

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
CENTRE UNIVERSITAIRE DE TISSEMSILT
INSTITUT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DÉPARTEMENT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

Visa du chef de département des
Sciences et de la Technologie
Signature:.....
Date :.....

**Étude d'une Tour (R+15) à usage multiple
(habitation, commercial et administratif)**

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de master académique en
Filière : Génie Civil.
Spécialité : Structures

Encadrant BOUDERBA BACHIR
Signature:
Date:

Réalisé par : NEGGAZ FATIMA
 BELFERAR OUDA
Signature:
Date:

Membres du jury

BOUZERIBA ASMA (Président)
BOUZID HAYTHAM (Examineur)
BOUDERBA BACHIR (Encadrant)

Sommaire

Résumé

Liste des tableaux

Liste des figures

Notions et symboles

Introduction générale01

Chapitre I:Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

I.1.Introduction02

I.2.Présentation de l'ouvrage02

I.2.1.Caractéristiques géométriques (Dimensions des plans).....13

I.2.2.Ossature et système constructif adopté.....13

I.2.3.Caractéristiques géotechniques du sol.....15

I.2.4.Caractéristiques mécaniques des matériaux.....15

I.3.Hypothèse de calcul23

I.3.1.Etats limite ultime de résistance.....23

I.3.2.Etats limite de service.....24

I.4.Conclusion25

Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments principaux

II.1.Introduction26

II.2.Pré-dimensionnement des planchers26

II.2.1.plancher à corps creux.....26

II.2.2.Dalle pleine.....27

II.3.Pré-dimensionnement des poutres29

II.3.1.Poutres principales.....30

II.3.2.Poutres secondaires.....30

II.4.Descente de charge.....	31
II.4.1.Charges permanentes.....	31
II.4.2.Charges d'exploitations.....	35
II.5.Pré-dimensionnement des poteaux.....	36
II.5.1.Exemple de calcul.....	38
II.6.Pré-dimensionnement des voiles.....	42
II.6.1.Pour RDC.....	42
II.6.2.Pour le reste des étages.....	43
II.7.Conclusion.....	43
 Chapitre III : Calcul des planchers	
III.1.Introduction.....	44
III.2.Dimensionnement des poutrelles.....	44
III.3.Méthode de calcul des poutrelles.....	46
III.3.1.Méthode forfaitaire.....	46
III.3.2.le méthode des trois moments.....	48
III.4.Calcul du ferrailage.....	49
III.4.1.Planchers étages courants.....	49
III.4.2.Etude des poutrelles (plancher terrasse).....	76
III.4.3.Calcul le ferrailage de la dalle de compression.....	91
III.4.4.Etude de la dalle pleine.....	92
III.5.Conclusion.....	99
 Chapitre IV : Calcul et ferrailage des éléments non structuraux	
IV.1.Introduction.....	100
IV.2.Acrotère.....	100

IV.2.1.Hypothèse de calcul.....	100
IV.2.2.Matériaux.....	101
IV.2.3.Calcul de ferrailage.....	103
IV.3.Balcon	105
IV.3.1.Introduction.....	105
IV.3.2.Exemple de calcul.....	105
IV.3.3.Vérifications.....	107
IV.4.Escaliers	109
IV.4.1.Définition.....	109
IV.4.2.Terminologie.....	109
IV.4.3.Dimensions des escaliers.....	110
IV.4.4.Etude l'escalier (type 1).....	111
IV.4.5.Etude de la poutre palière pour l'escalier type 1.....	127
IV.4.6.Etude de l'escalier type 2.....	134
IV.5.Ascenseur	144
IV.5.1.Définition.....	144
IV.5.2.Calcul du poids des composants de l'ascenseur.....	145
IV.5.3.Calcul la charge total Q_u	147
IV.5.4.Vérification de la dalle au poinçonnement.....	148
IV.5.5.Evaluations des moments dus aux charges concentrées.....	149
IV.5.6.Les moments dus aux charges concentrées.....	151
IV.5.7.Moments dus aux charges réparties (poids propre).....	152
IV.5.8.Les moments retenus.....	152
IV.5.9.Calcul du ferrailage de la dalle.....	152

IV.5.10.Vérifications à E.L.S.....	155
IV.5.11.Disposition du ferrailage.....	158
IV.5.12.Voile de la cage d'ascenseur.....	159
IV.5.13.Schéma de ferrailage.....	159
IV.6.Conclusion.....	160
Chapitre V : Etude sismique	
V.1.Introduction.....	161
V.1.1.Causes de séisme.....	161
V.1.2.Effets du séisme sur les structures.....	161
V.1.3.L'étude sismique.....	161
V.2.Objectif de l'étude dynamique.....	161
V.3.Méthode de calcul	162
V.3.1.Analyse statique équivalente.....	162
V.3.2.Analyse modale spectrale.....	162
V.3.3.Choix de la méthode.....	162
V.4.Modélisation.....	162
V.4.1.Modélisation des structures.....	163
V.4.2.Présentation du logiciel ETABS V 9.7.4	163
V.4.3.Démarche de modélisation sur ETABS V 9.7.4 à suivre.....	164
V.4.4.Organigramme des étapes de la modélisation.....	165
V.5. Évaluation des efforts sismiques.....	167
V.6.Calcul de la force sismique totale.....	167
V.6.1.Coefficient d'accélération de zone « A ».....	168
V.6.2.Facteur d'amplification dynamique moyenne « D ».....	168

V.6.3.Pourcentage d'amortissement critique « ξ ».....	168
V.6.4.Le facteur de correction d'amortissement « η ».....	168
V.6.5.La valeur de la période fondamentale « T ».....	168
V.6.6.Coefficient de comportement de la structure « R ».....	169
V.6.7.Le facteur de qualité de la structure est fonction de « Q ».....	169
V.6.8.La masse de la structure« W ».....	169
V.6.9.Coefficient de pondération « β ».....	170
V.7.Disposition des voiles	174
V.8.Vérifications	176
V.8.1.Calcul de l'effort de tranchant.....	176
V.8.2.Calcul des coefficients de participation modale.....	176
V.8.3.Vérification de la période.....	177
V.8.4.Vérifications des déplacements.....	178
V.8.5.Vérifications de l'effet P- Δ	179
V.9.Conclusion	182
 Chapitre VI : Etude au vent	
V1.1.Introduction	183
VI.2.Géometrie.....	183
VI.3.Valeur de la pression dynamique de référence.....	183
VI.4. Catégories de terrain.....	183
VI.5.Paramètre de calcul	184
VI.5.1.Coefficient de rugosité.....	185
VI.5.2.Coefficient de topographie.....	185
VI.5.3.Coefficient d'exposition	185

VI.5.4.Intensité de turbulance.....	186
VI.5.5.Pression dynamique de pointe.....	186
VI.5.6.Coefficient dynamique C_D	187
VI.6.La toiture	189
VI.6.1.Calcul des forces a l'aide des coefficients de forces.....	189
VI.7.Parois verticales	193
VI.7.1.Coefficient de pression intérieure.....	194
VI.8.Paramètre de calcul	196
VI.8.1.Coefficient de rugosité.....	197
VI.8.2.Coefficient de topographie.....	197
VI.8.3.Intensité de turbulance.....	197
VI.8.4.Coefficient d'exposition.....	198
VI.8.5.Pression dynamique de pointe	199
VI.8.6.Coefficient dynamique C_D	200
VI.9.La toiture	202
VI.9.1.Calcul des forces a l'aide des coefficients de forces.....	202
VI.10.Parois verticales	205
VI.10.1.Coefficient de pression intérieure.....	206
VI.11.Vérification de la stabilité	208
VI.12.Conclusion	208
 Chapitre VII : Etude des portiques	
VII.1.Introduction	209
VII.2.Etude des charges verticales et horizontales	209
VII.3.Les combinaisons de calcul	209
VII.3.1.Poutres.....	209

VII.3.2.Poteaux.....	209
VII.4.Ferraillage des poutres.....	209
VII.4.1.Méthode de calcul.....	209
VII.4.2.Les armatures minimales.....	210
VII.4.3.Poutre principale (30X40)cm ²	210
VII.4.4.Poutre secondaire (30X35)cm ²	213
VII.4.5.Calcul les armatures transversales.....	213
VII.4.6.Ancrages des armatures tendues.....	214
VII.4.7.Calcul des crochets.....	214
VII.4.8.La longueur de recouvrement.....	215
VII.4.9.Les vérifications.....	215
VII.5.Ferraillage des poteaux.....	220
VII.5.1.Méthode de calcul.....	220
VII.5.2.Ferraillage exige par R.P.A 99/Version 2003	220
VII.5.3.Sollicitations de calcul.....	221
VII.5.4.Exemple de calcul.....	222
VII.6.Les vérifications.....	228
VII.6.1.Vérifications à l'état limite ultime de stabilité de forme.....	228
VII.6.2.Vérifications de la contrainte de cisaillement.....	229
VII.7.Conclusion.....	231
 Chapitre VIII: Etude des voiles	
VIII.1.Introduction.....	232
VIII.2.Le système de contreventement	232
VIII.2.1.Conception.....	232
VIII.3.Calcul de système de contreventement.....	232
VIII.3.1.Principe de calcul du voiles.....	233
VIII.3.2.La méthode de calcul du voiles.....	233

VIII.4. Les recommandations du R.P.A 99/version 2003	234
VIII.4.1. Armatures verticales.....	234
VIII.4.2. Armatures horizontales.....	234
VIII.4.3. Armatures transversales.....	234
VIII.4.4. Armatures de couture.....	234
VIII.5. Calcul de ferrailage des voiles	235
VIII.5.1. Exemple de calcul (Voiles intermédiaires).....	235
VIII.5.2. Voile avec ouverture.....	237
VIII.5.3. Ferrailage des linteaux.....	239
VIII.6. Conclusion	242
 Chapitre IX : Etude de l'infrastructure	
IX.1. Introduction	243
IX.2. Le voile périphérique	243
IX.2.1. Dimensionnement.....	243
IX.2.2. Calcul des charges.....	244
IX.2.3. Ferrailage du voile périphérique.....	244
IX.2.4. Les vérifications.....	246
IX.3. Calcul des fondations	248
IX.3.1. Introduction.....	248
IX.3.2. Choix du type de fondations.....	248
IX.3.3. Définition du radier.....	252
IX.3.4. Calcul du radier.....	252
IX.3.5. Pré-dimensionnement du radier.....	252
IX.4. Détermination de la hauteur de la poutre de libage	254
IX.4.1. Vérification de la poutre de libage.....	254
IX.4.2. Evaluation des charges pour le calcul du radier.....	256
IX.4.3. Ferrailage du radier.....	256

IX.4.4.Ferraillage des poutres de libage.....	259
VI.5.Conclusion.....	265
Chapitre X : Etude économique	
X.1.Introduction.....	266
X.2.Définition.....	266
X.2.1.Les circuits du bâtiment.....	266
X.2.2.Les acteurs « Les intervenants».....	267
X.3.Le planning.....	271
X.3.1.Le diagramme de GANTT.....	271
X.3.2.Construction du planning.....	271
X.3.3.Comment utilisera simplement (GANTT).....	272
X.3.4.La technique PERT.....	276
X.4.Quantification et estimation du projet.....	280
X.4.1.Comparaison des résultats.....	288
X.5.Conclusion.....	288
Conclusion générale.....	290
Annexe	
Références	

Introduction générale

Ce projet de fin d'étude nous a permis d'avoir une large vision sur la responsabilité de l'ingénieur et le master génie civil dans l'acte de bâtir, ainsi que la façon de trouver un compromis entre l'aspect technique et économique.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures et s'initier une canevas de calcul, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+15 à usage multiple (Commerciale, Administratifs, Habitation).

