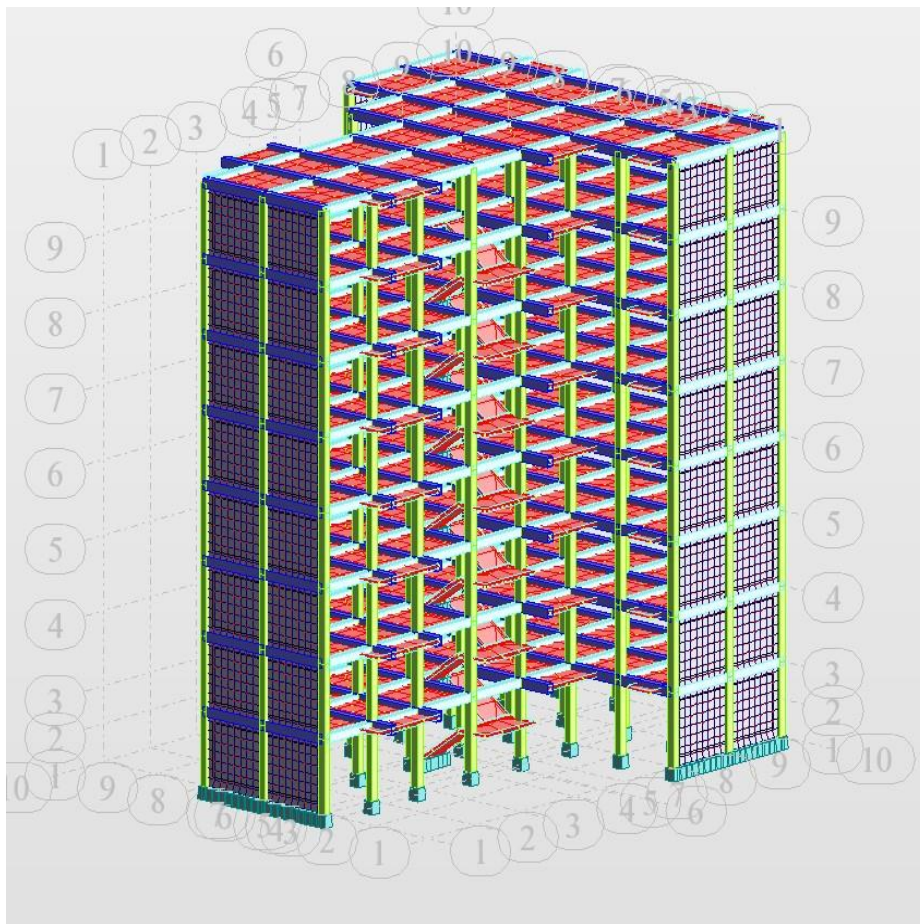
La disposition des voiles doit satisfaire plusieurs conditions les voiles doivent prendre au plus 20% des charges verticales;

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques; proportionnellement leurs rigidités relatives;
- Les portiques doivent prendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage;
- L'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion ne doit dépasser 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment;
- Les contraintes de cisaillement dans les voiles et les poteaux ne doivent pas dépasser les contraintes limites propres à chaque élément;
- Un pourcentage d'armature longitudinale ne dépasse pas le pourcentage maximal;
- Les périodes propres qui ne varient pas entre deux modes successifs.

IV-1-5- Centre de masse et centre de torsion: Les centres de torsion et de masse pour chaque niveau de la structure sont donnés dans le tableau suivant.

Etages	Position du centre de masse(m)		Position du centre de torsion(m)		Excentricité Théorique(m)		Excentricité accidentelle(m)	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	8.45	7.06	6.99	5.99	1.46	1.08	1.01	0.94
10	8.45	7.06	6.99	5.99	1.46	1.08	1.01	0.94
2	8.45	7.06	6.99	5.99	1.46	1.08	1.01	0.94
3	8.45	7.06	6.99	5.99	1.46	1.08	1.01	0.94
4	8.40	7.08	6.84	5.89	1.56	1.19	1.01	0.94
5	8.40	7.08	6.84	5.89	1.56	1.19	1.01	0.94
6	8.40	7.08	6.84	5.89	1.56	1.19	1.01	0.94
7	8.34	7.09	6.76	5.84	1.59	1.26	1.01	0.94

❖ Les modes propres:



IV-2 Etude sismique**IV-2-1 Introduction:**

Le séisme correspond à des vibrations du sol provoquées par une libérations ou daine d'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau. Ce phénomène naturel peut causer des pertes humaines et matérielles ce qui rondl'étude de comportement de structure sous l'effet des actions dynamique dues au séisme est obligatoire et doit être justifié selon les règles par a sismiques algériennes.

IV-2-2 Choix de la méthode de calcul : (art.4.1 de R.P.A 99, version 2003) Le calcul des forces sismique peut être mené suivant trois méthodes :

- Parlaméthodestatique équivalente.
- Parla méthode d'analyse modale spectrale.
- Parla méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

❖ La Méthode statique équivalente:

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure:

- 1- Une ductilité suffisante.
- 2- Une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

❖ Les méthodes dynamiques:***La méthode d'analyse modèle spectrale:**

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

***La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :**

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des siémens de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en génie civil, dans une zone sismique, ou éventuellement soumis à des actions accidentelles.

La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibration libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel est requise en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple (SAP2000, ROBOT).

❖ **Nombre de mode à considérer:**

L'RPA99/version 2003 (art 4.3.4) préconise de prendre en considération ce qui suit:

-Pour les structures représentés par des modèles plans dans deux direction orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que:

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égales à 90% au moins de la masse totale de la structure. Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est des trois dans chaque direction considérée.

-Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes K à retenir doit être tel que: $K \geq 3$ et $T \leq 0.20$ sec.

Où: N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T la période des modes.

❖ Le tableau ci-dessous présente les périodes et les factures de participation massique modale:

Mode	Fréquence (HZ)	Période (ses)	Masse modale $U_X(\%)$	Masse modale $U_Y(\%)$	Massecum ulées $U_X(\%)$	Massecumu lées $U_Y(\%)$
1	2.98	0.34	0.00	64.85	0.00	64.85
2	3.41	0.29	70.21	0.00	70.21	64.85
3	5.24	0.19	0.00	5.61	70.21	70.46
4	10.64	0.09	18.72	0.01	88.92	70.46
5	10.92	0.09	0.00	16.87	88.93	87.33
6	13.96	0.07	3.17	0.00	92.10	87.33
7	14.13	0.07	0.16	0.00	92.26	87.33
8	14.52	0.07	0.00	0.04	92.26	87.38
9	15.29	0.07	0.00	0.21	92.26	87.59
10	16.41	0.06	1.48	0.00	93.74	87.59
11	18.88	0.05	0.00	4.70	93.74	92.28

❖ **Interprétation:**

On constate qu'il faut 11 modes pour atteindre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA99 VERSION 2003 ART4.3.4.a

- le 1er mode est un mode translation selon l'axe Y avec 63.39% de participation de masse modale.
- le 2eme mode est un mode translation selon l'axe X avec 67.31% de participation de masse modale.
- le 3eme mode est mode torsion pure.

On constate que la majorité des modes sont in dépendants (les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion).

IV-2-3 Calcul de l'action sismique:

• **La méthode statique équivalente:**

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans le chacun des axes principaux selon la formules suivantes :

$$V = \frac{ADAA}{R} W$$

V: effort tranchant à la base.

A : coefficient d'accélération de zone donne par le RAP 99 / version 2003 (Tab 4.1) Pour notre structure on à le zone1 groupe d'usage 2 ⇒A=0.10.

D: facteur d'amplification dynamique moyen.

$$D = \begin{cases} 2,5 \cdot \\ 2,5 \cdot (T_2 / T)^{2/3} \\ \left\{ \begin{array}{l} 0 \cdot T \cdot T_2 \\ T_2 \cdot T \cdot 3,0 \text{ s} \leq 2,5 \cdot (T_2 / 3,0)^{2/3} \cdot (3,0 / T)^{5/3} \\ T > 3,0 \text{ s} \end{array} \right. \end{cases}$$

T₂: Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7).

η: Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule:

$$\eta = \frac{\xi}{(2+\xi)}$$

≥0.7; ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages structure (tab4.2) ξ=7%.

Donc: $\eta = \frac{7}{(2+7)} = 0.88 \geq 0.7$

IV-2-4 Estimation de la période fondamentale de la structure:

Dans le cas de structure mixte la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99, version 2003.

$$T = \min \left\{ c_t h \right.$$

$$\frac{3/4; 0.9h_N}{\sqrt{D}}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, et du type de remplissage et donné par le tab (4.6) P31, $C_T=0.050$.

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré. Donc:
 $T=0,05 * 23.6^{3/4}=0.88 \text{ sec.}$

Ou bien: $T_x = \frac{0.09 * 23.6}{\sqrt{19.7}} = 0.48 \text{ sec.}$

$$T_y = \frac{0.09 * 23.6}{\sqrt{20.5}} = 0.47 \text{ sec.}$$

Tab 4.7 de L'RPA 33 version 2003 p34 :

Notre site est un site meuble (S_3) : à partir du tab 4.7 de l'R.P.A 99 : On a site meuble (S_3) →
 $T_2=0,50 \text{ sec.}$

$$T_2 \leq T \leq 0.3 \text{ sec} \rightarrow D = 2,5 \cdot (T_2 / T)^{2/3}$$

Donc: $D_x=1.53$; $D_y=1.56$.

R: Coefficient de comportement global de la structure donnée par le tab (4.3) Contreventement mixte : $R=5$

Q: Facteur de qualité, il est déterminé par la forme : $Q = 1 + \sum^b Pq$

Pq : La pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère « q » d'après le tab 4.4 (R.P.A99), on ressortir que:

Sens longitudinal			Sens transversal		
critèreq	valeurPa	Qx	critèreq	valeurPa	Qy
1	0	1,1	1	0	1,1
2	0.05		2	0.05	
3	0		3	0	
4	0		4	0	
5	0,05		5	0,05	
6	0		6	0	

W=Poids de la structure, comprend atonalité des charges permanentes, en plus 20% des charges d'exploitation

IV-2-5 Le poids de la structure a chaque niveau par robot:

Etages	Masse (Kg)
RDC	202197,61
1	202197,61
2	202197,61
3	202197,61
4	179464,71
5	179464,71
6	179464,71
7	161783,57

Poids total du bâtiment : **W=1508968.14 Kg= 1508.96t.**

Selon RPA 99 Version 2003, On a: $W_i = W G_i + \beta W Q_i$

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée du charge d'exploitation et donné parle tab 4.5 de L'RPA, $\beta=0.2$

Alor son a:
$$V = \frac{A.D.AA}{R} . W$$

Sens	A	D	R	Q	W(t)	V(t)	0,8V
Longitudinal	0,10	1.53	5	1,1	1508.96	50.79	40.63
Transversal	0,10	1.56	5	1,1	1508.96	51.79	41.43

Effort tranchent de la base par ROBOT:

$V_x=50.79T$; $V_y=51.79T$; Il faut que: $V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$

Sens	Vd(t)	Vst(t)	0.8Vst	Vdyn ≥	0.8Vst
Longitudinal	73.83	50.79	40.63	Vérifie	
Transversal	70.37	51.79	41.43	Vérifie	

Période fondamentale:

RPA99/Versions 2003 préconise (Art 4.2.4.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculé par la méthode numérique (ROBOT), ne dépasse pas la valeur T_e estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30 %.