Pour atteindre notre objectif, nous allons répartir le travail en dix chapitres :

- *Présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcul.
- *Pré-dimensionnement des éléments principaux.
- *Calcul des planchers.
- *Calcul et ferrailage des éléments non structuraux.
- *Etude sismique.
- *Etude au vent.
- *Etude des portiques.
- *Etude des voiles.
- *Etude de l'infrastructure.
- *Etude économique.

Dans la conception de ce projet nous avons utilisé plusieurs logiciels qui permis la fiabilité et la rapidité d'exécution **ETABS V 9.7.4, AUTOCAD V 2016, EXCEL V 2007, SOCOTEC V 1.01.026...**etc.

Enfin, L'étude génie civil est basée sur le respect des lois et des règles convenues internationalement dans le but de réaliser une construction parfaite contre les différents phénomènes et influences externes.

I.1. Introduction

Dans le présent chapitre nous allons définir le projet, les étapes de travail. Le calcul des éléments constituant un ouvrage on se base sur des règlements et des méthodes connues (**B.A.E.L 91 modifiée 99, R.P.A 99/version 2003**) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton-acier). Donc nous allons consacrer ce chapitre à quelques rappels et descriptions à l'étude de notre projet.

I.2. Présentation de l'ouvrage

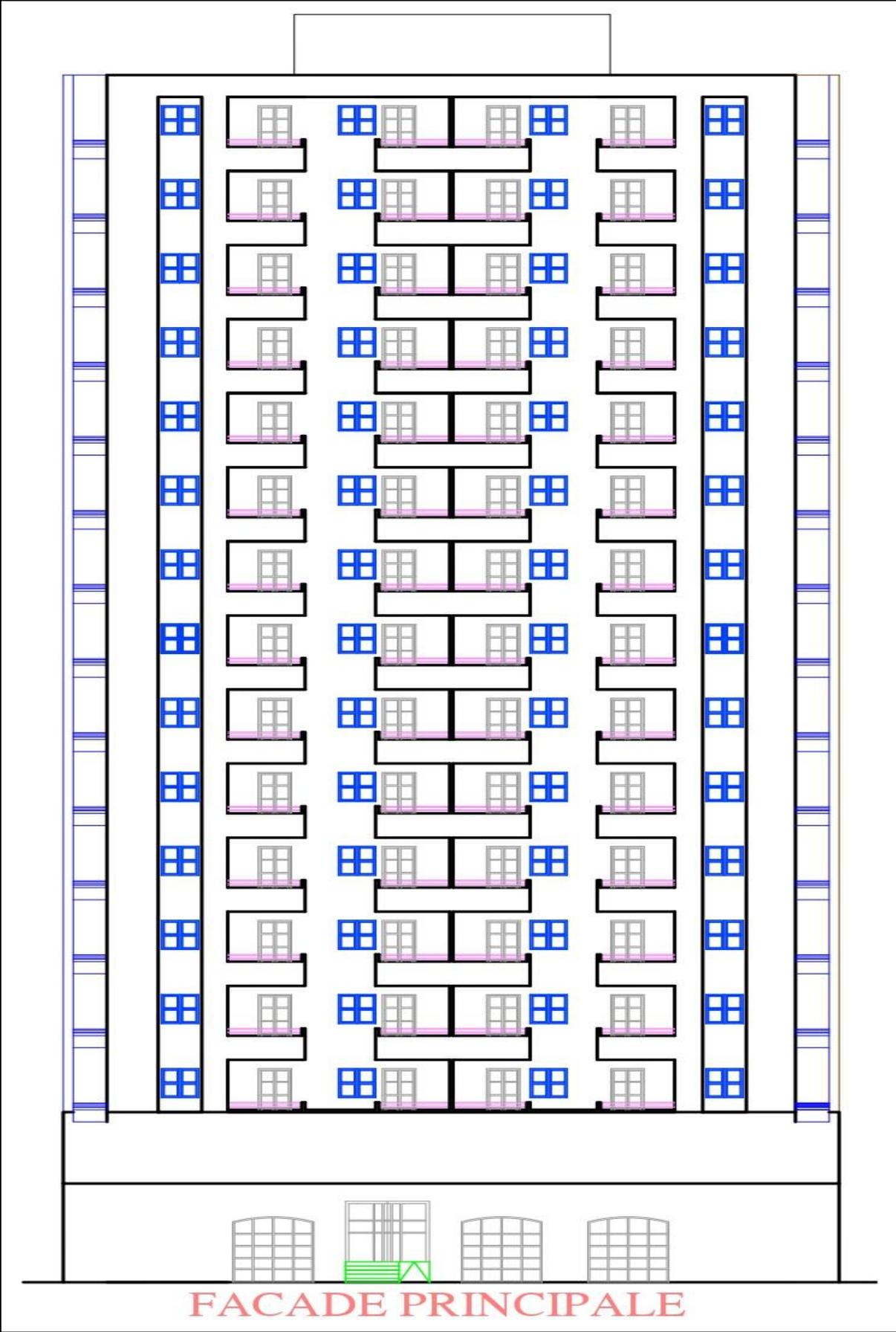
Notre projet consiste à l'étude d'une tour en béton armé (**R+15**) à usage multiple. Cet ouvrage sera implanté à la commune de **Tissemsilt** wilaya de **Tissemsilt**.

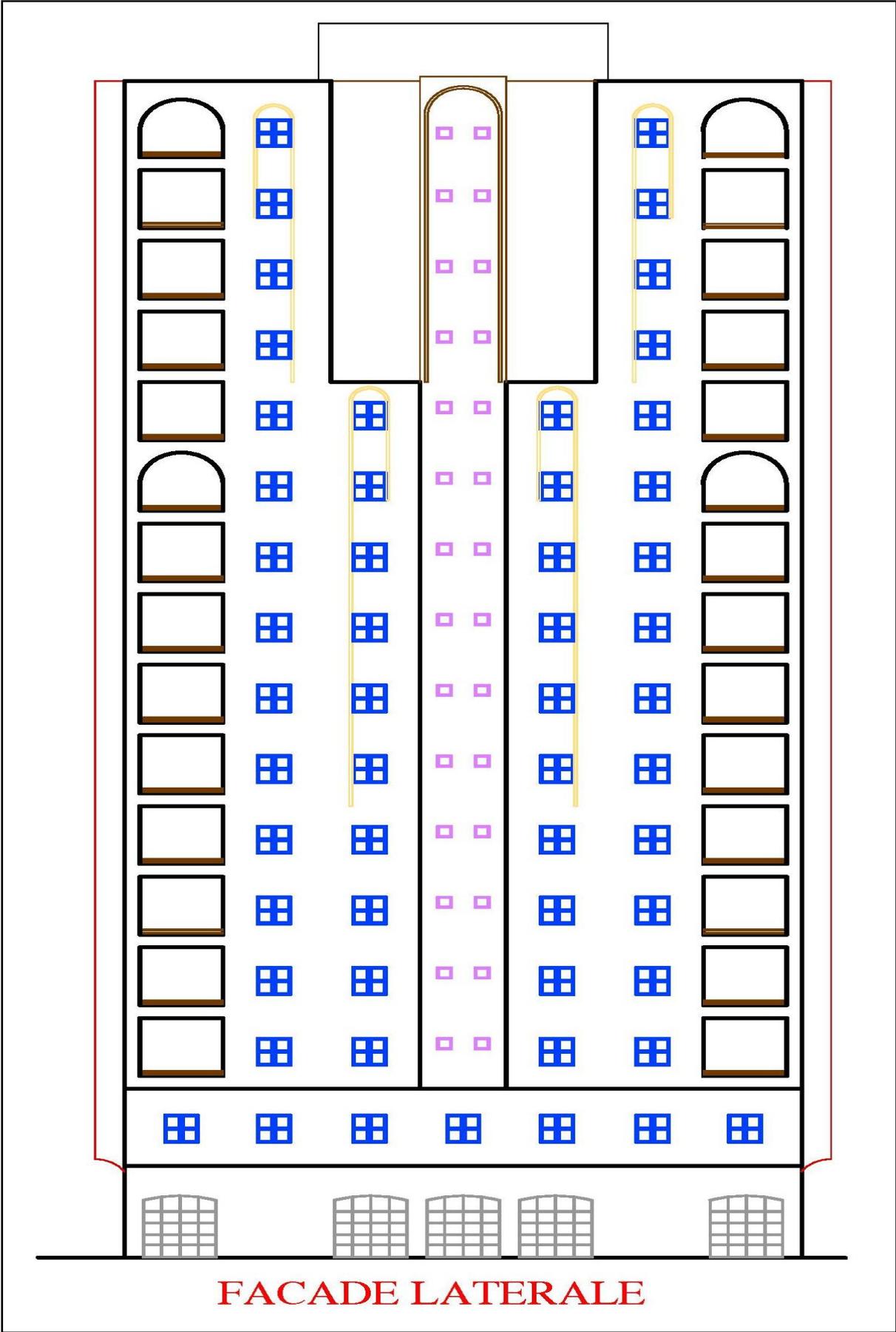
Ce bâtiment comportant : **Réz-de chaussée +15 étages**.

Le bâtiment est implanté dans une zone classé par les Règles Parasismiques Algériennes **99 /version 2003** comme une zone de moyenne sismicité «**ZONE IIa**». La wilaya est classée dans la «**ZONE II**» selon les règlements **NEIGE ET VENT 2013 (DTR.C 2-47)**.

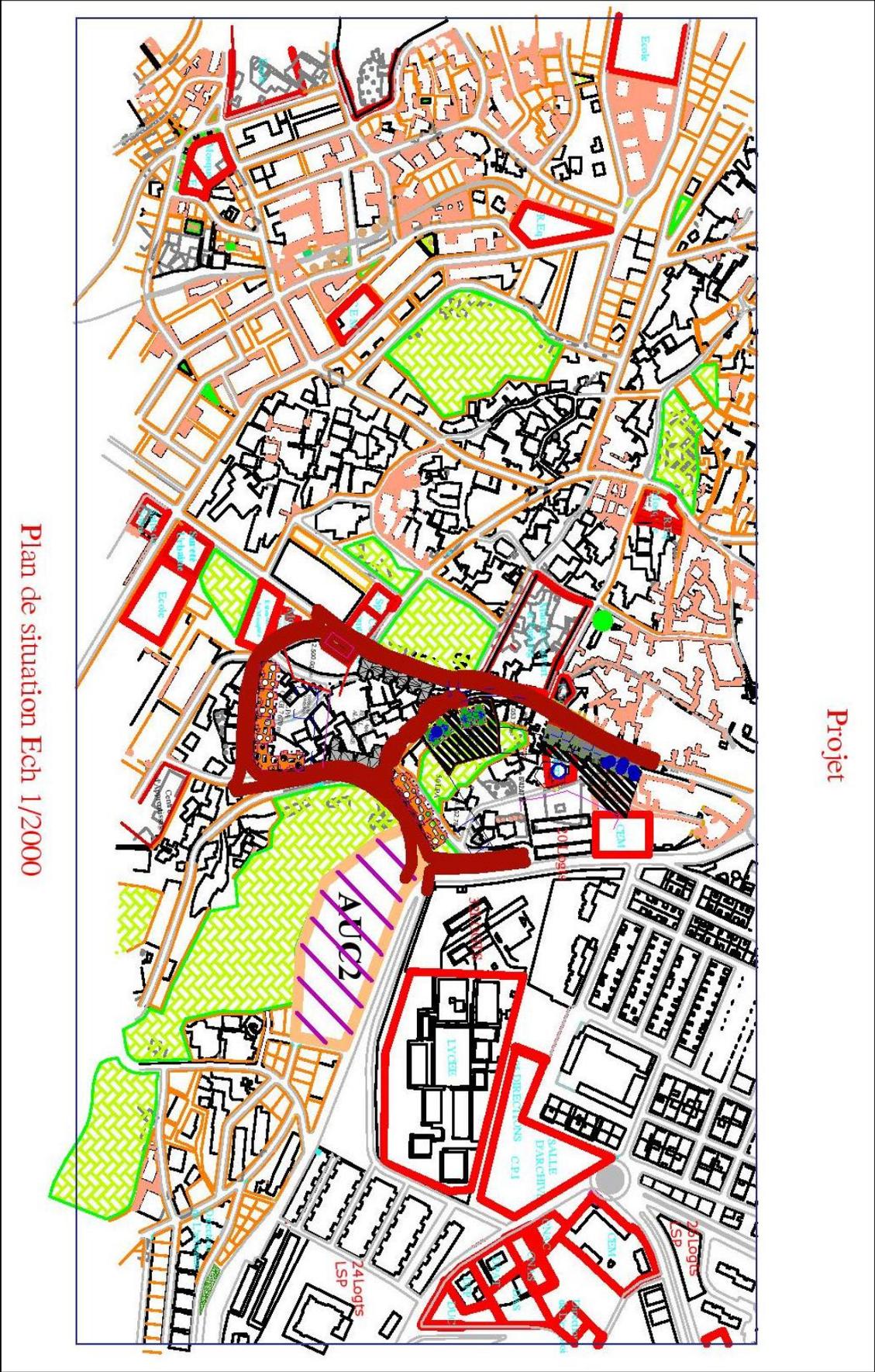
Notre bâtiment comporte :

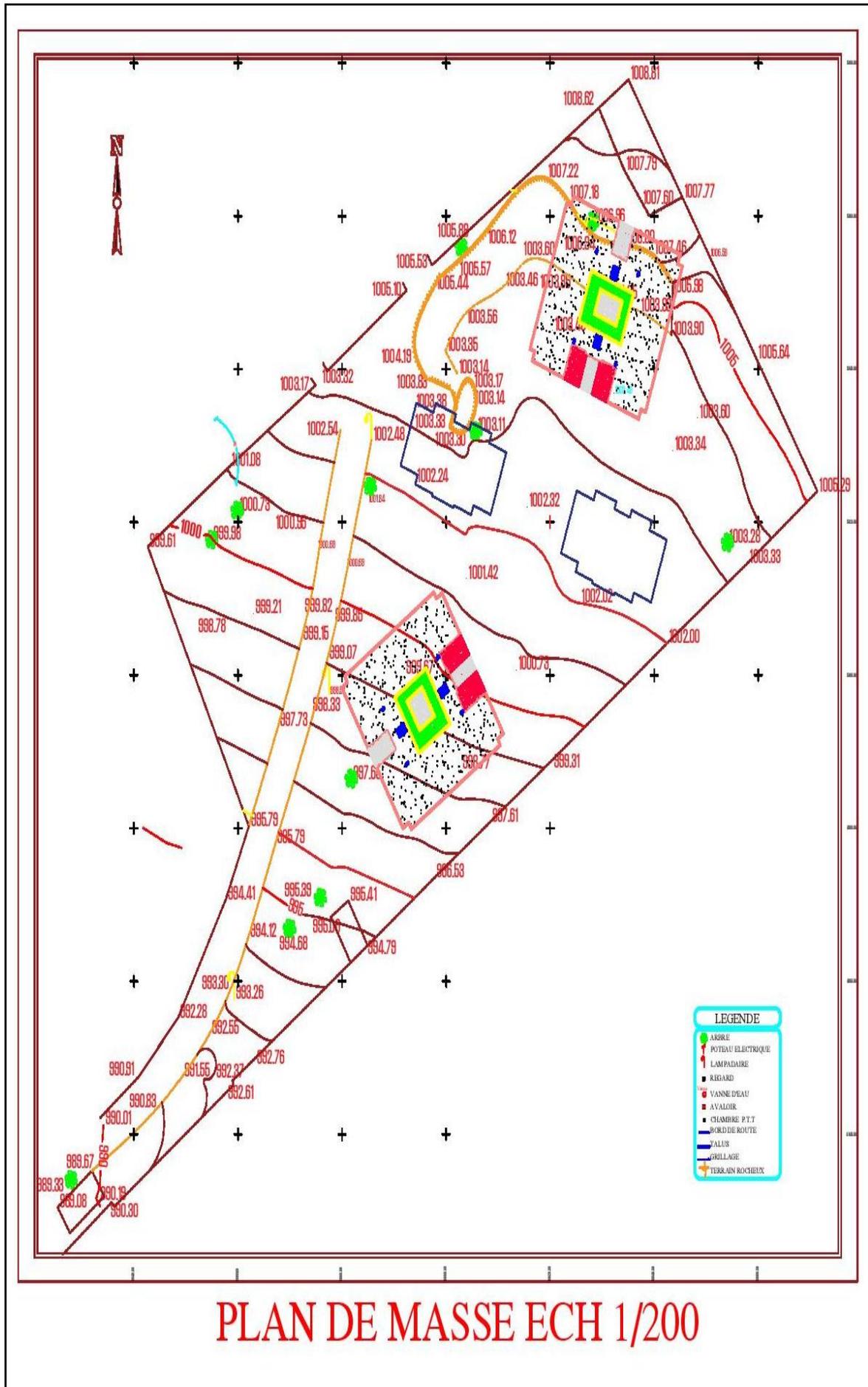
- Un **Réz-de chaussée**: à usage de commerces (boutiques);
- Du **1^{er} étage** : à usage administratif (locaux privées);
- Du **2^{ème}** au **15^{ème} étage** : à usage d'habitation.