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir la valeur de la période fondamentale

$$T_{dyn,y} = 0.54 \text{ sec} \quad T_{dyn,x} = 0.50 \text{ sec}$$

Une période empirique:

$$T_y = 0.66 \text{ sec.}$$

$$T_x = 0.63 \text{ sec.}$$

Nous avons:

$$1.3 \times T_y = 0.858 > T_{dyn,y} = 0.54 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$1.3 \times T_x = 0.819 > T_{dyn,x} = 0.50 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur:

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes: (art 4.2.5 RPA99)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante: $F_t = 0.07 \cdot T \cdot V$
si $T > 0.7 \text{ sec}$

$F_t = 0$ si $T \leq 0.7 \text{ sec}$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante : $F_i = [(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i / \sum (W_j \cdot h_j)]$

Avec:

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

W_i ; W_j : poids revenant au plancher i ; j

Distribution horizontale de l'effort sismique:

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule:

$$V = F + \sum_{i=k}^n$$

FFF

IV-2-6 Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants:

1. Sens longitudinal:

étages	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
1	979.7	193.5	786.2
2	936.1	145.16	790.94
3	859.82	157.47	702.35
4	764.47	164.18	600.29
5	647.55	164.06	483.48
6	489.45	153.09	336.36
7	266.75	119.7	147.04

1. Sens transversal:

étages	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
1	901.14	205.48	695.66
2	871.47	189.75	681.73
3	802.76	214.37	588.39
4	708.99	221.26	487.72
5	598.68	216.07	382.61
6	456.55	199.6	256.95
7	253.8	179.25	74.55

• **Justification de l'interaction portiques-voiles:**

Pour la justification de l'interaction portiques–voiles, on doit vérifier:

* Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales :

* Les sollicitations verticales totales de la structure: 1097.16 KN

* Les sollicitations verticales reprises par les voiles: 3846.66 KN

$$1097.16/3846.66=0.28 ; \text{Donc: } 28\% \leq 20\% \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

* Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage. (Les valeurs de logiciel Robot).

❖ **Suivant Y:**

* L'effort tranchant total à la base 1425.78 KN

* L'effort tranchant à la base repris par les portiques 3167.61KN

$$1425.78 / 3167.61=0.45; \text{Donc: } 45\% > 25\% \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les conditions de l'interaction portiques–voiles est vérifiées a lors le contreventement est mixte.

1. Vérification des déplacements:

Le déplacement horizontal à chaque niveau «k» de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique

R : coefficient de comportement =5.

Δ_k : le déplacement relatif au niveau «k» par rapport au niveau «k-1» est égal à $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$.

2. Sens longitudinal:

étages	Max U _x (cm)	Min U _x (cm)	drU _x (cm)
RDC	0.4	0	0.1
1	0.3	0.1	0.2
2	0.5	0.2	0.2
3	0.7	0.4	0.2
4	1	0.6	0.2
5	1.2	0.9	0.2
6	1.4	1.1	0.2
7	1.5	1.3	0.2

3. Sens transversal:

étages	Max U _y (cm)	Min U _y (cm)	drU _y (cm)
RDC	0.1	0.0	0.1
1	0.4	0.0	0.2
2	0.7	0.1	0.3
3	1.1	0.3	0.3
4	1.5	0.4	0.3
5	1.9	0.6	0.3
6	2.2	0.7	0.3
7	2.3	0.8	0.4

Donc:

$\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$ sont inférieurs à $\Delta_{adm} = 1\%(h) = 1\%(3.06) = 0,0306m = 3.06cm$.

4. Justification de l'effet P-Δ:

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lors que la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : L'article 5.9 du RPA99/version 2003 p40:

$$\Theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10$$

Avec:

P_k: poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k

V_k: effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k: déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k: hauteur de l'étage k.

5. Sens longitudinal:

Etages	Masse(T)	P _k (T)	ΔK (m)	V _x	h _k (m)	Θ	≤ 0,10
RDC	202.19	202.19	0.0	7.753	3.40	0.0	C.V
1	202.19	404.38	0.0	8.820	3.06	0.0	C.V
2	202.19	606.57	0.0	15.097	3.06	0.0	C.V
3	202.19	808.76	0.0	13.800	3.06	0.0	C.V
4	179.46	988.22	0.0	13.918	3.06	0.0	C.V
5	179.46	1167.68	0.0	17.543	3.06	0.0	C.V
6	179.46	1347.14	0.0	16.515	3.06	0.0	C.V
7	161.78	1508.92	0.0	18.972	3.06	0.0	C.V

6. Sens transversal:

Etages	Masse(T)	P _k (T)	ΔK (m)	V _y	h _k (m)	Θ	≤ 0,10
RDC	202.19	202.19	0.0	14.957	3.40	0.0	C.V
1	202.19	404.38	0.0	24.975	3.06	0.0	C.V
2	202.19	606.57	0.001	33.453	3.06	0.00592	C.V
3	202.19	808.76	0.001	41.280	3.06	0.00640	C.V
4	179.46	988.22	0.001	48.272	3.06	0.00669	C.V
5	179.46	1167.68	0.001	52.065	3.06	0.00732	C.V
6	179.46	1347.14	0.001	56.540	3.06	0.00778	C.V
7	161.78	1508.92	0.001	60.734	3.06	0.00811	C.V

Remarque:

Puisque le coefficient θ est inférieur à 0,10 donc l'effet P- Δ peut être négligé pour les deux sens.

7. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble:

La vérification fera pour les deux sens (longitudinales transversal) avec la relation suivante:

$$M_s / M_r \geq 1,5$$

Mr: moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

Ms: moment stabilisateur provoqué par les charges verticales

$$M_s = W * L / 2.$$

W: le poids total de la structure 1452016.03

Sens longitudinal:

$$M_s = 187109.65$$

Etages	F_i (KN)	h_i (m)	$F_i * h_i$ (KN.m)
RDC	77.53	3.40	263.60
1	88.20	6.46	569.77
2	150.97	9.52	1437.23
3	138.00	12.58	1736.04
4	139.18	15.64	2176.78
5	175.43	18.70	3280.54
6	165.15	21.76	3593.66
7	189.72	24.82	4708.85
La somme:184600.342			

• **Vérifications:**

$$M_s / M_{RX} = 1.01 \geq 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifie.}$$

8. Sens transversal:

$$M_s = 170222.28 \text{KN.m.}$$

Etages	$F_i(\text{KN})$	$h_i(\text{m})$	$F_i * h_i(\text{KN.m})$
RDC	149.57	3.40	508.53
1	249.75	6.46	1613.39
2	334.53	9.52	3184.73
3	412.80	12.58	5193.02
4	482.72	15.64	7549.74
5	520.65	18.70	9736.16
6	565.40	21.76	12303.10
7	607.34	24.82	15074.18
La somme:			92712.44

- **Vérifications:**

$M_S / M_{RX} = 1.84 \geq 1.5 \dots$ Vérifié.

La stabilité au renversement est a lors vérifiée pour les deux sens.

Tableau récapitulatif de l effet de second ordre ou effet Direction x

Conclusion:

Cette étude nous a permis de vérifier la bonne conception de l'ouvrage, grâce aux vérifications imposées par les RPA 99 (période, effort tranchant, déplacement, stabilité au renversement).

Chapitre V :
Ferraillages des poutres

V-1 Introduction sur les Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

-Combinaisons des charges :

Les combinaisons des charges à prendre pour les dimensionnements des éléments structuraux, notamment, les poteaux et les poutres pour une ossature auto-stable :

⇒ **Les poutres :**

Sollicitations du premier genre (situation durable) : $\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$ (BEAL91)

Sollicitations du deuxième genre (situation accidentelle) : $\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$ (BEAL91)

V-2 Ferrailage des poutres :

On a 2 types de poutres à étudier :

- Poutre principal (35x40)
- Poutre secondaire (35x35)

Pour le ferrailage des poutres, on doit respecter les pourcentages extrêmes d'acier donné par le RPA99 en zone II-a.

1. Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en section.

2. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux de :

- ✓ 4 % en zone courante
- ✓ 6 % en zone de recouvrement

➤ Poutres principales: $A_{\max}=0,04 \times 35 \times 40=56\text{cm}^2$ (en zone courante).

$$A_{\max}=0,06 \times 35 \times 40=84\text{cm}^2(\text{en zone de recouvrement}).$$

➤ Poutres principales: $A_{\max}=0,04 \times 35 \times 35=49\text{cm}^2$ (en zone courante).

$$A_{\max}=0,06 \times 35 \times 35=73.5\text{cm}^2(\text{en zone de recouvrement}).$$

La longueur de recouvrement minimale est de :

- ✓ 40 Ø en zone II -a
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux dérive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- ✓ les efforts normaux sont nuls, les poutres seront calculées en flexion simple.

❖ Calcul du ferrailage :

Détermination des efforts : Les combinaisons prises en compte :

Situation durable :

- ❖ ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ❖ ELS : $G + Q$

Situation accidentelle :

- ❖ $0.8G \pm E$
- ❖ $G + Q \pm E$
- ❖ $G + Q \pm 1.2 E$

A l'aide du fichier des résultants donnée par Robot structural analysais nous remplissons le tableau suivant :

	En appuis			En travée		
	M_{ELU} (KN.M)	M_{ELS} (KN.M)	M_{acc} (KN.M)	M_{ELU} (KN.M)	M_{ELS} (KN.M)	M_{acc} (KN.M)
Poutre secondaire	-51.31	-37.28	-63.50	38.75	28.21	27.41
Poutre principale	-188.43	-137.21	-152.37	61.33	44.47	43.21

V-2-1 Poutre secondaire (35x35) :

✚ **En appuis :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$b = 0.35m \quad h = 0.35m \quad d = 0.35 \times 0.9 = 0.315m$$

$$\mu_1 = 0.392 \text{ (tableau)}$$

Si $\mu \leq \mu_1 \rightarrow$ Section simplement armée.

Si $\mu \geq \mu_1 \rightarrow$ Section doublement armée.

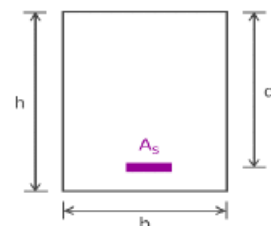


Figure V-1: section de calcul PS

ELU:

$$M_{au} = 51.31 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{51.31 \times 10^6}{14.2 \times 350 \times 315^2} = 0.104$$

$$\mu = 0.104 \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.104}) = 0.137$$

$$\beta = 1 - (0.4\alpha) = 1 - (0.4 \times 0.137) = 0.945$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{51310}{0.945 \times 348 \times 31.5} = 4.95 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$M_{a\ ser} = 37.28 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible → il n'est pas nécessaire de vérifier le contrainte de l'acier (σ_s)

$$\gamma = \frac{51.31}{37.28} = 1.38$$

Vérification de (σ_b)

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{t28}}{100} = \alpha$$

$$\text{Avec : } \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0.137 < 0.44 \dots \dots \dots CV$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont retenues.