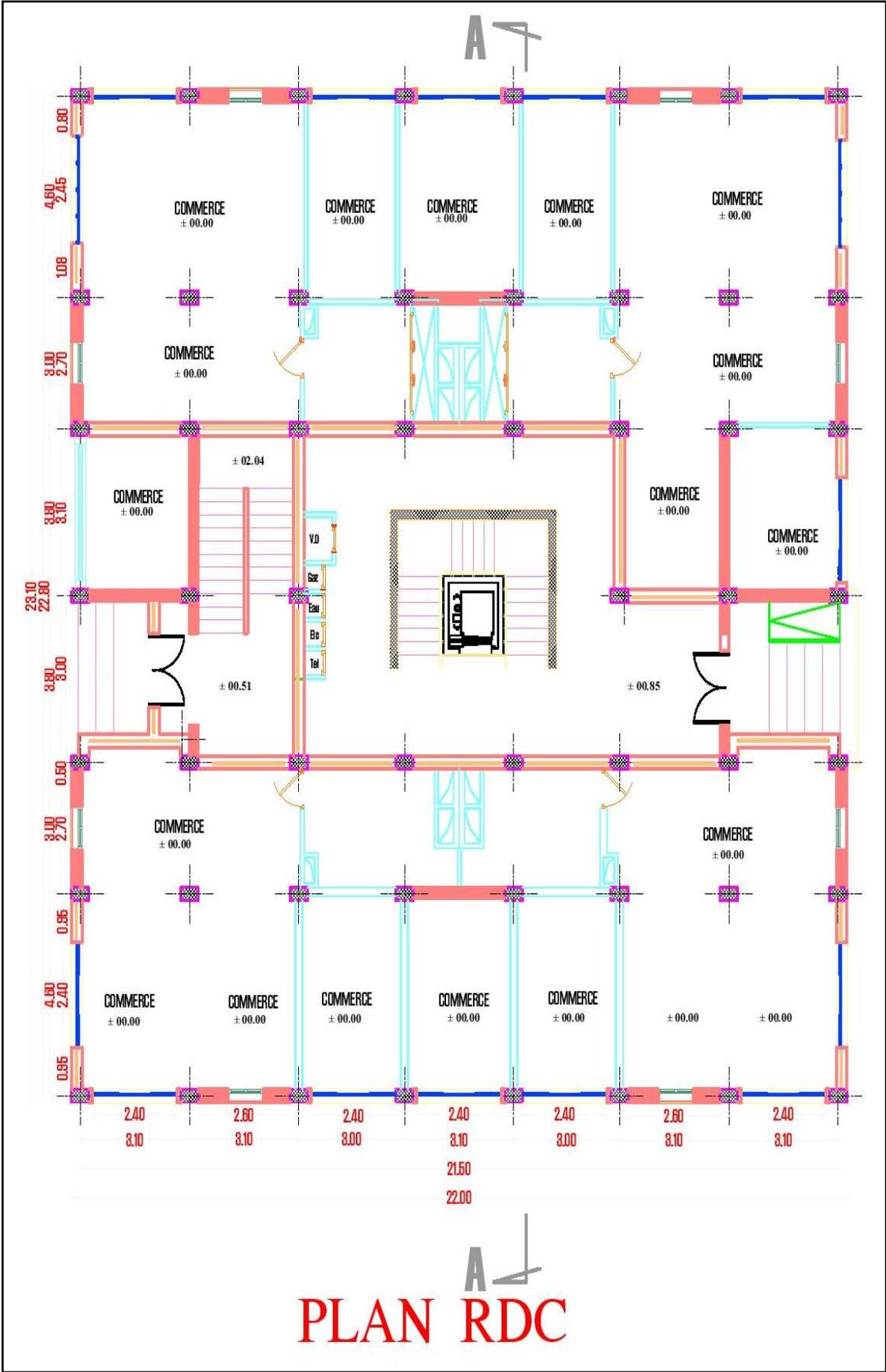


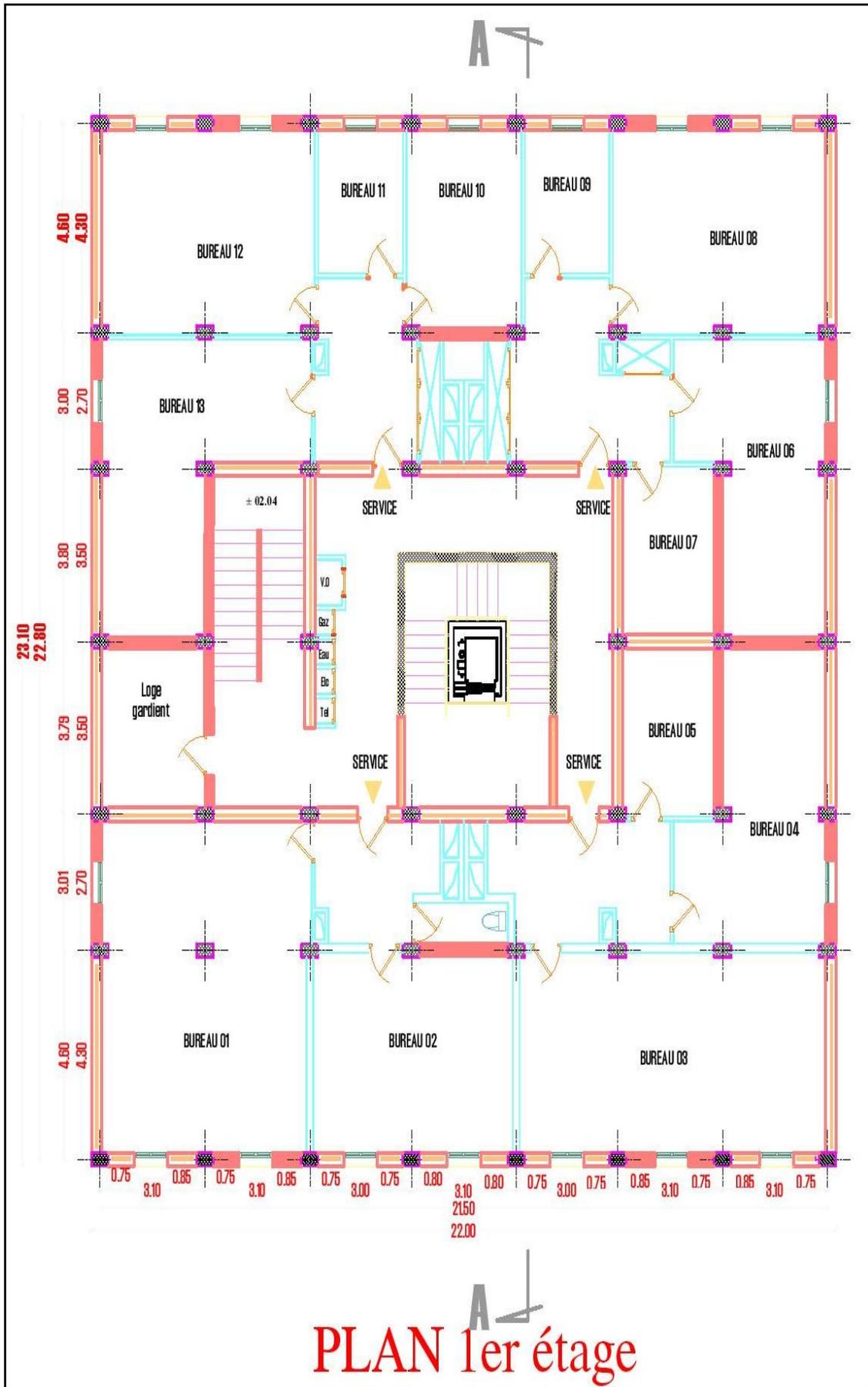


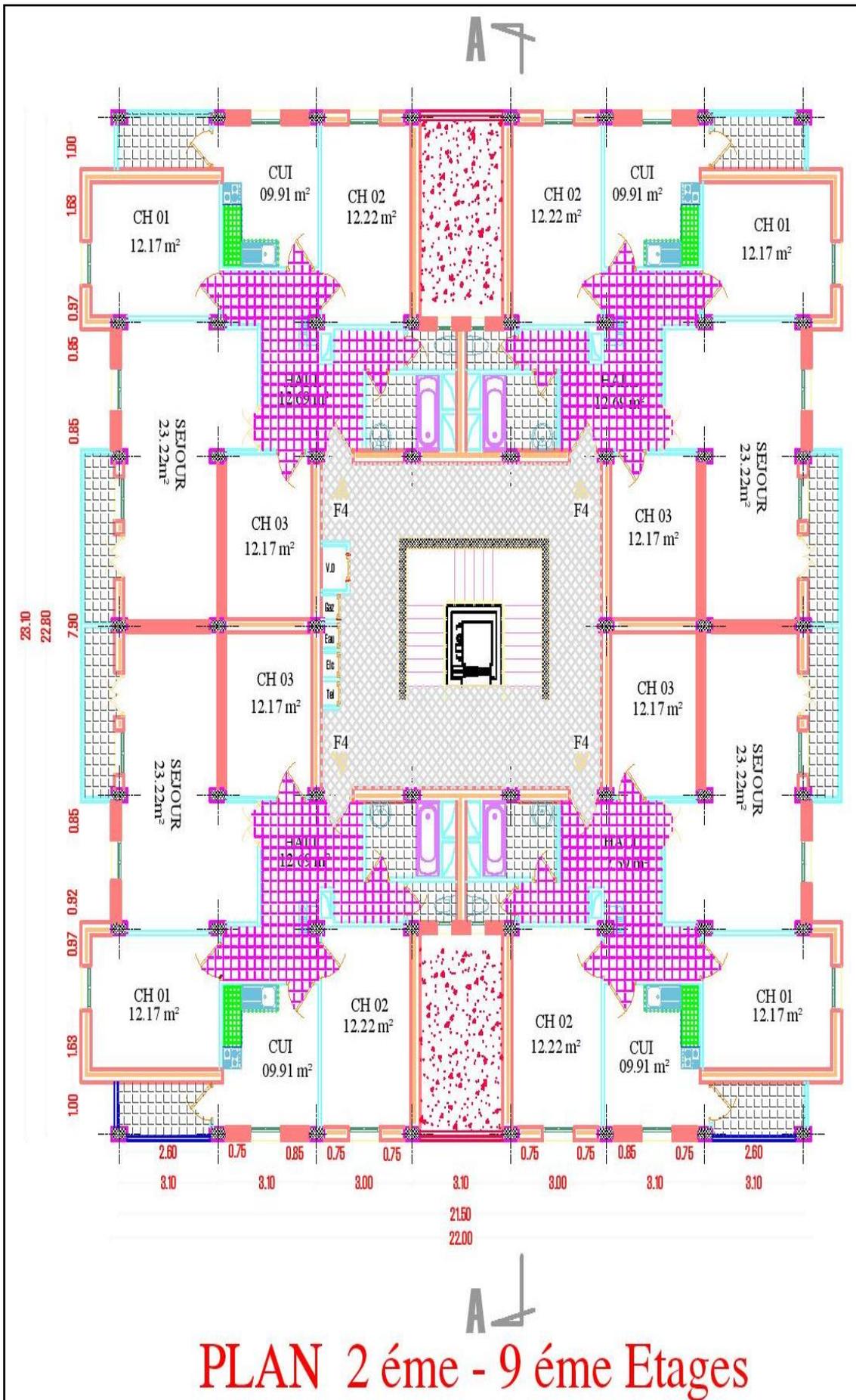
FACADE LATÉRALE

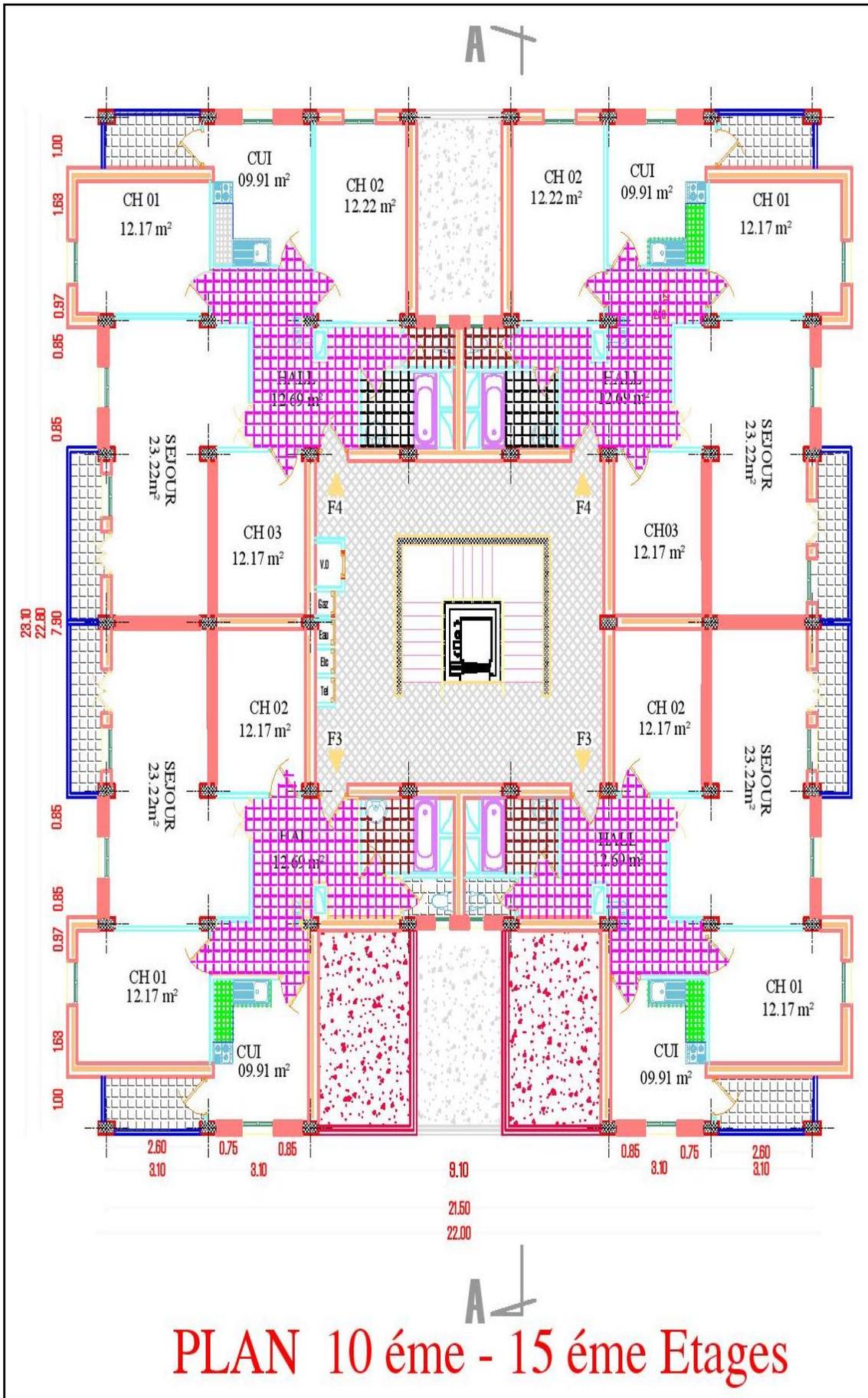


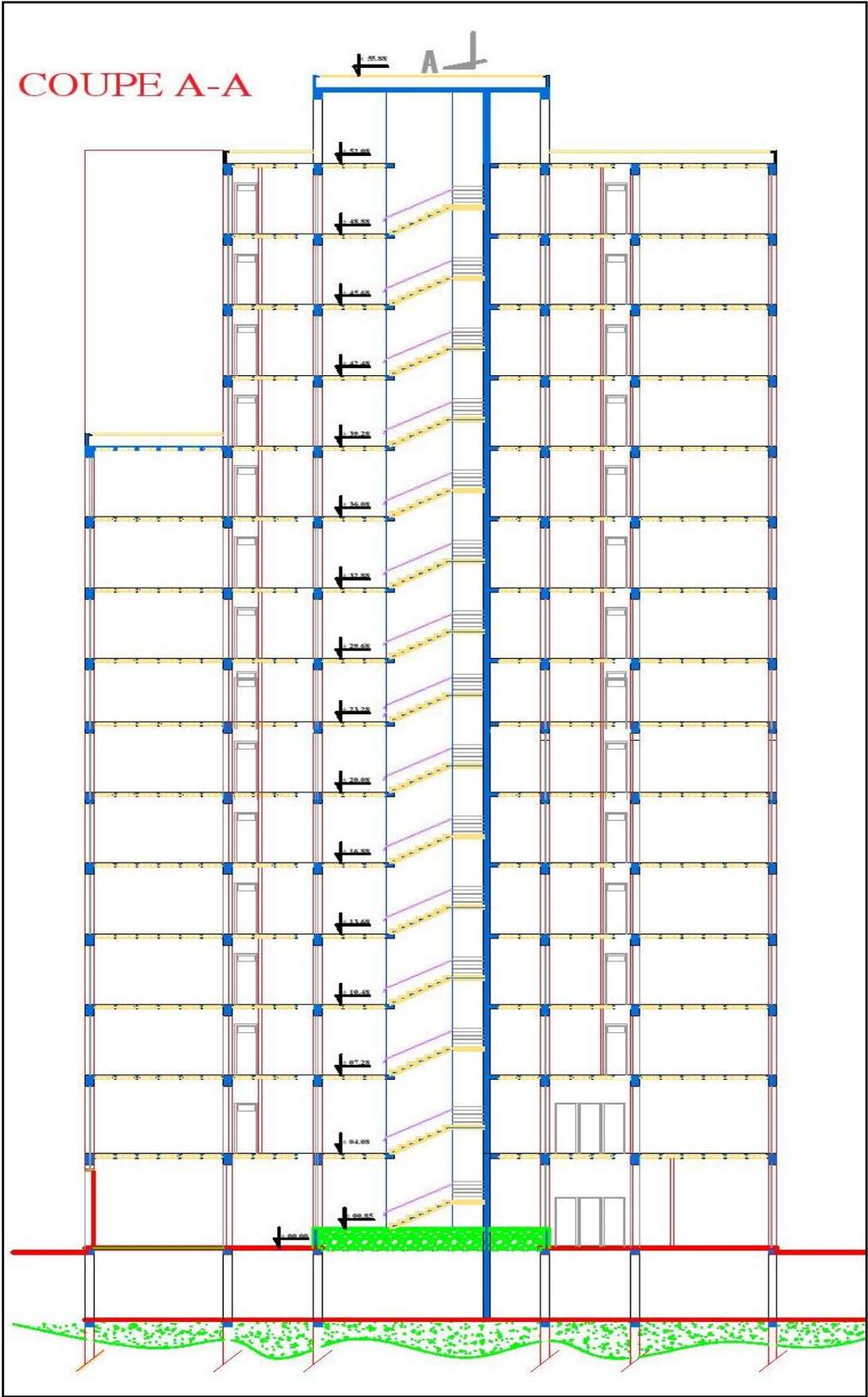


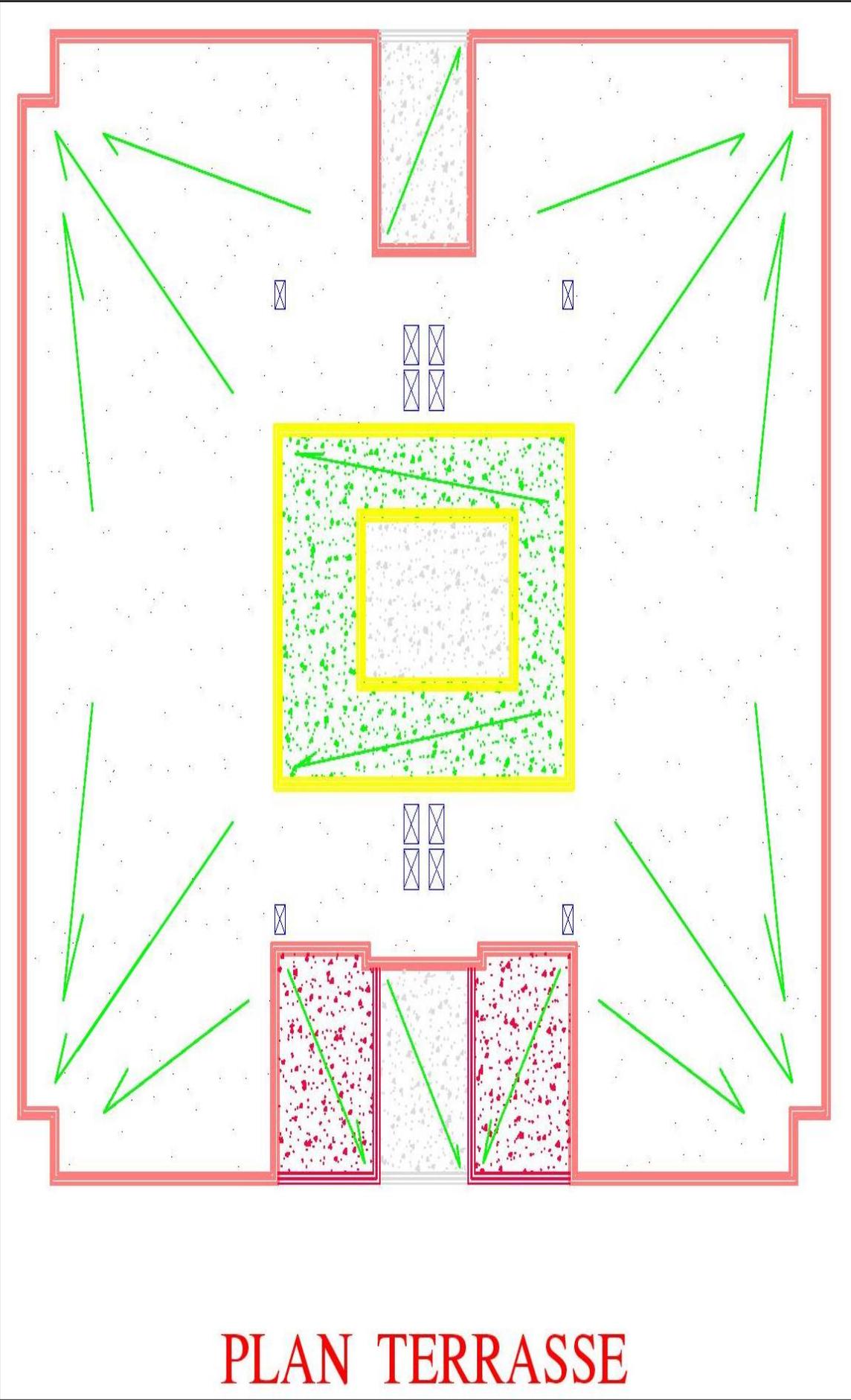












PLAN TERRASSE

I.2.1. Caractéristiques géométriques (dimensions des plans)

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc de forme rectangulaire régulière en plan, le bâtiment présent les dimensions suivantes :

I.2.1.1. Dimensions en élévation

- Hauteur totale avec acrotère : 56,55 m à partir de RDC ;
- Hauteur totale sans acrotère : 55,95 m à partir de RDC ;
- Hauteur du Réz de chaussée est de : 4,08 m ;
- Hauteur de l'étage courant est de : 3,24 m.

I.2.1.2. Dimensions en plan

- Dimension totale (sens longitudinal) : $L = 23,10$ m ;
- Dimension totale (sens transversal) : $L = 22,00$ m.

I.2.2. Ossature et système constructif adopté**I.2.2.1. Ossature**

C'est une ossature assurée par un système de contreventement mixte (voiles et portiques).

I.2.2.2. Les plancher

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et capable de supporter des charges.

Notre structure comporte deux types de planchers :

- Plancher en corps creux (16+4) cm ;
- Plancher en dalle pleine ($e_p=15$ cm).

a) Planchers en corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 65 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;

- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique ;
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

b) Plancher en dalle pleine

La dalle en béton armé coulée en place sur un coffrage plat.

I.2.2.3.Terrasse

Il existe un seul type de terrasse :

- Terrasse inaccessible.

I.2.2.4.Escaliers

Ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marche et paliers) permettant dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

On a deux types d'escalier :

- Escalier droit à trois volées utilisé pour l'accès de **RDC à l'étage** courant.
- Escalier droit à deux volées utilisé pour l'accès de **RDC à 1^{er} étage** (vers l'administration).

I.2.2.5.Maçonnerie

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I.2.2.6.Balcon

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

I.2.2.7.Acrotère

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur 60 cm.

I.2.2.8.Local d'ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical (elle fait le

mouvement de vas et vien) et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I.2.3.Caractéristiques géotechniques du sol

Selon le rapport géotechnique du laboratoire (**L.T.P.O UNITE DE TISSEMSILT**) le sol d'assise présente les caractéristiques géotechniques suivantes :

- La contrainte du sol est : $\delta_{sol} = 2,00$ bars pour un ancrage $h = 3,10$ m ;
- Le poids spécifique du sol : $1,87$ t/m³ ;
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 48^\circ$;
- La cohésion $C = 0,25$ bars ;
- Le site est considéré comme rocheux **S₁**.

I.2.4.Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes au règlement du béton armé aux états limites (**B.A.E.L 91 modifier 99**), ainsi que le Règlement Parasismique Algérien (**R.P.A 99/version 2003**).

I.2.4.1.Le béton

Le béton est un matériau de construction usuel, qui s'apparente à une pierre artificielle. Ses constituants essentiels sont :

- Un mélange granulaire de sable et graviers formant le squelette du matériau ;
- Un liant hydraulique, le ciment, assurant la cohésion entre les différents grains du squelette ;