Cas accidentel:

$$M_{a\ acc} = 63.50 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{63.50 \times 10^6}{18.5 \times 350 \times 315^2} = 0.099$$

$$\mu = 0.099 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S. S. A}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.099}) = 0.131$$

$$\beta = 1 - (0.4\alpha) = 1 - (0.4 \times 0.131) = 0.948$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{63500}{0.948 \times 348 \times 31.5} = 6.11 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{1min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 35 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2 (\text{BEAL91})$$

$$A_{2min} = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 35 \times 35 = 6.13 \text{ cm}^2 (\text{RPA99})$$

$$A_{2min} = \max(4.95; 6.11; 1.33; 6.13) = 6.13 \text{ cm}^2$$

Choix : 4HA14 → A = 6.16 cm²

✚ En travée :

ELU:

$$M_{tu} = 38.75 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{38.75 \times 10^6}{14.2 \times 350 \times 315^2} = 0.079$$

$$\mu = 0.079 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.079}) = 0.103$$

$$\beta = 1 - (0.4\alpha) = 1 - (0.4 \times 0.103) = 0.959$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{38750}{0.959 \times 348 \times 31.5} = 3.69 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$M_{a \text{ ser}} = 28.21 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible → il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de l'acier (σ_s)

$$\gamma = \frac{38.75}{28.21} = 1.37$$

Vérification de (σ_b)

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{t28}}{100} = \alpha$$

$$\text{Avec : } \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

$$\alpha = 0.103 < 0.435 \dots \dots \dots CV$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont retenues.

Cas accidentel:

$$M_{aacc} = 27.41 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{27.41 \times 10^6}{18.5 \times 350 \times 315^2} = 0.043$$

$$\mu = 0.043 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.043}) = 0.055$$

$$\beta = 1 - (0.4\alpha) = 1 - (0.4 \times 0.055) = 0.978$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{27410}{0.978 \times 348 \times 31.5} = 2.56 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{1min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 35 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2 (\text{BEAL91})$$

$$A_{2min} = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 35 \times 35 = 6.13 \text{ cm}^2 (\text{RPA99})$$

$$A_{2min} = \max(3.69; 2.56; 1.33; 6.13) = 6.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3\text{HA}16 + 4\text{HA}14 \rightarrow A = 12.19 \text{ cm}^2 > 6.13 \text{ cm}^2$$

V-2-2 Poutre principale (35x40) :

✚ **En appuis :**

❖ **Remarque :**

Pour trouver bien résultats on utilisent logiciel Autodesk **EXPERT 2010** .

-Le logiciel **Autodesk Expert 2010** est un logiciel dédié au dimensionnement des ouvrages en béton armé.

-Le système **ROBOT** regroupe plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure et dimensionnement).

-Les modules fonctionnent dans le même environnement.

$$M_{au} == -188.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{aser} == -137.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{aacc} == -157.37 \text{ KN.m}$$

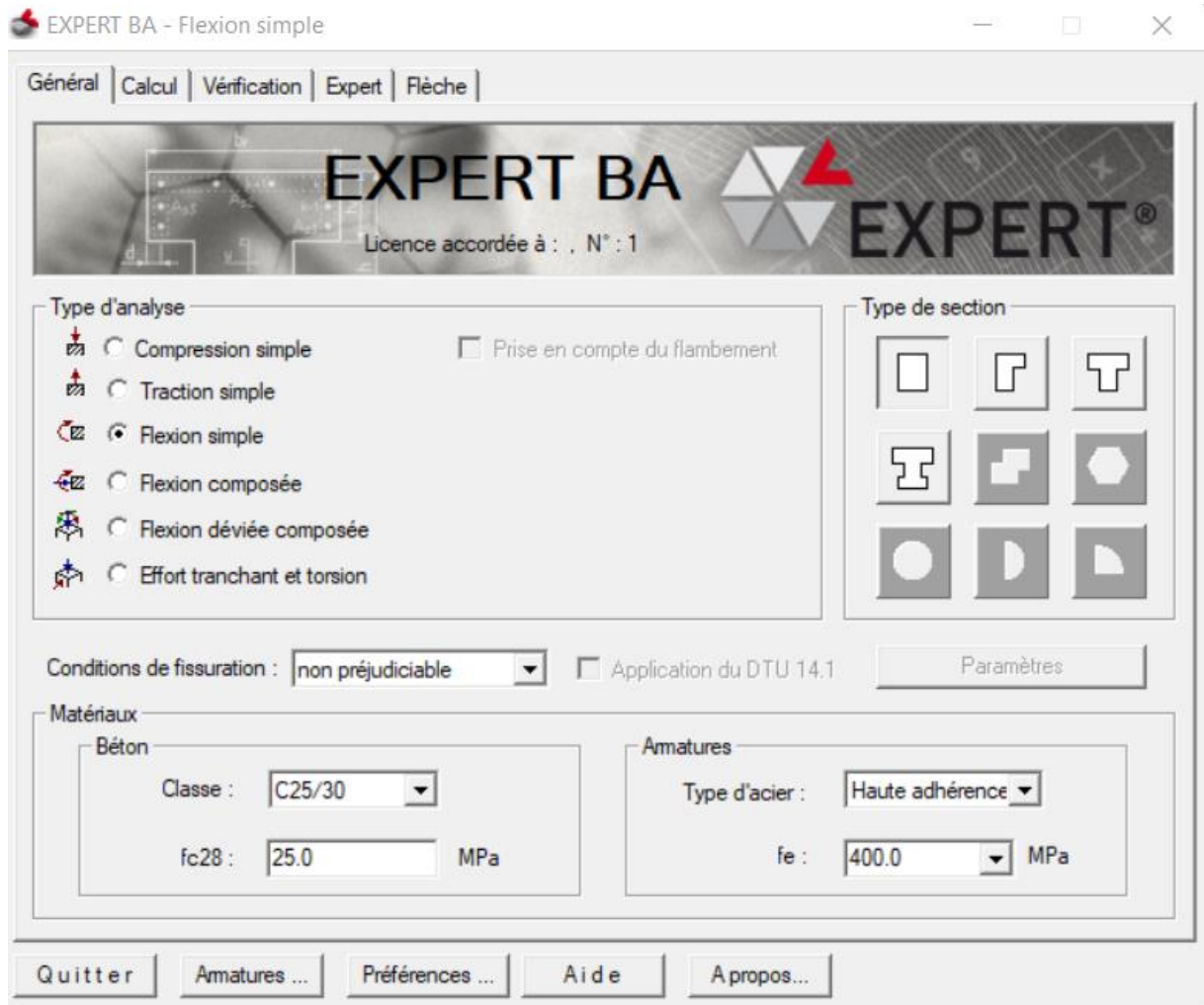


Figure V-2: Type d'analyse

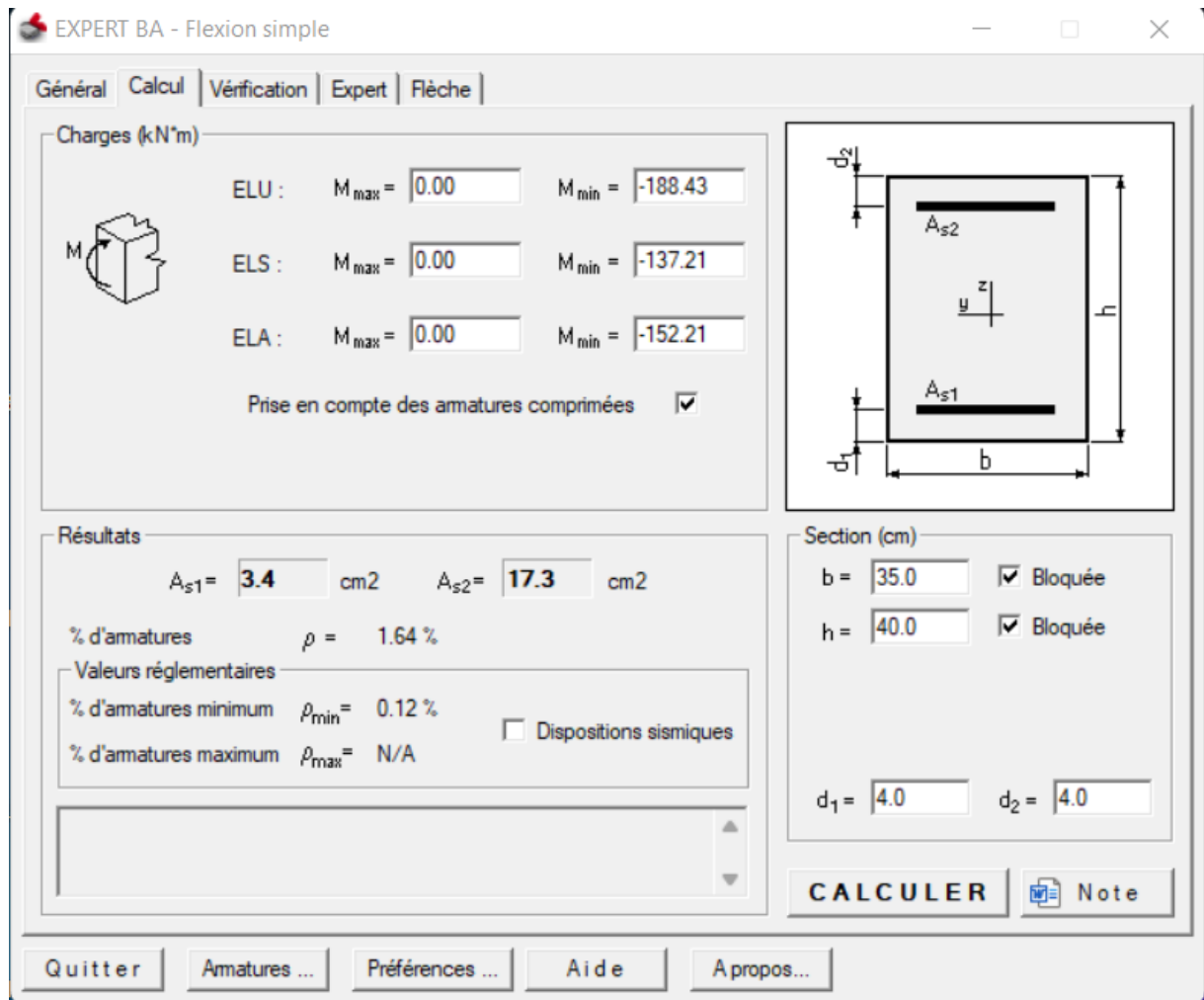


Figure V-3: Calcul la section des armatures en appui PP1

Condition de non fragilité :

$$A_{1min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 35 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2 \text{ (BEAL91)}$$

$$A_{2min} = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 35 \times 40 = 7 \text{ cm}^2 \text{ (RPA99)}$$

Choix :

- ✓ Armature supérieur : 9HA16 = 18.2 cm² > 17.3 cm²CV
- ✓ Armature inférieur : 5HA14 = 7.7 cm² > 7 cm²CV
- ✓ 18.2 + 7.7 = 25.9 cm² < A_{RPA max} = 48 cm²CV

✚ En travée :

$$M_{tu} = 61.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{tser} = 44.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{tacc} = 43.21 \text{ KN.m}$$

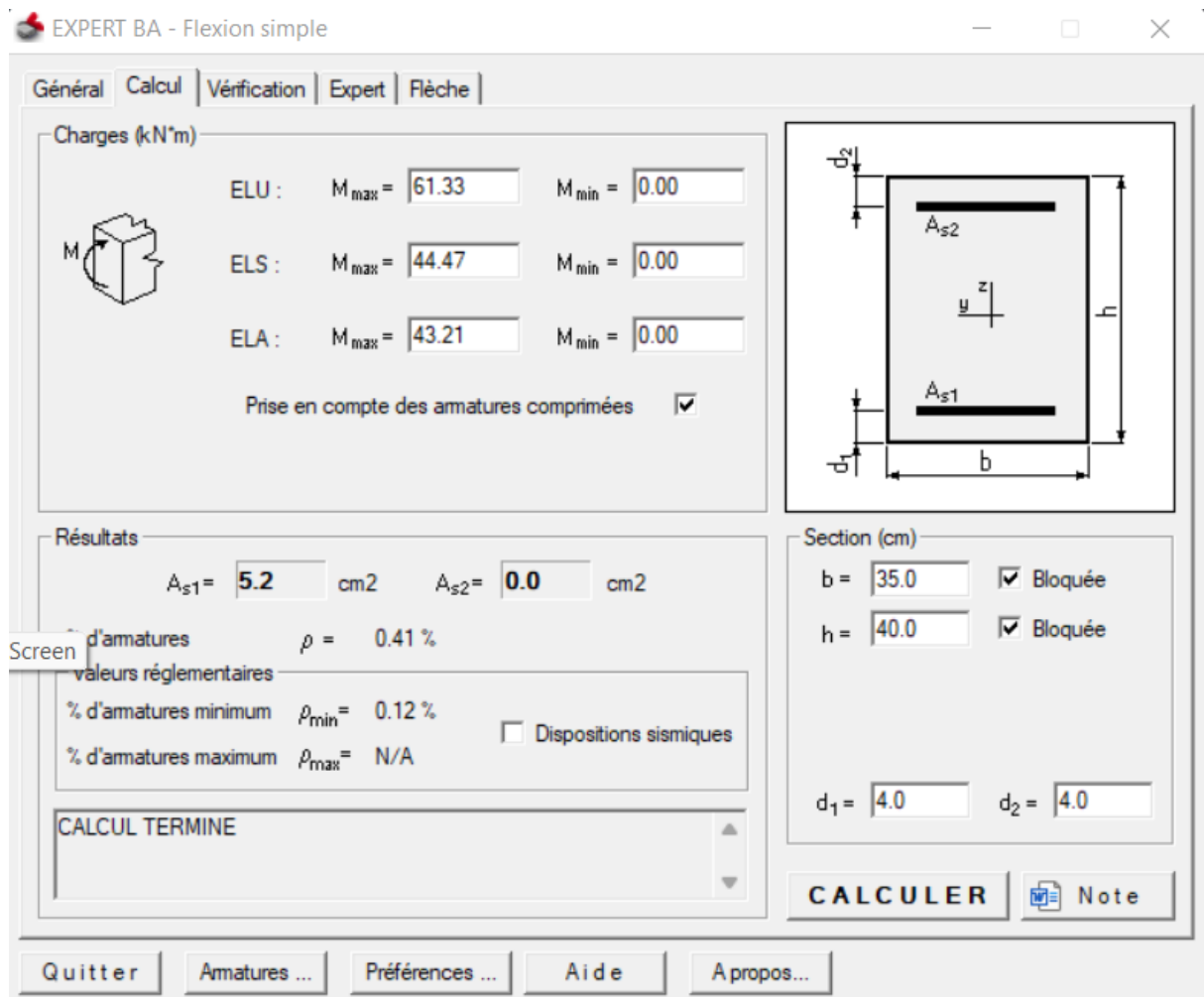


Figure V-4: Calcul la section des armatures en travée PP1

Condition de non fragilité :

$$A_{1min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 35 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2 \text{ (BEAL91)}$$

$$A_{2min} = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 35 \times 40 = 7 \text{ cm}^2 \text{ (RPA99)}$$

Choix : Armature inférieure : 3HA16+4HA14= 12.19cm² > 7cm²CV

Vérification du BAEL 91 :

Vérification de la contrainte tangentielle :

➤ Sens principale :

$$\tau_u = V_u / b * d$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.20 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa}).$$

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

$$\tau_u = V_u / b * d = 254240 / 350 * 360 = 2.017 \text{ Mpa}.$$

$$\tau_u = \min(0.20f_{c28}/\gamma_b ; 4\text{Mpa}) = \min(0.20*25/1.5 ; 4\text{Mpa}) = \min(3.33 ; 4)$$

$$\tau_u = 2.017 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{Mpa} \text{ (Condition vérifiée)}$$

➤ **Sens secondaire :**

$$\tau_u = V_u/b*d$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.20f_{c28}/\gamma_b ; 4\text{Mpa}).$$

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

$$\tau_u = V_u/b*d = 19230 / 350*315 = 0.174\text{Mpa}.$$

$$\tau_u = \min(0.20f_{c28}/\gamma_b ; 4\text{Mpa}) = \min(0.20*25/1.5 ; 4\text{Mpa}) = \min(3.33 ; 4)$$

$$\tau_u = 0.174 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{Mpa} \text{ (Condition vérifiée)}$$

Influence de l'effort tranchant aux appuis :

➤ **Influence sur le béton :**

Il faut vérifier que : $V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

✓ **Sens secondaire :**

$$V_u = 0.4 \times 0.9 \times 350 \times 315 \frac{25}{1.5} = 661500 \text{ N}$$

$$V_u = 19230 \leq 661500\text{N} \Rightarrow \text{CV}$$

✓ **Sens principale :**

$$V_u = 0.4 \times 0.9 \times 350 \times 360 \frac{25}{1.5} = 756000 \text{ N}$$

$$V_u = 254240 \leq 756000\text{N} \Rightarrow \text{CV}$$

➤ **Influence sur les armatures :**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$\text{Si: } \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) < 0 \Rightarrow \text{la vérification n'est pas nécessaire.}$$

$$\text{-Pour les poutres principales : } V_u + \frac{M_u}{0.9d} = 254.240 - \frac{188.43}{0.9 \times 0.36} = -327.334$$

$$\text{-Pour les poutres secondaires : } V_u + \frac{M_u}{0.9d} = 19.230 - \frac{51.31}{0.9 \times 0.315} = -162.757$$

Donc aucune vérification n'est nécessaire.

Etat limite de fissuration (la flèche) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois conditions sont satisfaites pour les poutres de longueur $L \leq 8 \text{ m}$ (BAEL 91 Article B.6.5,1).

➤ **Sens secondaries:**

$$1) \frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{360} = 0.097 > 0.0625 \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.111 \geq \frac{28.21}{10 \times 30.29} = 0.093 \text{ (condition vérifiée)}$$

Avec :

$$q_s = Q + G = 13.5 + 5.2 = 18.7 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{18.7 \times 3.6^2}{8} = 30.29$$

$$3) \frac{A}{bd} \geq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{12.19}{35 \times 31.5} = 0.011 \geq 0.010 \Rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

➤ Sens principale:

$$1) \frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{360} = 0.111 > 0.0625 \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.111 \geq \frac{44.47}{10 \times 34.34} = 0.109 \text{ (condition vérifiée)}$$

Avec :

$$q_s = Q + G = 16.7 + 4.5 = 21.2 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{21.2 \times 3.6^2}{8} = 34.34$$

$$\frac{A}{bd} \geq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{12.19}{35 \times 36} = 0.011 \geq 0.010 \Rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

Donc aucune vérification n'est nécessaire

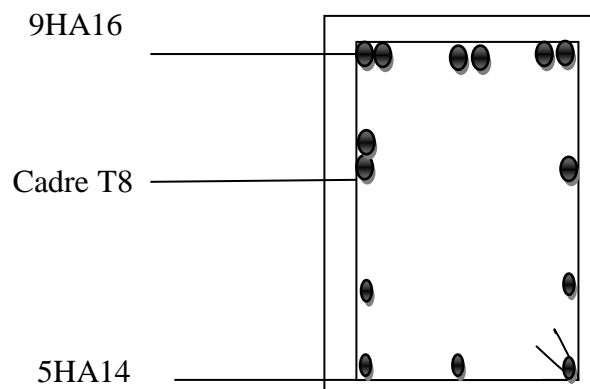


Figure V-5 : Ferraillage de la Poutre principale (35x40)

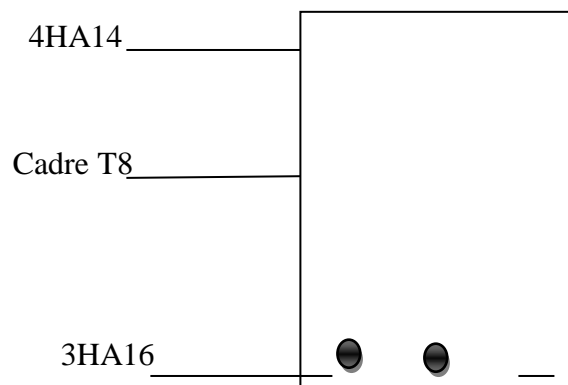


Figure V-6 : Ferraillage de la Poutre secondaire (35x35)

Chapitre VI :

Ferraillages des poteaux

VI-1 Introduction sur les poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts verticaux vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal Ils seront donc calculé sen flexion composée avec des fissurations peu nuisibles.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$1,35G+1,5Q \Rightarrow \text{à l'ELU.}$$

$$G+Q \Rightarrow \text{à l'ELS}$$

$$G+Q \pm E \Rightarrow \text{RPA99 révisé 2003.}$$

$$0,8G \pm E \Rightarrow \text{RPA99 révisé 2003}$$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations:

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

VI-2 Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 en zone IIa:

Armatures longitudinal :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont:
- **Le pourcentage minimal d'armatures sera 0,8% x b x h**

$$\text{Poteau (50x50) : } A_{\min}=0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40x40) : } A_{\min}=0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x30) : } A_{\min}=0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$$

- **Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6% x b x h**

$$\text{Poteau (50x50) : } A_{\min}=0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40x40) : } A_{\min}=0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x30) : } A_{\min}=0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera $4\% \times b \times h$

Poteau (50×50) : $A_{\min}=0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$

Poteau (50×80) : $A_{\min}=0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

- Poteau (50×30) : $A_{\min}=0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$
- Le diamètre minimal est de 12[mm]
- La longueur minimale des recouvrements $L_R=40\Phi^{\min}$
- La distance entre les barres verticales dans une face ne doit pas dépasser 25cm en zone II-a.
- Les jonctions par recouvrement doivent être si possibles, à l'extérieur des zones nodales (zone critique)

Armatures transversales:

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante:

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{S_t}$$

$$S_t = h_t \times f_e$$

(RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2)

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\rho_a =$$

Avec:

λ_g : élancement géométrique

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

La valeur maximum d'espacement en zone II-a est fixée comme suit:

Dans la zone nodale:

$$S_t \leq \text{Min}(10\phi, 15\text{cm})$$

• **Dans la zone courante:**

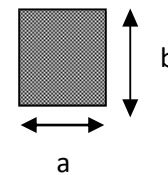
$$S_t \leq 15\phi^{\text{min}} \text{ Avec :}$$

ϕ : est le diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

⇒ Calcul d'élançement:(élançement géométrique):

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$

Avec :



a et b: dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée. L_f : longueur de flambement

⇒ Quantité d'armatures transversales minimale :(RPA99 révisée 2003/Art7.4.22) :

A_t

bS_t en% est donné comme suite:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\% \quad \text{Si } \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%.$$

Si $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être ferme par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

⇒ Sollicitations tangentes : (RPA99révisée2003/Art7.4.3.2):

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous

combinaisonsismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c2} \text{ où } \rho_d$$

est égal à 0,075 si l'élançement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire

VI-3 Calcul des armatures :

Les sollicitations internes pour chaque élément sont données par le logiciel **Robotstructural analysais**.