- L'eau est le réactif chimique provoquant la prise du ciment (hydratation).

a)Les matériaux composant le béton

a.1) Ciment

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

a.2) Granulats

Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable de dimension ($D_s \leq 5$) mm ;
- Graviers de dimension ($5 \leq D_g \leq 25$) mm ;
La composition d'un mètre cube de béton est la suivante :
- 350 kg de ciment CEM II/A 42.5 ;
- 400 kg de sable $C_g < 5$ mm ;
- 800 kg de gravillons 3/8 et 15/25 ;
- 175 L d'eau de gâchage ;
- La masse volumique de béton armé est de $2,50 \text{ t/m}^3$.

b) Principaux caractéristiques et avantages de béton

Les principaux avantages du béton armé sont :

b.1) Économie

Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

b.2) Souplesse des formes

Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages aux quels on peut donner toutes les sortes de formes.

b.3) Résistance aux agents atmosphériques

Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

b.4) Résistance au feu

Le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

b.5) Résistance mécanique

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à " j " jours d'âge.

b.6) Résistance caractéristique à la compression

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de 200 cm^2 de section.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de «j» jours inférieur à 28 jours.

On se réfère à la résistance f_{cj} . Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la formule.

➤ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa :

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ F_{cj} = 1,1 \times f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

➤ Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa :

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ F_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

La résistance à la compression à 28 jour (f_{c28}) est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (**16×32**) cm.

Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à **28** jours égale à **25 MPa**.

b.6) Résistance caractéristique à la traction

Cette résistance est définie par la relation : selon le **(D.T.R.-B.C. 2-41)** page 5

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{cases}$$

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :

- Traction directe sur les cylindres précédents ;
- Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (Essai Brésilien) ;
- Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

b.7) Contrainte limite

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction ou bien ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays a permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et a conduit à la méthode de calcul aux états limites et sont classés en deux catégories :

➤ **État limite ultime (E.L.U)**

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

- État limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure ;
- État limite ultime de résistance pour les matériaux constitués béton ou acier ;
- État limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

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

Les déformations du béton sont :

$$\epsilon_{bc1} = \begin{cases} 3,5 \% & \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \min(4,5 ; 0,025f_{c28}) \% & \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases} \quad \epsilon_{bc1} = 2$$

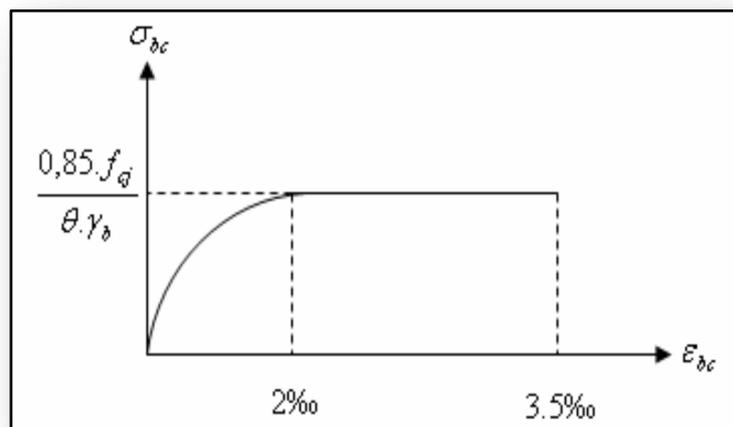


Figure I.1: Diagramme parabolique rectangle des contraintes déformations du béton.