A l'aide du fichier des résultats donnés par le portant **Robot structural analysais** ; on aures résultats suivants en [kN] et [kN.m] :

- **POTEAU 50**

COMBINAISONS	N(KN)	My(KN.m)	Mz(KN.m)
ELU	1780.47	17.72	32.07
ELS	1301.32	12.92	23.35
ACC	924.78	33.90	35.79
ACC	1311.38	37.33	40.41

Tableau VI-1: Les résultats donnés par le Robot structural analysais.

Le ferrailage des poteaux se fait à l'aide du logiciel **Expert BA 2010**, en prenant les poteaux les plus sollicités.

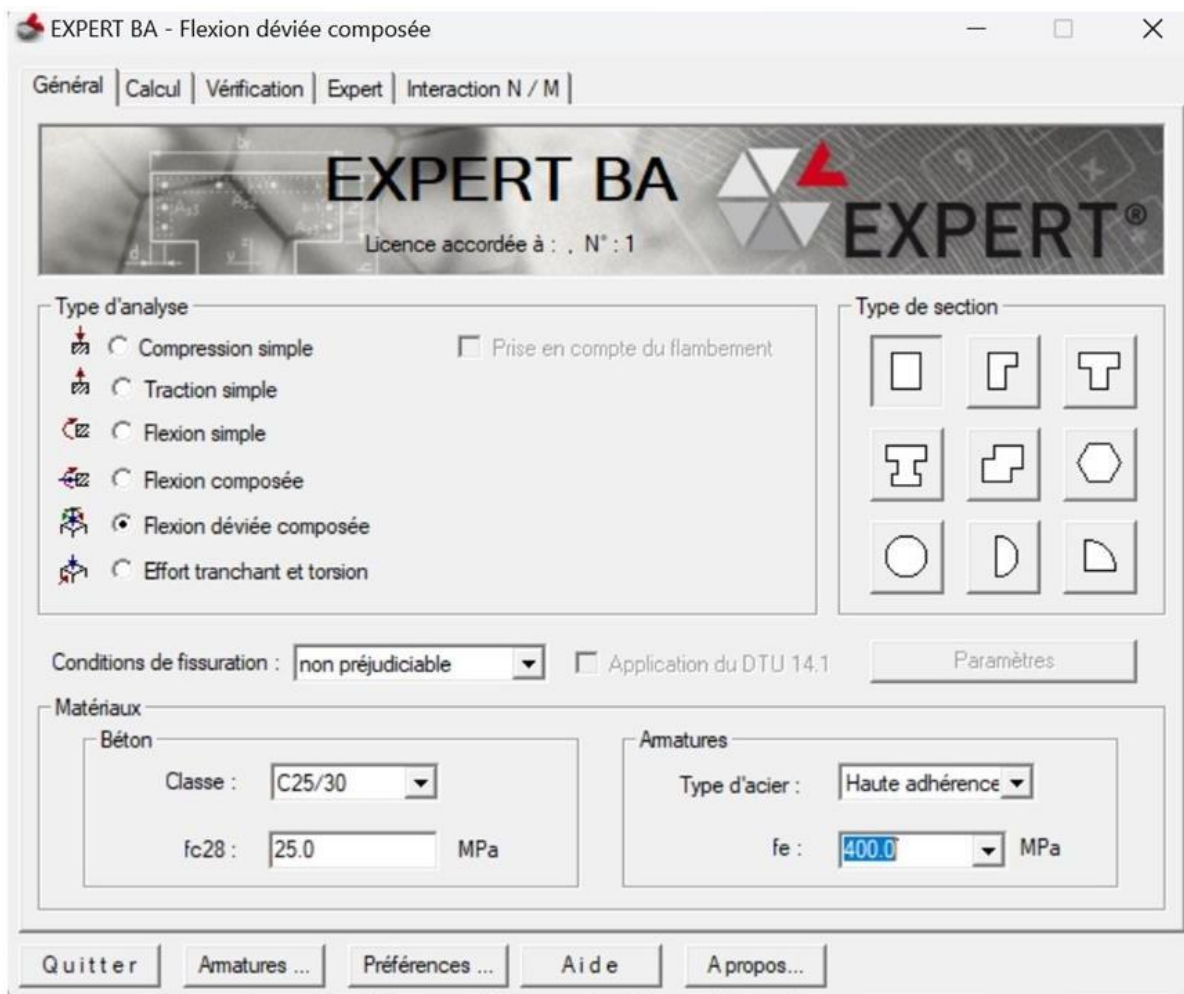


Figure VI-1: Type d'analyse

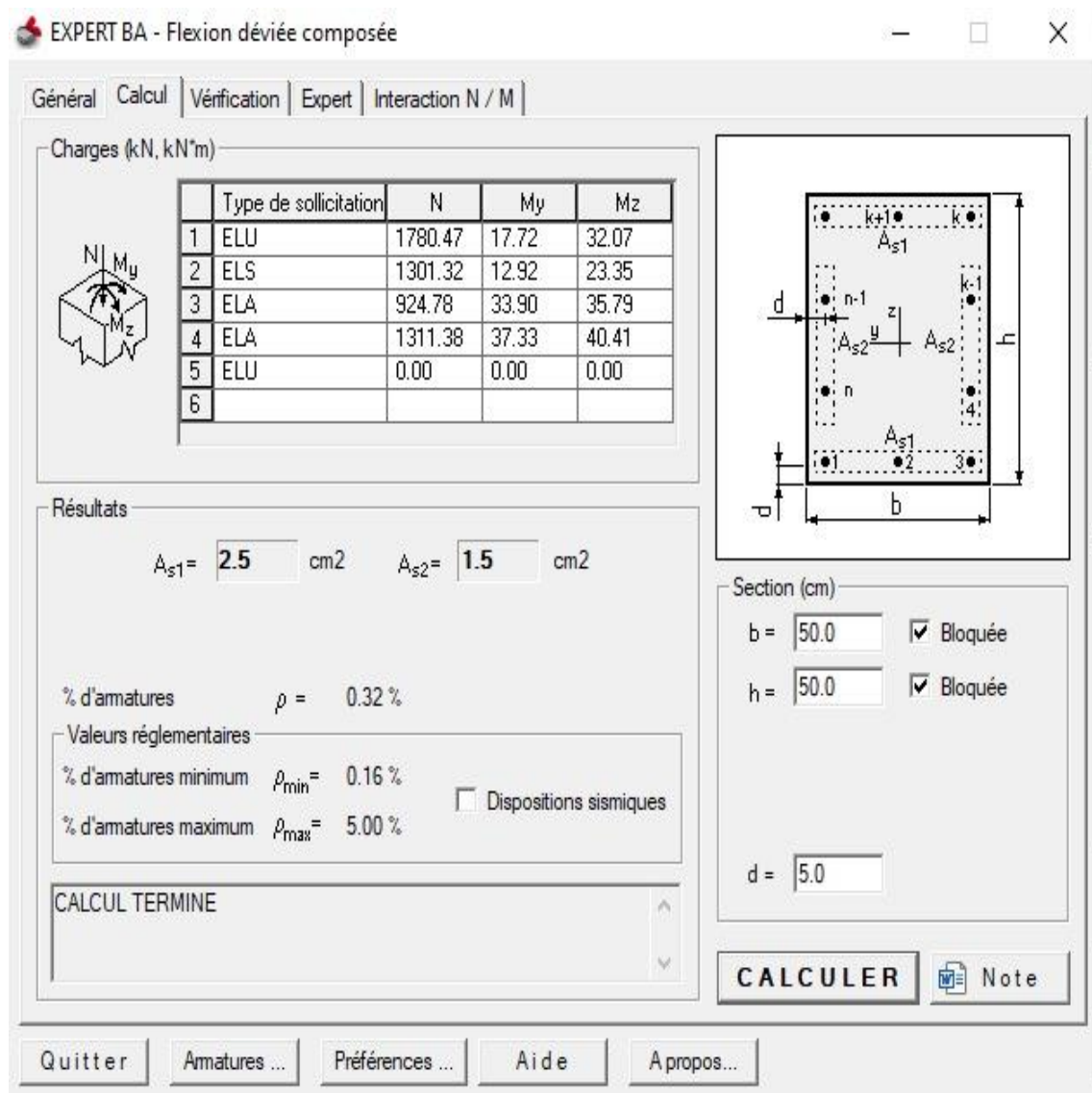


Figure VI-2 : Calcul des armatures

Les résultats dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (b×h) cm²	Ast cm²	A's cm²	Amin cm²	Adap cm²	Choix de l'armature
Tous les niveaux	50 × 50	2.5	1.5	20	20.61	4HA20+4HA16

VI-4 Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celle-ci vers la paroi de poteau.

❖ Le diamètre Φ Des armatures transversales doit être égal au moins à ;

$$\frac{\Phi}{t} = \frac{1}{3} \frac{\Phi^{\max}}{L} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ cm soit } \Phi = 8 \text{ mm}$$

Les armateurs longitudinales des poteaux seront en cadrées par deux cadres en $\Phi 8$ soit ($A_t = 2.01$).

❖ L'espacement des armatures: (BAEL91 ArtA 8.1.3)

$$S_t \leq \min\left\{15 \frac{\Phi^{\min}}{L}, 40 \text{ cm}, (a + 10) \text{ cm}\right\} = \min\{15 \times 1.6, 40 \text{ cm}, 45 + 10\}$$

$$S_t \leq 24 \text{ cm}$$

Avec:

a: est la petite dimension du poteau.

❖ Recommandations du RPA99 révisé 2003/art 7.4.2.2

✓ En zone nodale:

$$S_t \leq \min(10\phi, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.6, 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

✓ En zone courante:

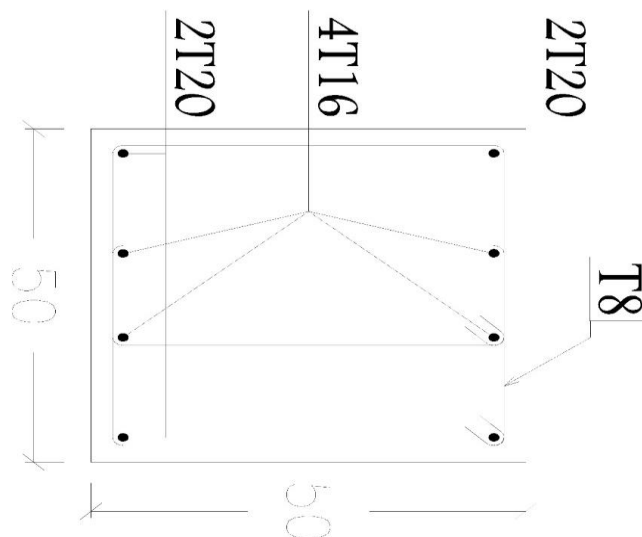
$$S_t \leq 15\phi^{\min}$$

$$S_t \leq 15 \times 1.6 = 24 \text{ cm}$$

On adopte des espacements suivant:

✓ En zone nodale: $S_t = 10 \text{ cm}$

✓ En zone courante: $S_t = 15 \text{ cm}$



Commentaire:

A la zone nodale, très sensible aux séismes ou annexe des armatures en U superposées (avec alternances d'orientation) a fin de la consolider et ainsi, la rendre moins vulnérable.