Avec :

$$f_{bu} : \text{Contrainte ultime du béton en compression } f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} ;$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut **1,5** pour les combinaisons durable et **1,15** pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- $\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est

supérieure à 24 h ;

➤ $\theta = 0,9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

➤ **État limite de service (E.L.S)**

C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service, ils sont donc liés aux conditions normales d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage, les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, excessives des éléments porteurs.

Le bâtiment doit vérifier les quatre critères suivants :

- Compression du béton ;
- L'ouverture des fissures ;
- Déformation des éléments de la construction.
- La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

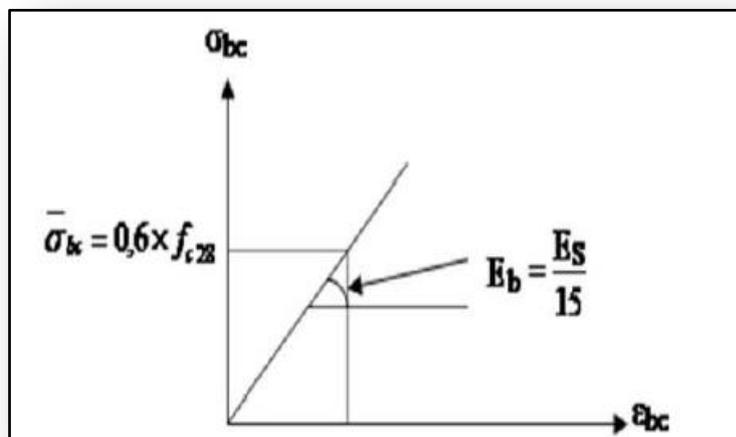


Figure I.2: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'E.L.S.

b.8) Contrainte admissible de cisaillement

$\tau_u = \min(0,2 f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ MPa})$ Fissuration peu préjudiciable ;

$\tau_u = \min(0,15 f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ MPa})$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

avec $\begin{cases} b_0 : \text{largeur de la pièce.} \\ d : \text{hauteur utile.} \end{cases}$

b.9) Modules de déformation longitudinale

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal, il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

b.10) Module de déformation instantanée

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de «j» jours est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,19 \text{ MPa.}$$

b.11) Module de déformation différé

Sous des contraintes de durée d'application supérieure à 24 heures on admet qu'à l'âge de jours, le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,86 \text{ MPa.}$$

b.12) Coefficient de poisson

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Allongement relatif du côté de la section}}{\text{Raccourcissement relatif longitudinal}}$$

- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

I.2.4.2. Aciers de construction

Les aciers utilisés en béton armé est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage à pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections des pièces comprimés. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées.

Ils distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou à barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- Les ronds lisses (R.L) : nuances FeE 22 et FeE 24 pour les armatures transversales ;
- Les barres à haute (HA) : nuances FeE 400 pour les armatures longitudinales ;
- Treillis soudés (TS): TLE52 $\varnothing = 5$ mm pour les dalles.

a.1) Diagramme déformation-contrainte $\sigma_s = f(\varepsilon_{\infty})$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes:

$\gamma_s = 1,15$ cas général ;

$\gamma_s = 1,00$ cas des combinaisons accidentelles.

Pour notre étude, on utilise des aciers FeE400.

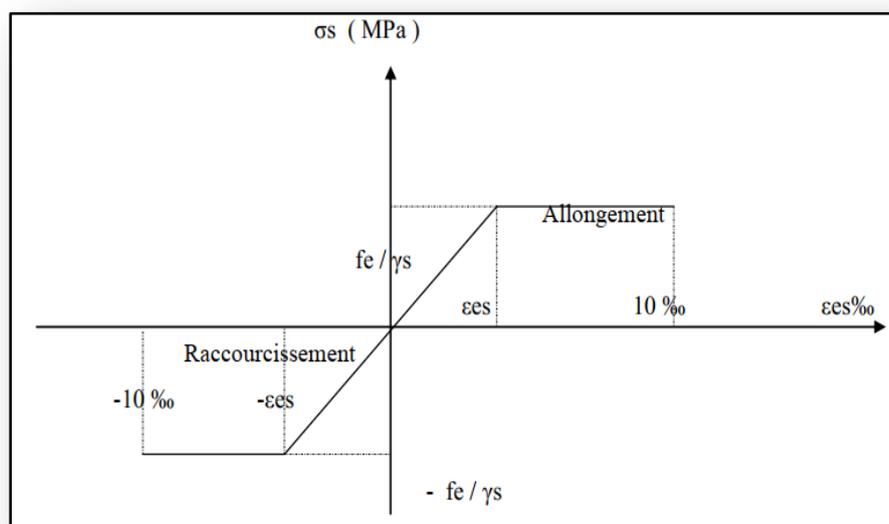


Figure I.3: Diagramme contraintes-déformations.

a.2) Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes déformations; Il sera pris égale à : $E_s = 2,1 \times 10^5$ [MPa].

a.3) Contrainte de calcul➤ **État limite ultime**

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation de la **Figure I.3**.

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

Avec

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

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

➤ **Rond lisse ($f_e = 235$ MPa)**

$$\begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

➤ **Haute adhérence ($f_e = 400$ MPa)**

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

➤ **État limite de service**

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait par les contraintes limites de traction des armatures :

- Fissuration peu préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation ;
- Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ MPa ;
- Fissuration très préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (0,5f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ MPa.

Avec

η : coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1 & \dots \dots \dots \text{Pours ronds lisses ;} \\ \eta = 1,6 & \dots \dots \dots \text{Pour hautes adhérences avec } \emptyset \geq 6\text{mm ;} \\ \eta = 1,3 & \dots \dots \dots \text{Pour hautes adhérences avec } \emptyset < 6\text{mm.} \end{cases}$$

- **Allongement de rupture**

ϵ_s = Allongement de l'acier à l'**E.L.U** égale à 10 %.

I.3.Hypothèses de calcul

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

- États limite ultime de résistance **E.L.U.R** ;
- États limite de service **E.L.S**.

I.3.1.États limite ultime de résistance

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algériennes (**R.P.A 99 /version 2003**).

On doit par ailleurs vérifier que **E.L.U.R** n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

I.3.1.1.Hypothèses de calcul à l'E.L.U.R

- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- Le raccourcissement du béton est limité ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \rightarrow \text{Flexion composée.} \\ \epsilon_{bc} = 2\text{‰} \rightarrow \text{Compression simple.} \end{array} \right.$$

- L'allongement de l'acier est limité à: $\epsilon_{bc} = 10\text{‰}$;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :
 - Le béton en compression ;
 - L'acier en traction et en compression.

I.3.1.2.Règles des trois pivots

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir:

- Par écrasement du béton comprimé ;
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue ;
- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier ;

- La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Tableau I.1: Les déformations limitent du pivot.

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5‰
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2‰

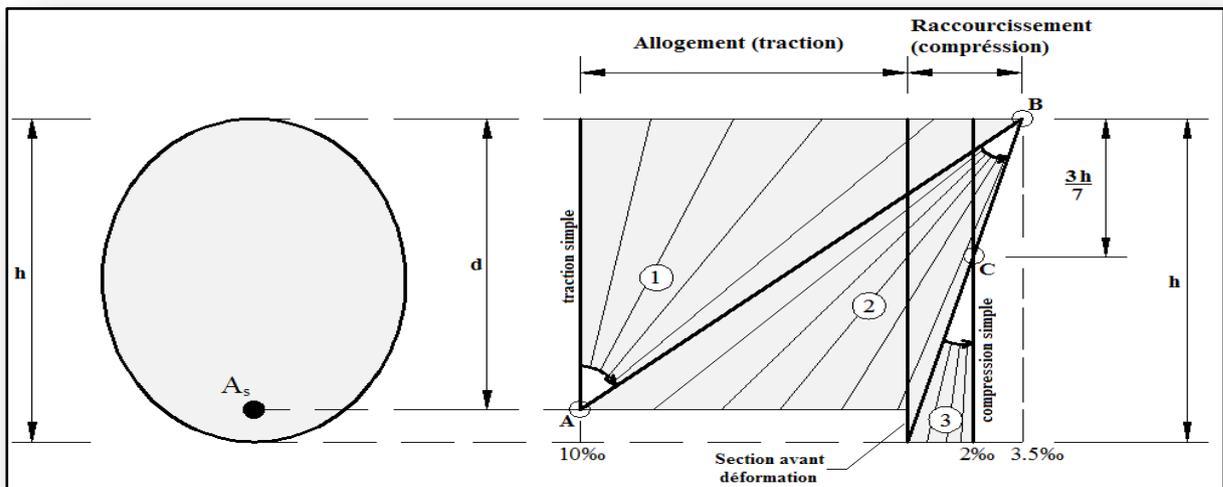


Figure I.4: Diagramme des déformations limitées de la section- règles des trois pivots.

I.3.2. États limite de service

A l'état limite de service, les calculs sont fait à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées), en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suri ventes :

I.3.2.1. Hypothèses de calcul à E.L.S

- Les sections droites restent planes avant et après la déformation;
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton;
- Le béton tendu est négligé;
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \\ \varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \end{cases}$$

Par convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 \rightarrow \text{Coefficient d'équivalence.}$$

I.3.2.2. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

a) Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « E.L.U.R »

➤ Pour les situations durables

$$P_1 = 1,35 G + 1,5 Q.$$

➤ Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$$\left\{ \begin{array}{l} P_2 = G + Q \pm E ; \\ P_3 = G + Q \pm 1,2 E ; \\ P_4 = 0,8 G \pm E. \end{array} \right.$$

b) Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance

$$P_5 = G + Q. \text{ Avec :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G : \text{Charge permanente ;} \\ Q : \text{Charge d'exploitation ;} \\ E : \text{L'effort de séisme.} \end{array} \right.$$

I.4. Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté les éléments suivants :

- Le type de la construction ;
- Les matériaux adoptés pour la réalisation de notre structure sont (béton, acier)
- La forme et les dimensions de bâtiment ;
- La résistance caractéristique du béton et l'acier.

II.1.Introduction

Afin de procéder aux différents calculs de résistance (**E.L.U**), de stabilité et de durabilité (**E.L.S**) des éléments porteurs et non porteurs d'une structure, un pré-dimensionnement préalable de ces derniers s'exige.

Cette étape (qui fera l'objet de ce second chapitre) est régie par des lois empiriques issues d'un grand nombre d'essais et d'expérience vécue dans l'univers du génie civil, ces lois sont définies rigoureusement dans les règlements en vigueur (**R.P.A 99/version 2003, B.A.E.L 91 modifier 99 et C.B.A 93**). Les éléments structuraux doivent avoir une section minimale pour pouvoir transmettre aux fondations et sol les efforts qui leurs sont appliqués.

La transmission des charges se fait comme suit :

Chargement → planchers → poutrelles → poutres → poteaux + voiles → fondations → sol.

II.2.Pré-dimensionnement des planchers

Le plancher est la partie horizontale d'une construction constituant une séparation entre deux niveaux, destinés à reprendre les charges et les surcharges et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux, tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Dans notre projet, on utilise deux types de planchers:

- Plancher à corps creux ;
- Plancher à dalle pleine.

II.2.1.Plancher à corps creux

Les constituants d'un plancher en corps creux sont :

➤ **Corps creux**

C'est un coffrage perdu permet d'augmenter les qualités d'isolation de plancher, il n'a aucune fonction de résistance.