Chapitre VII :
Ferrailage les voiles

VII.1 Voiles :

VII.1.2 Ferraillage vertical

Le ferraillage vertical sera disposé de telle sorte qu'il prendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA 99/Version2003.

Décrites ci-dessous :

1. L'effort de traction engendrée dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontal de béton tendue.
2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être raccrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
3. Les barres verticales de ces derniers doivent être munies de crochets (jonction de recouvrement)
4. A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile, cet espacement est au plus 15 cm (le ferraillage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).
5. Le pourcentage minimal d'armatures longitudinal des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :

f Globalement dans la section du voile égale a 0.15%

f En zone courante égale a 0.10%

6. Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

VII.1.3 Ferraillage horizontal

1. Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
2. Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ .
3. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettront la réalisation d'un ancrage droit.

❖ Règles communes.

Dans le calcul du ferraillage des voiles, le RPA 99/version 2003 préconise les règles suivantes:

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S \leq 1.5 a$ (a : épaisseur du voile)

$S \leq 30\text{cm}$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur ; le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépassée 1/10 de l'épaisseur de voile
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - ❖ 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;
 - ❖ 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$AVJ = 1,1V/Fe ; \text{ Avec calculé } V = 1,4V$$

- Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant.

On devra disposer les armatures suivantes :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée selon

R.P.A 99 sous les efforts N_{\max} et M_{cor} ,

- Pour le ferraillage : $0.8 G \pm E$.
- Pour la vérification : $G + Q \pm E$

VII.2 Etape de calcul

-Détermination de la nature de la section :

-Calculs de dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est $h/6$)

-Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal ($e=M/N$)

-Calcul des sections suivant leurs natures :

- ✓ Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section entièrement tendue si :

N : l'effort normal appliqué est un effort de traction

C : le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = (h/2) - c' + e ; a_2 = (h/2) - c - e$$

Les équations d'équilibre écrivent alors :

$$N_u = A' \sigma_s + A \sigma_s 10\% ; M_a = A' \sigma_s (d - c')$$

$$A' = \frac{Nu \cdot a_2}{(a_1+a_2)\zeta s_{10}\%} ; A = \frac{Nu \cdot a_1}{(a_1+a_2)\zeta s_{10}\%}$$

Remarque: Vu que l'effort sismique est réversible, la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'

✓ Section entièrement comprimé : la section est entièrement comprimée si :

N : l'effort normal est un effort de compression

C : le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit

Vérifiée :

$$N \cdot (d-c') - MA > (0.33h - 0.81d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou MA : moment par rapport aux aciers inférieures

Si : $N \cdot (d-c') - MA > (0.33h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$, les sections d'armatures sont donnée par :

$$A' = \frac{[Ma - d - 0.5h \cdot b \cdot h \cdot \zeta_{bc}]}{d + c' \cdot \zeta_2} ; \text{ Avec : } \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\%$$

$$A = \frac{Nu \cdot b \cdot h \cdot \zeta_{bc}}{\zeta_2} - A'$$

Si : $N \cdot (d-c') > (0.33h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$, les sections d'armatures sont donnée par :

$$A = 0 ; \Psi = \frac{n \cdot d - c' - Ma}{n \cdot b \cdot h \cdot \zeta_{bc}} ; \text{ Avec : } \Psi = \frac{0.37 + \frac{n \cdot d - c' - Ma}{b \cdot h^2 \cdot \zeta_{bc}}}{0.875 - \frac{d-c'}{h}}$$

✓ Section partiellement comprimée : la section est partialement comprimée si :

N : l'effort normal est un effort de traction et le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures

N : l'effort normal est effort de compression et la centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section

N : est effort normal de compression et l centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d-c') - MA \leq (0.33h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc} \text{ (MA est le moment par rapport aux aciers inférieurs)}$$

$$Ma = Mg + N \cdot (d-h/2) ; A = A'f ; A = A'f - N / (100\zeta\bar{s})$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$(\sigma_1 = N / (a \cdot h) + 6M / (a \cdot h^2) ; \sigma_2 = N / (a \cdot h) - 6M / (a \cdot h^2)) \text{ pour les voiles son ouvertures}$$

$$1\text{er cas (S.P.C)} : \sigma_1 \geq 0 ; \sigma_2 \leq 0 ; lt = h \cdot (|\sigma_2|) / (|\sigma_1| + |\sigma_2|)$$

$$2\text{ème cas (S.E.T)} : \sigma_1 \leq 0 ; \sigma_2 \leq 0 ; lt = h$$

$$3\text{ème cas (S.E.C)} : \sigma_1 \geq 0 ; \sigma_2 \geq 0 ; lt = 0$$

$$A_{\min \text{ rpa}} = 0.002 \cdot a \cdot lt$$

$$A_{\min 2 \text{ rpa}} = 0.0015 \cdot a \cdot h$$

$A_{min3 rpa} = 0.001a.h$ (en zone courante)

Le ferraillage se fera calculer en flexion composées.

VII.3 Calcul des armatures :

Soit à calculer le ferraillage du trumeau

Caractéristique géométrique :

$$L = 4,05m ; e = 0,2m;$$

$$B = 0,81m^2.$$

a) Sollicitations de calcul :

$$\sigma_{min} = -2795,93 [KN/m^2]. T = +1169,04 [KN].$$

$$\sigma_{max} = 5667,82 [KN/m^2].$$

$$N_s = -1190,83 [KN].$$

Le calcul se fera pour des bandes verticales de longueur d :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; 2L_c \right)$$

Longueur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{o-max}}{\sigma_{o-max} + \sigma_{o-min}} \times L = \frac{5667,82}{5667,82 + 2795,93} \times 4,05 = 2,71m$$

Calcul de la longueur (d)

Longueur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 4,05 - 2,71 = 1,34m$$

Calcul de la longueur (d)

$$d \leq \min \left(\frac{3,06}{2} ; \frac{2}{3} \times 0,946 \right) = \min(1,53 ; 0,893)$$

Soit un tronçon :

$$d = \frac{L_t}{2} = 1,35m$$

1ere bande :

$$N_2 = \frac{\sigma_{o-1}}{2} (L_t - d) \times e = 15,636 KN$$

- Armatures verticales :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{15,636}{40} = 0,39cm^2$$

Armatures minimales

$$A_{\min} = \max \left(0.2\%B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\min} = \max (6,12 \text{ cm}^2, 16,06 \text{ cm}^2)$$

- Armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{\bar{T}}{f_e} \quad \text{avec : } \bar{T} = 1.4 \times V_u$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 1361,81}{400 \times 10^{-1}} \Rightarrow A_{vj} = 52,43 \text{ cm}^2$$

-Les armatures calculées :

$$A_1 = \frac{A_{v1}}{2} + \frac{A_{Vj}}{4} = \frac{7,58}{2} + \frac{52,43}{4} = 20,69 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{A_{v2}}{2} + \frac{A_{Vj}}{4} = \frac{0,39}{2} + \frac{52,43}{4}$$

-Le ferrailage adopte :

$$A_1 = 20\text{HA}14 = 22,62 \text{ cm}^2,$$

$$A_2 = 12\text{HA}12 = 13,57 \text{ cm}^2, \text{ avec } S_t = 15 \text{ cm } A_{\text{tot}} = A_1 + A_2 = 36,19 \text{ cm}^2$$

a) Armatures horizontales :

$$A \geq \frac{36,19}{4} \Rightarrow A = 5,66 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99 (version 2003) : Soit 8HA10 = 6,28 cm²/napp

$$A_H \geq 0.15\% \cdot B = 6,12 \text{ cm}^2$$

Armature transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

-Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S \leq \{ 1,5 \times e ; 30 \text{ cm} \} = 30$$

$$S = 10 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

7.3.1) Vérification :

► Vérification à L'ELS :

Pour cet état, on considère : $N_{\text{ser}} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée.

► **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

► **D'après le RPA99 révisé 2003 :**

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile d :
Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute.

► **D'après le BAEL 91 :**

Il faut vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ tel que $\tau_u = T/b \cdot d$

Avec τ_u : contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 3,26 \text{ MPa}.$$

► **vérification des contraintes :**

$$\text{-BAEL91: } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1361,81 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3060} = 2,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\text{-RPA2003: } \tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 1361,81 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3060} = 3,11 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 3,11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1190,83 \times 1000}{200 \times 405 + 15 \times 3619} = 1,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,37 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Le ferraillage des voiles

Tableau VII-1 : Des voiles dans le sens longitudinal

Zones		Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,10	
	e (m)	0,20	
	B (m)	0,82	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	4474,79	
	σ_{min} [KN/m ²]	-2729,91	
	Nature de la section		SPC
	V _u (kN)	668,95	
	L _t (m)	1,55	
	L _c (m)	2,55	
	d (m)	1,530	
	σ_1 [KN/m ²]		67,742
	N (kN)	N ₁	428,04
		N ₂	0,159
	A _v (cm ²)	A _{v1}	10,70
		A _{v2}	0,00
	A _{vj} (cm ²)	25,75	
	A (cm ²)	A1=A _v /2+A _{vj} /4	17,14
		A2=A _{v2} /2+A _{vj} /4	6,44
	A _{min} (cm ²)	16,07	
	A _{vadopté} (cm ²)	Bande1	18,10
Bande 2		6,79	
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*8HA12
		Bande 2	2*3HA12
	S _t (cm)	Bande1	20cm
		Bande 2	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		12,30
	A _H /nappe (cm ²)		4,53
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA12/nappe
	ep =15cm		(A=4,52cm ²)
Armature transversal			
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0,906
		τ_b (MPa)	1,269
	ELS	N _s (kN)	1379,49
		σ_b (MPa)	1,61

Chapitre VIII :

Etude de l'infrastructure

VIII-1 Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharge d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VIII-2 Différents types de fondations :

- Les fondations superficielles.
- Les fondations profondes.
- Les fondations surfacique ou radier.

VIII-3 Choisir un type de fondation :

Afin de bien choisir le type de fondation, il fut assuré la sécurité des habitants et la stabilité de l'immeuble.

Les critères influant le choix d'une fondation sont donc :

- La qualité de sol.
- Les charges amenées par la construction.
- Le cout d'exécution.

En fonction de tous ces critères il convient de choisir le mode de fondation le mieux adapté pour limiter les tassements, on comme type de fondation :

- ✓ Fondation superficielles :

*Continues sous un mur

*Continues sous un poteau

*Isolées

Excentrées

Les radies simples ou généraux.

- ✓ Fondation profondes :

*Les puits.

*Les pieux.

*Les parois moulées.

Nous proposant en premier lieu des semelles filantes pour cela nous allons procéder a une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

$$S_s / S_b < 50\%.$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_s} \quad \text{avec : } N = N_G + N_Q \quad (\sigma_{sol} = 1.80 \text{bars})$$

VIII-5 Combinaison d'action :

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

VIII-6 Etude géotechnique :

Données géotechniques préliminaires de l'étude de sol :

Bâtiment usage d'habitation dans la wilaya : MOSTAGANM.

-Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet cité en objet sont :

-contrainte admissible : $Q = 1.80 \text{bars}$ pour l'ensemble du site.