➤ **Poutrelles**

Ces sont des éléments porteurs du plancher, reposent à leurs extrémités sur des poutres principales ou des voiles.

➤ **Dalle de compression**

Est une dalle en béton coulée en place sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé. La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure le report des charges en direction des poutrelles.

➤ **Treillis soudé**

L'utilisation de treillis soudés constitue une solution élégante et économique pour l'armature de tous ces types de hourdis.

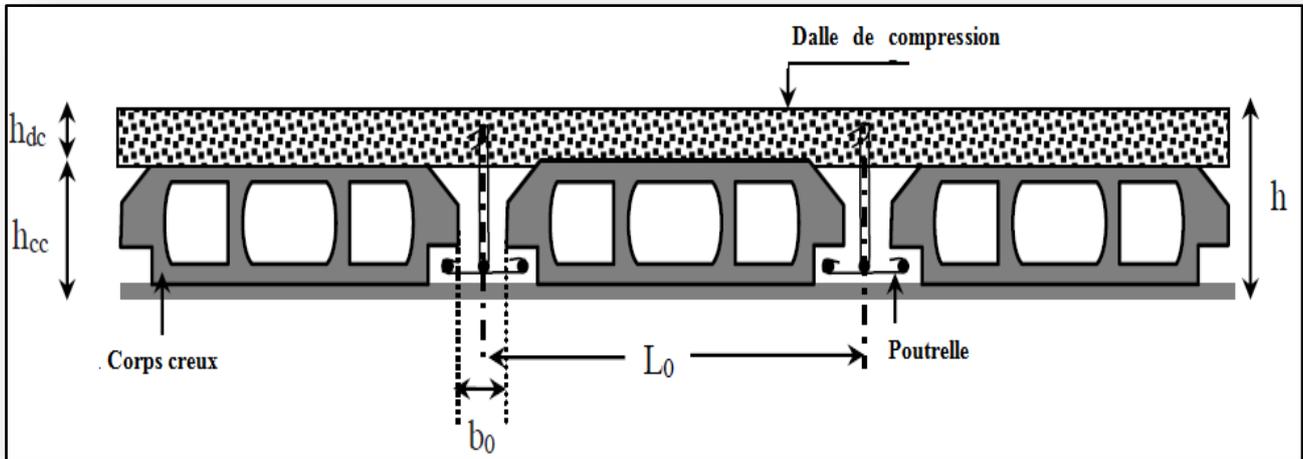


Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux.

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur h_t tel que $h_t = h_{cc} + h_{dc}$.

Avec h_{cc} et h_{dc} : hauteur du corps creux et dalle de compression respectivement.

Pour déterminer h_t , on utilise la condition suivante.

II.2.1.1. Condition de rigidité

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

Avec : L c'est la portée maximale de la poutrelle entre nus.

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{260}{22,5}$$

$$h_t = 11,55 \text{ cm.}$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur totale $h_t = 20 \text{ cm}$, soit un plancher (16+4) cm.

II.2.2. Dalle pleine

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

II.2.2.1. Condition de sécurité contre l'incendie

- $e > 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu ;
- $e > 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu ;
- $e > 14 \text{ cm}$ pour trois heures de coupe-feu.

II.2.2.2. Condition d'isolation acoustique

Selon les règles, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à : 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Donc, on limitera l'épaisseur dans notre cas à : 15cm.

II.2.2.3. Condition de résistance à la flexion

La hauteur de la dalle e est donnée par :

➤ Cas d'une dalle reposant sur deux appuis (porte suivant un sens) :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \\ \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \end{cases}$$

➤ Cas d'une dalle reposant sur trois ou quatre appuis (porte suivant deux sens) :

$$\begin{cases} 0,4 < \alpha < 1 \\ \frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} ; \text{ Avec : } L_x < L_y \end{cases}$$

Pour notre cas on a : $L_x = 250$ cm et $L_y = 700$ cm.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{250}{700} = 0,36 < 0,4.$$

Pour : $\alpha \leq 0,4$

$$e \geq \frac{L_x}{25} \rightarrow \text{pour un dalle continue.}$$

$$e \geq \frac{250}{25} = 10 \text{ cm.}$$

On prend :

$$e = 12 \text{ cm.}$$

II.2.2.4. Condition de flèche

Selon le **C.B.A 93** (B.6.5.3), nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} f_{\max} < \frac{L_{\max}}{500} ; \text{ Si la porté } L \text{ est inférieur ou égale à } 5 \text{ m ; } f_{\max} < \frac{250}{500} = 0,5 \text{ cm.} \\ f_{\max} < 0,5 + \frac{L_{\max}}{1000} ; \text{ Si la porté } L \text{ est supérieur à } 5 \text{ m.} \end{cases}$$

Pour ce faire on considère une bande de la dalle de largeur $b = 1$ m.

$$\begin{cases} G = 2,50 \times 1 \times 25 = 62,5 \text{ KN/m.} \\ Q = 2,00 \text{ KN/m.} \end{cases}$$

$$Q = 2,00 \text{ KN/m.}$$

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 64,5 \text{ KN/m.}$$

I : le moment d'inertie

$$I = \frac{b \times e^3}{12} \text{ (cm}^4\text{).}$$

E : module de Young

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa .}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 12 \times 64,5 \times 10^{-3} \times 250^4}{384 \times 32164,19 \times 100 \times e^3}$$

$$e > \sqrt[3]{\frac{12 \times 5 \times 64,5 \times 10^{-2} \times 250^4}{384 \times 100 \times 32164,19 \times 10^{-1} \times 0,5}} = 13,47 \text{ cm.}$$

Donc : $e = 13,47 \text{ cm.}$

Finalement l'épaisseur à retenir doit satisfaire la condition suivante :

$$e = \text{Max} (14\text{cm} ; 15\text{cm}; 12 ; 13,47\text{cm}).$$

Alors on adopte l'épaisseur de la dalle pleine : $e = 15 \text{ cm.}$

II.3.Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulé sur place, leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par les **(B.A.E.L91 modifier 99)**, et vérifiées selon le Règlement Parasismique Algérien en vigueur **(R.P.A99/Version 2003)**, une vérification de la rigidité s'effectue à l'aide des formules données par la résistance des matériaux **(RDM)**.

➤ Selon le **B.A.E.L.91 modifier 99**, le critère de rigidité :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \end{cases}$$

$$\text{avec : } \begin{cases} h_t : \text{ hauteur totale de la poutre.} \\ b : \text{ largeur de la poutre.} \\ L : \text{ la plus grande portée libre entre nus d'appuis.} \\ d : \text{ hauteur utile.} \end{cases}$$

➤ Selon le **R.P.A 99/version 2003**, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5 \times h_t + b \end{cases}$$

Nous avons deux types de poutres :

- Poutre principale : $L_{\max} = 4,30 \text{ m;}$
- Poutre secondaire : $L_{\max} = 2,60 \text{ m.}$

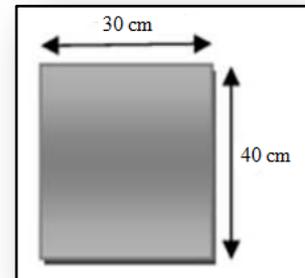
II.3.1.Poutres principales

Ce sont les poutres reçoivent les charges provenant des solives (poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent. Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

II.3.1.1.Pré-dimensionnement des poutres principales

$$\begin{cases} L = 430\text{cm} \\ d = 0,9h_t \end{cases}$$

$$\begin{cases} 28,66 \text{ cm} \leq h_t \leq 43 \text{ cm} & \Leftrightarrow \text{on prend: } h_t = 40\text{cm} \\ 9,45\text{cm} \leq b \leq 12,60 \text{ cm} & \Leftrightarrow \text{on prend: } b = 30\text{cm} \end{cases}$$



On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences

du **R.P.A99/version 2003**:

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ b_{\max} \leq (1,5 \times 40 + 30) = 90 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres principales $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

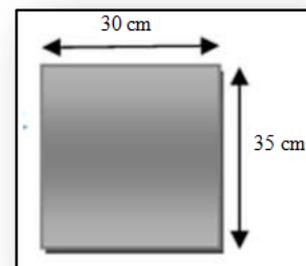
II.3.2.Poutres secondaires

Les poutres secondaires qui assurent le chaînage. Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

II.3.2.1.Pré-dimensionnement des poutres secondaires

$$\begin{cases} L = 260 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{cases}$$

$$\begin{cases} 17,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 26\text{cm} & \Leftrightarrow \text{on prend : } h_t = 35 \text{ cm} \\ 10,80\text{cm} \leq b \leq 14,40 \text{ cm} & \Leftrightarrow \text{on prend : } b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$



D'après le **R.P.A 99/version 2003** :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ b_{\max} \leq (1,5 \times 35 + 30) = 82,50 \text{ cm.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres secondaires $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

II.4.Descente de charge

La descente de charge a pour but d'évaluer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les charges réglementaires sont les charges permanentes (G) et les charges d'exploitations (Q).

II.4.1.Charges permanentes

Les charges permanentes sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de la vie de l'ouvrage. Celles du plancher sont déterminées à partir de sa composition. Elles sont fonction des masses volumiques ainsi que des épaisseurs de chaque constituant. Les charges permanentes pour le plancher terrasse inaccessible, les planchers courants, mur extérieures, mur intérieures et dallage sont déterminées comme suite.

II.4.1.1.Plancher terrasse inaccessible

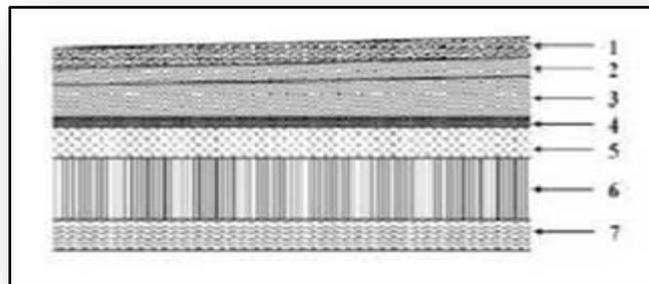


Figure II.2: Plancher terrasse.

Tableau II.1: Charge et surcharge du plancher terrasse.

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Protection en gravillons	0,05	1,00
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Forme de pente en béton léger	0,10	2,20
4	Feuille de Polyane	0,001	0,01
5	Isolation thermique en liège	0,04	0,16
6	Plancher à corps creux	16+4	2,80
7	Enduit en plâtre	0,02	0,20
Totale	G		6,49
Totale	Q		1

II.4.1.2. Plancher étage courant

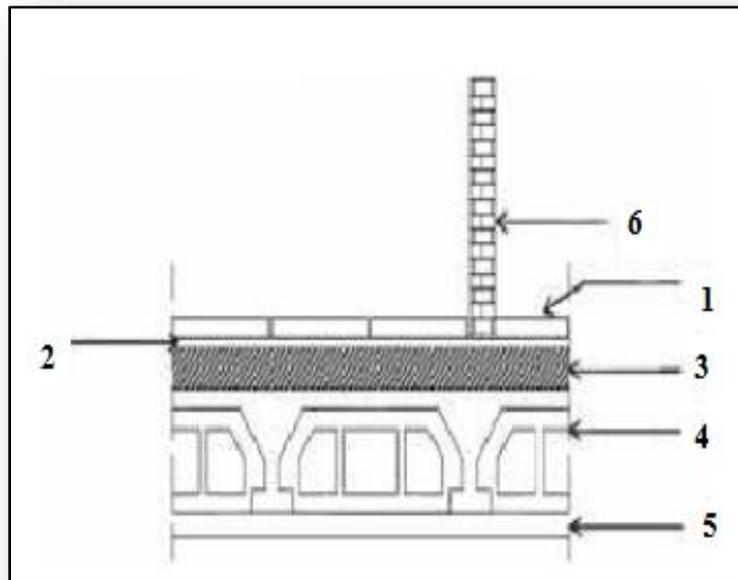


Figure II.3: Plancher étage courant, R.D.C.