-ancrage des fondations : $D = 1.8 \text{ m}$

-type des fondations : Radier général.

- La partie sommitale du terrain consiste en une couverture de terre végétale limono -argileuse de faible épaisseur.

- Au – dessous les sondages ont traversé une alternance irrégulière de termes lithologiques suivants :

1- Sables limoneux.

2- Sables peut limoneux argileux.

VIII-7 Calcul des surfaces revenant aux semelles :

❖ Les surfaces des semelles isolées revenant à chaque poteau :

Tableau VIII.1 : La surface des semelles revenant à poteaux.

N°	Nser	σ_{sol}	S (Cm ²)	semelle isolées	Nser	σ_{sol}	S (Cm ²)
1	348.2	1.8	193.44	48	109.87	1.8	61.04
2	581.93	1.8	323.29	49	110.1	1.8	61.17
3	256.83	1.8	142.68	50	110.93	1.8	61.63
4	634.18	1.8	352.32	51	114.6	1.8	63.67
5	686.39	1.8	381.33	52	112.9	1.8	62.72
6	609.3	1.8	338.50	53	111.17	1.8	61.76
7	748.44	1.8	415.80	54	112.13	1.8	62.29
8	838.3	1.8	465.72	55	113.93	1.8	63.29
9	801.98	1.8	445.54	56	116.32	1.8	64.62
10	671.64	1.8	373.13	57	118.93	1.8	66.07
11	599.13	1.8	332.85	58	124.44	1.8	69.13
12	511.1	1.8	283.94	59	123.42	1.8	68.57
13	714.18	1.8	396.77	60	123.67	1.8	68.71
14	1080.88	1.8	600.49	61	125.66	1.8	69.81
15	915.57	1.8	508.65	62	124.34	1.8	69.08
16	919.37	1.8	510.76	63	125.63	1.8	69.79
17	974.07	1.8	541.15	64	127.87	1.8	71.04
18	963.17	1.8	535.09	65	133.64	1.8	74.24
19	747.66	1.8	415.37	66	107.93	1.8	59.96
20	646.18	1.8	358.99	67	107.12	1.8	59.51
21	726.09	1.8	403.38	68	108.9	1.8	60.50
22	603.69	1.8	335.38	69	111.51	1.8	61.95
23	709.36	1.8	394.09	70	114.76	1.8	63.76
24	861.08	1.8	478.38	71	118.21	1.8	65.67
25	804.24	1.8	446.80	72	124.71	1.8	69.28
26	674.6	1.8	374.78	73	125.11	1.8	69.51
27	604.73	1.8	335.96	74	125.7	1.8	69.83
28	233.71	1.8	129.84	75	127.1	1.8	70.61
29	228.74	1.8	127.08	76	126.75	1.8	70.42
30	287.08	1.8	159.49	77	128.5	1.8	71.39
31	259.53	1.8	144.18	78	131.28	1.8	72.93
32	227.53	1.8	126.41	79	137.76	1.8	76.53
33	378.47	1.8	210.26	80	147.97	1.8	82.21
34	277.44	1.8	154.13	81	143.73	1.8	79.85

35	288.38	1.8	160.21	82	139.59	1.8	77.55
36	381.55	1.8	211.97	83	135.13	1.8	75.07
37	216.08	1.8	120.04	84	131.07	1.8	72.82
38	111.85	1.8	62.14	85	129.45	1.8	71.92
39	108.72	1.8	60.40	86	128.48	1.8	71.38
40	108.17	1.8	60.09	87	128.12	1.8	71.18
41	108.26	1.8	60.14	88	129.98	1.8	72.21
42	108.54	1.8	60.30	89	132.01	1.8	73.34
43	108.93	1.8	60.52	90	133.5	1.8	74.17
44	109.47	1.8	60.82	91	134.97	1.8	74.98
45	109.69	1.8	60.94				
46	109.88	1.8	61.04				
47	110.28	1.8	61.27				S (m ²) = 158.63 m ²

❖ Les surfaces des semelles revenantes à chaque voile

N ^{oi}	Nser	σ _{sol}	S (Cm ²)	N ^{oi}	Nser	σ _{sol}	S (Cm ²)
1	285.53	1.8	2.10	6	79.90	1.8	6.14
2	243.17	1.8	2.15	7			
3	202.35	1.8	2.43	8			
4	161.53	1.8	2.19	9			
5	120.72	1.8	5.76	10			
							S (m ²) = 61.73 m ²

Tableaux : la surface des semelles revenantes aux voiles.

$$S_{\text{semelles}} = S_{\text{pot}} + S_{\text{voile}} = 158.63 + 61.73 = 220.36 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{batiment}} = 267.05 \text{ m}^2.$$

$$\text{Donc : } 220.36 / 267.05 = 0.82 > 0.5$$

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment, cela nous conduit à opter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est à réaliser : c'est la radier générale.

VIII-8 Etude du radier:

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

VIII-8.1 Pré dimensionnement :

❖ **Selon la condition forfaitaire :**

- **Sous voiles :** $\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$

h : épaisseur du radier

L_{\max} : distance entre deux voiles successifs

$L_{\max} = 3.60 \Rightarrow 45\text{cm} \leq h \leq 72\text{cm}$

On prend : $h = 45\text{cm}$

- **Sous poteaux :**

-La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{3.60}{20} = 18$$

Avec une hauteur minimale de 18

-La nervure : La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h \geq \frac{360}{10} = 36\text{ cm}$$

❖ **Condition de longueur d'élasticité :**

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

l_e : Longueur élastique.

E: Module de Young.

I: Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^3$.

$E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

b : Largeur de l'élément considéré par 1 ml.

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

Donc : $h_t \geq 0.49m$.

-Remarque :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

h = 50 cm	Nervure
h = 18 cm	Dalle
b = 40 cm	Largeur de la nervure

❖ **La surface du radier :**

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{15863}{18} = 88.12m^2.$$

On a la surface du bâtiment est $S_{bât} = 267.05m^2$.

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier,

Donc : on a pas besoin d'ajouté un débordement (D)

❖ **Poids de radies :**

$$G = (220,36 \times 0,5 \times 18) = 1983,24KN.$$

VIII-8.2 Vérifications nécessaires :

a) **Vérification au poinçonnement :**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$\text{On doit vérifier : } Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ BAEL91 (Article H.III.10)}$$

Q_u : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

U_c : le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\left. \begin{aligned} A &= a + h \\ B &= b + h \end{aligned} \right\}$$

✚ **Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = (0.50 + 0.40 + 2 \cdot 0.5) \cdot 2 = 3,6m$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 3,6 \times 0,5 \times 25000}{1,5} = 2216,66KN$$

$$N_u = 1178.09KN < \bar{N}_u = 2216,66 KN \Rightarrow \text{C.V}$$

✚ **Vérification pour les voiles :**

On considère une bonde de 01 ml du voile

$$N_u = 1352, 52KN, e = 20 \text{ cm}, b = 1 \text{ m}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = 1,82m$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 1,82 \times 0,5 \times 25000}{1,5} = 1061,67 \text{ KN}$$

$$N_u = 1352,52 \text{ KN} < \bar{N}_u = 1061,67 \text{ KN} \Rightarrow \text{C.V}$$

b) Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique. $G \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 10 \times 1,5 \times 220,36 = 4958,1 \text{ KN}$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure (h = 1.5 m)

$$G_T = 18254,56 \text{ KN} > 4958,1 \text{ KN}$$

\Rightarrow Pas de risque de soulèvement de la structure.

c) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa.}$$

On considère une bande de 1m de largeur, et de 4.00m de longueur, $d = 0,9 \times h_r = 45 \text{ m}$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2 \times S} \times b = \frac{39019,58 \times 4,00}{2 \times 127,70} \times 1 = 611,11 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{611110}{100 \times 475} = 1,286 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa.}$$

d) Vérification des contraintes dans le sol :

La formule suivante doit être vérifiée : $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$.

A partir du programme **ROBOT** On a : $X_g = 8,45 \text{ m}$, $Y_g = 7,06 \text{ m}$.

$$I_{xx} = 11080,78 \text{ m}^4, I_{yy} = 13389,34 \text{ m}^4$$

\Rightarrow Dans le sens x-x :

$$N_u = 39019,58 \text{ KN} \text{ et } M_y = 89703,81 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_g = 233,68 \text{ KN/m}^2; \sigma_2 = 56,91 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 189,48 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}}$$

➤ Dans le sens y-y :

$$N_u = 39019.58KN \text{ et } M_x = 123584.9KN.m$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_x} \times Y_g = 255.61KN/m^2; \sigma_2 = 34.72KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 200.53KN/m^2 < \sigma_{sol}.$$

e) **Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :**

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$ **RPA99** (Article 10.1.5)

➤ Suivant x-x :

$$e_x = \frac{M_y}{N} = \frac{123584.9}{39019.58} = 3.1m < \frac{B}{4}. \text{ c'est vérifiée}$$

➤ Suivant y-y : 20402,69

$$e_y = \frac{M_x}{N} = 2.3m < \frac{B}{4}. \text{ c'est vérifiée.}$$

VIII-9 Ferrailage :

La radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour les panneaux les plus défavorables et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension. $l_x = 3.60m$ et $l_y = 4.00$

● Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{39019.58}{220.36} + 25 * 0.75 = 195.82KN/m^2.$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{15863}{220.36} + 0.75 * 25 = 90.73KN/m^2.$$

N_u : Effort ultime (avec le poids du radier)

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.9 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.9$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0529 \\ \mu_y = 0.846 \end{cases}$$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 134.25KNm$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 113.57KNm$

➤ En travée :

Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 114.11KNm$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 96.53KNm$

➤ En appui :

$M_a^x = 0.3 \times M_0^x = 40.275KNm$

$M_a^y = 0.3 \times M_0^y = 34.07KNm$

VIII-9.1 Calcul des armatures:

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r = 1 \times 0.5m^2$

$C \geq \Phi/2+c ; \Phi_x \leq h/10 = 50/10 = 50 \text{ Cx} = 4cm.$

$Dx = h-C = 50-4 = 46cm ; Dy = 47cm.$

$$\mu = \frac{Ms}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Ms}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad A_{s\min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e}$$

VIII-9.2 Vérification de Condition de non fragilité:

On calcule A_{\min} :

$$\left. \begin{matrix} h_r > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$h_r = e = 50cm$

$b = 100cm$

$\rho = 0.76$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 4.50cm^2 / ml \\ A_{\min}^y = 4.00cm^2 / ml \end{cases}$$

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 4.00cm^2 > 1.125cm^2$, c'est vérifié

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant:

Tableau VIII.2 : Résumé des résultats.

		M (KNm)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens x-x	Travée	114.11	1.74	4.50	4T14=6.15	20
	Appui	40.275	0.61	4.50	4T14=6.15	20
Sens y-y	Travée	96.53	0.91	4.00	4T12=4.52	20
	Appui	34.07	0.32	4.00	4T12=4.52	20

VIII-9.3 Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa.$$

- $V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 255.41KN.$

$$\tau_u = \frac{255.41}{1 \times 0.47} = 0.543MPa < 1.25MPa. \quad \text{c'est vérifiée}$$

- $V_x = \frac{q_u \times l_y}{3} = 261.090KN.$

$$\tau_u = \frac{261.09}{1 \times 0.46} = 0.567MPa < 1.25MPa. \quad \text{c'est vérifiée}$$

VIII-9.4 Vérification à l'ELS :

Fissuration préjudiciable on a :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (2/3) fe ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$$

$$FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0,666 \times 400 , 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 MPa$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 MPa \dots \dots \dots BAEL91(Art A.4.5.2)$$

$$\sigma_b = K \times \bar{\sigma}_s$$

$$\tau_u = \frac{Mser}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{15863}{201.63 \times 100 \times 46^2} = 0.0003$$

$$\mu = 0.0003 \Rightarrow \beta_1 = 0.970 \Rightarrow K = 0.006$$

$$\sigma_b = K \times \bar{\sigma}_s = 0.006 \times 201,63 = 1.2MPa < \bar{\sigma}_b = 15MPa \dots \dots \dots (c.v)$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$$

Sachant que : $V_u = q_u \times l = 783.28KN$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.41MPa < 2.5MPa \dots\dots C.V.$$

➤ **PRESENTATION DU FERRAILLAGE:**

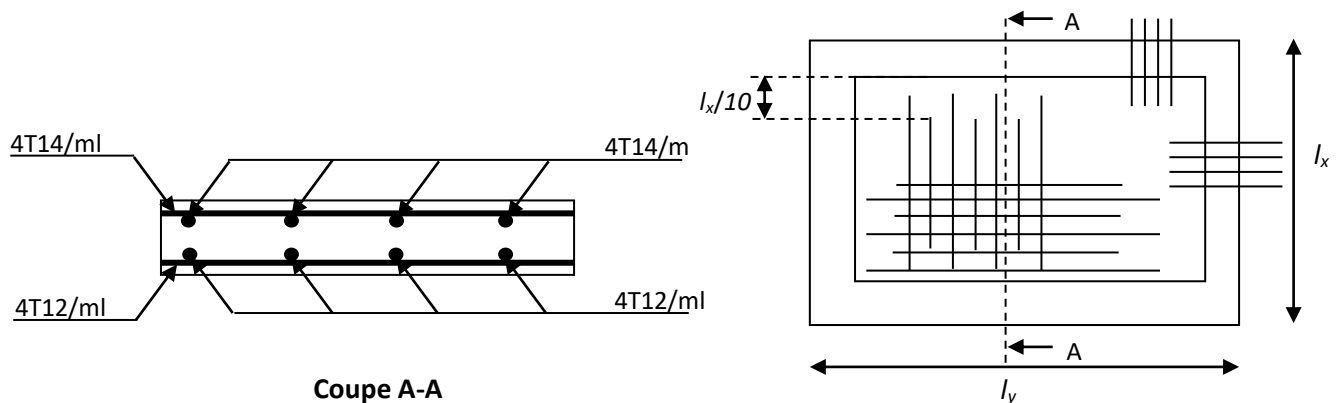


Figure VIII-1 : Schéma de ferrailage du radier

VIII-9.5. Étude de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

● **Calcul des charges revenant à la nervure :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{39019.58}{220.36} = 177.07 KN / m^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_r} = \frac{15863}{220.36} = 71.98 KN / m^2$$

● **Ferraillage de la nervure :**

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On à $\rho = 0.76 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

➤ Charge triangulaire :

$$P = \frac{q_u \times l_x}{3} \text{ Avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.}$$

➤ Charge trapézoïdale :

$P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.

$$q_u = 220.36KN/m^2$$

$$q_s = 71.98KN/m^2$$

● **Calcul des sollicitations :**

Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0, \text{ avec } M_0 = \frac{P \times l^2}{8}$$

Moment en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g(1 - \frac{x}{l}) + M_d(\frac{x}{l})$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2}(1 - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

● Sens longitudinal (x-x):

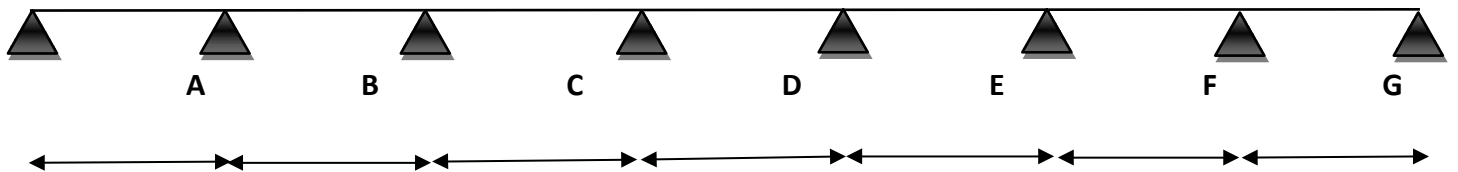


Figure VIII-2: Sollicitation sur les nervures transversales (x-x)

$$P_1 = \frac{q \times l_x}{3}, P_1' = \frac{q \times l_x}{3}, P = P_1 + P_1'$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.3 : Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	P (KN/m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t (KNm)
				M _g	M _d		
A-B	3.30	3.30	488.11	119.60	400.23	2.03	57.86
B-C	3.05	3.05	488.11	400.23	477.50	1.76	293.05
C-D	3.60	3.60	517.70	477.50	477.50	1.75	331.90
D-E	3.35	3.35	517.70	477.50	400.23	1.85	262.38
E-F	3.30	3.30	488.11	400.23	119.60	1.27	254.19
F-G	3.60	3.60	488.11	119.60	119.60	1.65	59.18
G-H	3.30	3.30	488.11	119.60	119.60	1.65	59.18

- Sens transversal (y-y):

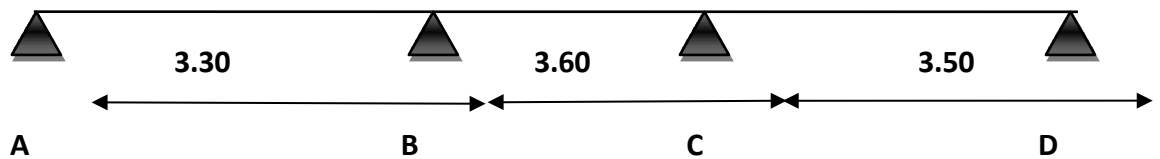


Figure VIII.3: Sollicitation sur les nervures transversales (y-y)

$$P_2 = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_y}{2}$$

$$P_2' = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_y}{2}$$

$$P = P_2 + P_2'$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.4 : Sollicitations de la nervure dans le sens transversal

Travée	l _y (m)	l' _y (m)	P (KN/m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t (KNm)
				M _g	M _d		
A-B	2.30	2.30	395.34	39.21	317.40	1.72	109.85
B-C	1.90	1.90	340.39	46.26	795	2.73	598.16
C-D	3.90	3.90	700.88	795	795	1.95	585.41

Ferraillage :

Le ferraillage se fera pour une section en Té en flexion simple.

$h=0.75m, c= 5m, b_0=0.50m, d=0.70m$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{4.90}{10}; \frac{3.80}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.49; 1.9)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0.65m$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.80m$$

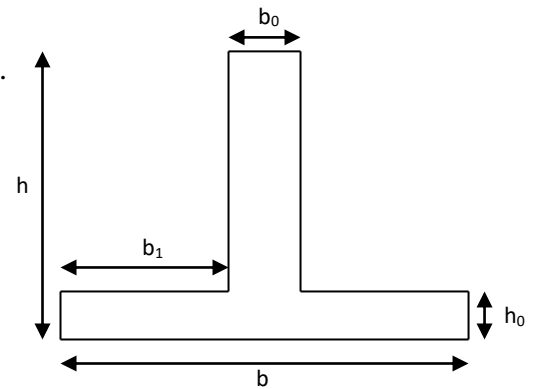


Figure VIII.4: Section à ferrailer

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.5 : Résumé des résultats

Sens	Localisation	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
X-X	Travée	331.90	0.0265	15.21	8T16=16.08
	Appui	477.50	0.137	4.23	8T14=12.32
Y-Y	Travée	598.16	0.0477	15.21	8T16= 16.08
	Appui	795	0.228	4.23	8T14=8.04

Armatures transversales : Béton Armé IUP GCI3 (Article 3.2.1)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(21.4; 50; 20) = 20mm \text{ soit } \phi_t = 10mm.$$

➤ Espacement des aciers transversaux :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{l\min}\right) \Rightarrow S_t = \min(18.75; 12; 20) = 12cm \text{ soit } S_t = 10cm.$$

Schéma de ferraillage :

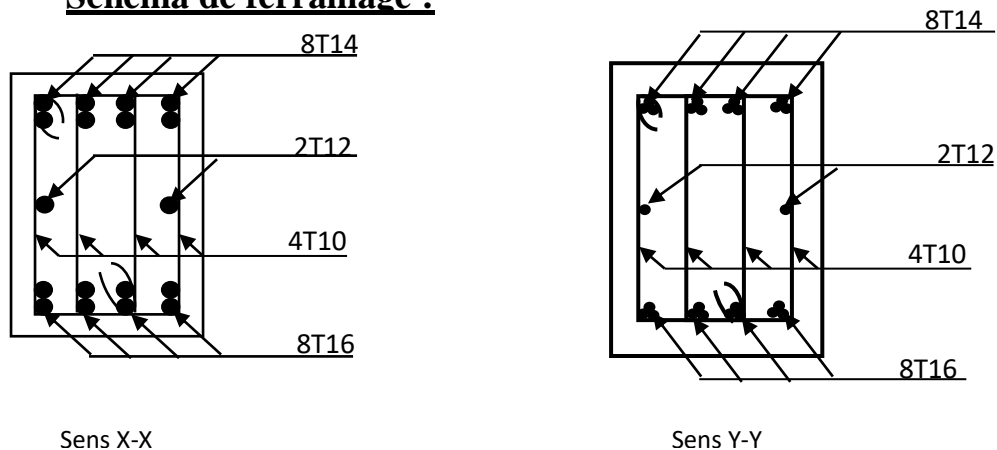


Figure VIII.5: Ferraillage des nervures

Conclusion générale

Conclusion générale:

À la fin de notre document de recherche, nous aimerions montrer que cet humble travail nous a aidés à mettre en pratique toutes nos idées. Les connaissances acquises au cours de nos cycles, améliorant nos connaissances à partir de documents techniques voire réglementaires et de l'application de certaines méthodes. C'est donc la première expérience dans notre métier d'apprentissage des différentes règles à suivre et à respecter. Dans cette étude, nous avons utilisé des logiciels techniques afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion. Le calcul ne nous permet pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous sommes confrontés, nous devons faire preuve de bon sens et de logique pour le résoudre. Des agencements d'éléments structurels basés davantage sur le bon sens des ingénieurs sont dérivés. Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous avoir permis d'utiliser ces connaissances dans des situations réelles.

Bibliographie

Bibliographie

- **Règlements :**

- Règles BAEL91 modifiées99.
- Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003).
- DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges).
- C.B.A 93

- **Livres et documents :**

- HENRY THONIER "Conception et calcul des structures de bâtiment" 2^{em}édition (tome 1 . 2 . 3)
- H.RENAUD et J.LAMIRAULT "béton armé guide de calcul"

- **Logiciels :**

- EXPERT BA 2010 (calcul de ferrailage).
- AUTOCAD 2021 (Dessin).
- Word 2007/2021 (écrire le mémoire).
- Excel 2021 (calcul de ferrailage).
- ROBOT ANALYSIS STRUCTURAL (version2014).