Tableau II.2: Charge et surcharge des étages courants.

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Sable fin pour mortier	0,02	0,34
4	Plancher à corps creux	16+4	2,80
5	Enduit en plâtre	0,02	0,20
6	Cloison en briques creuses	0,10	0,90
Totale	G		5,04
Totale	Q : Plancher RDC (usage de commerces –boutiques)		4,00
Totale	Q : Plancher 1^{er} étage (usage administratif-locaux privée)		2,00
Totale	Q : Plancher 2^{ème} étage au 15^{ème} étage (usage habitation)		1,50

II.4.1.3.Plancher (dalle pleine)

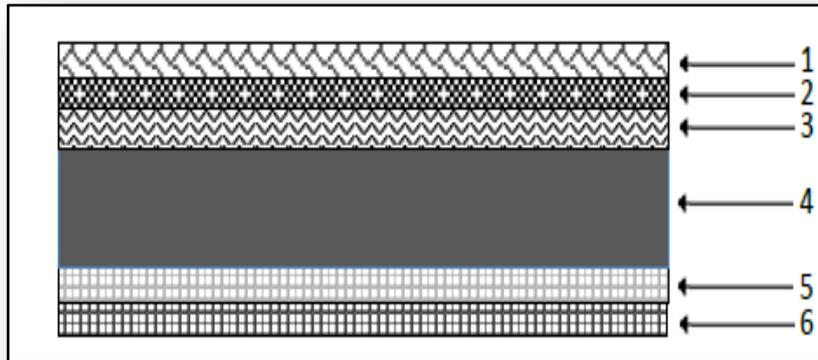


Figure II.4: Plancher (dalle pleine).

Tableau II.3: Charge et surcharge du plancher (dalle pleine).

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Sable fin pour mortier	0,02	0,36
4+5	Plancher (dalle pleine)	0,15	3,75
6	Enduit en plâtre	0,02	0,20
Totale	G		5,11

II.4.1.4.Mur extérieur (double cloison)

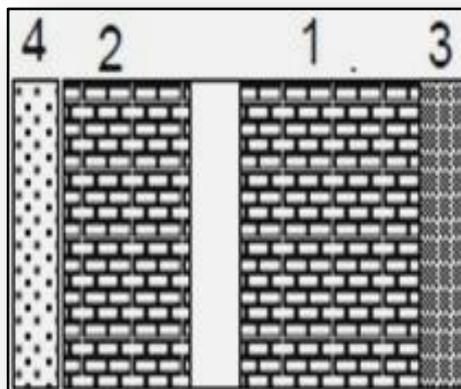


Figure II.5: Détail mur extérieur.

Tableau II.4 : Charge et surcharge des murs extérieurs.

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Brique creuses à l'extérieur	0,15	1,30
2	Brique creuses à l'intérieur	0,10	0,90
3	Mortier de ciment extérieur	0,02	0,36
4	Enduit intérieur en plâtre	0,015	0,15
Totale	G (RDC, 1^{er} au 15^{ème} étage)		2,71

➤ **Remarque**

Le mur de la façade contient ouvertures (portes, fenêtres) donc il est nécessaire d'opter un coefficient de pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes et fenêtres (70% G).

$$G = 0,7 \times 2,71 = 1,897 \text{ Kn/m}^2.$$

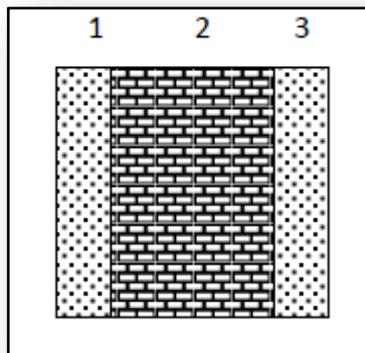
II.4.1.5. Mur intérieur

Figure II.6: Détail d'un mur intérieur.

Tableau II.5: Charge et surcharge des murs intérieurs.

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Enduit intérieur en plâtre	0,015	0,15
2	Brique creuses	0,10	0,90
3	Mortier de ciment extérieur	0,015	0,27
Totale	G (RDC, 1^{er} au 15^{ème} étage)		1,32

II.4.2.Charges d'exploitations

Les charges d'exploitations ou surcharges sont celles qui résultent de l'usage des locaux. Elles correspondent aux mobiliers, aux matériels, aux matières en dépôt et aux personnes pour un mode normal d'occupation.

II.4.2.1.Loi de dégression des charges d'exploitations

Puisque il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages, qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q de bas vers le haut.

Sous terrasse q_0 ;

Sous étage 1 $q_0 + q_1$;

Sous étage 2 $q_0 + 0,95 (q_1 + q_2)$;

Sous étage 3 $q_0 + 0,90 (q_1 + q_2 + q_3)$;

Sous étage 4 $q_0 + 0,85 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$;

Sous étage n $q_0 + \frac{3+n}{2n} (q_1 + q_2 + \dots + q_n)$ Pour $n \geq 5$.

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment et $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les surcharges d'exploitation relatives aux planchers 1, 2, ... , n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d'exploitations suivantes :

Tableau II.6: Dégression des charges d'exploitations.

Niveau des planchers	Charges d'exploitations	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
15	Q ₀	$\Sigma_0 = q_0$	1,00
14	Q ₁	$\Sigma_1 = q_0 + q_1$	2,50
13	Q ₂	$\Sigma_2 = q_0 + 0,95 (q_1 + q_2)$	3,85
12	Q ₃	$\Sigma_3 = q_0 + 0,90 (q_1 + q_2 + q_3)$	5,05
11	Q ₄	$\Sigma_4 = q_0 + 0,85 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$	6,10
10	Q ₅	$\Sigma_5 = q_0 + 0,80 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5)$	7,00
09	Q ₆	$\Sigma_6 = q_0 + 0,75 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6)$	7,75
08	Q ₇	$\Sigma_7 = q_0 + 0,71 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7)$	8,50
07	Q ₈	$\Sigma_8 = q_0 + 0,69 (q_1 + q_2 + \dots + q_8)$	9,28
06	Q ₉	$\Sigma_9 = q_0 + 0,67 (q_1 + q_2 + \dots + q_9)$	10,05
05	Q ₁₀	$\Sigma_{10} = q_0 + 0,65 (q_1 + q_2 + \dots + q_{10})$	10,75
04	Q ₁₁	$\Sigma_{11} = q_0 + 0,64 (q_1 + q_2 + \dots + q_{11})$	11,56
03	Q ₁₂	$\Sigma_{12} = q_0 + 0,63 (q_1 + q_2 + \dots + q_{12})$	12,34
02	Q ₁₃	$\Sigma_{13} = q_0 + 0,62 (q_1 + q_2 + \dots + q_{13})$	13,09
01	Q ₁₄	$\Sigma_{14} = q_0 + 0,61 (q_1 + q_2 + \dots + q_{14})$	14,12
RDC	Q ₁₅	$\Sigma_{15} = q_0 + 0,60 (q_1 + q_2 + \dots + q_{15})$	16,30

II.5. Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. Ils sont pré-dimensionnés en compression simple et leur résistance est notamment limitée par le risque de flambage.

Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure ; ce qu'il correspond à un poteau reprendre la surface du plancher la plus importante.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

Dans notre structure on a 5 types des coffrages :

- **Type 1** : RDC ;
- **Type 2** : les étages (1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}) ;
- **Type 3** : les étages (4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}) ;
- **Type 4** : les étages (8^{ème}, 9^{ème}, 10^{ème}, 11^{ème}) ;
- **Type 5** : les étages (12^{ème}, 13^{ème}, 14^{ème}, 15^{ème}) .

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right].$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression).
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité.

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$

- λ : Élancement d'E.U.L.R $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.
- l_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.
- B : Surface de la section du béton ($B = a \times b$).
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$)Situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$)Situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400$ MPA).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.
- A_s : Section d'acier comprimée.
- B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm.

d'épaisseur sur toute sa périphérie ($B_r = (a - 2)(b - 2)$) (cm^2)

On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$.

II.5.1.Exemple de calcul

On prend comme exemple de calcul les poteaux de RDC, d'où : $h_0 = 4,08$ m.

Donc : $L_f = 0,7 \times h_0 = 0,7 \times 4,08 \Rightarrow L_f = 2,856$ m.

II.5.1.1.Poteau le plus sollicité

On fixe notre choix au poteau axes (B, 4) comme il est motionné au figure suivante d'où la surface hachure c'est elle supporte par le poteau pour toute étages.

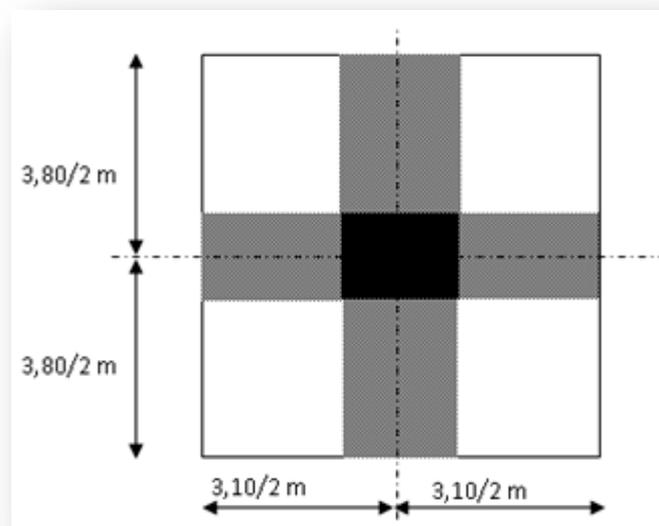


Figure II.7 : Le poteau le plus sollicité.

II.5.1.2.Surface reprise par poteau à chaque étage

Soit S La surface supportée par poteau axe (B, 4):

$$S = \left(\frac{3,80}{2} + \frac{3,80}{2} \right) \times \left(\frac{3,10}{2} + \frac{3,10}{2} \right)$$

$$S = 11,78 \text{ m}^2.$$

II.5.1.3.Effort normal ultime due à chaque niveau

a) Les efforts de compression due aux charges permanentes N_G

a.1) Poids propre des plancher terrasse

➤ Poids propre du plancher terrasse :

$$G_{\text{terrasse}} \times S = 6,49 \times 11,78 = 76,45 \text{ KN}.$$

a.2) Poids propre des planchers étages courants et de plancher RDC

- Poids propre du plancher étages courants

$$G_{\text{RDC,ETAGE courants}} \times S = 5,04 \times 11,78 = 59,37 \text{ KN.}$$

a.3) Poids propre de plancher (dalle pleine)

- Poids propre du plancher étages courants

$$G_{\text{SS}} = 5,99 \times 11,78 = 70,56 \text{ KN.}$$

a.4) Poids propre des poutres principales

- $G_{\text{p,principale}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$

$$\text{➤ } G_{\text{p,principale}} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times \left(\frac{3,8}{2} + \frac{3,8}{2} \right) = 11,4 \text{ KN.}$$

a.5) Poids propre des poutres secondaires

- $G_{\text{p,secondaire}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L .$

$$\text{➤ } G_{\text{p,secondaire}} = 25 \times 0,30 \times 0,35 \times \left(\frac{3,1}{2} + \frac{3,1}{2} \right) = 8,14 \text{ KN.}$$

a.6) Poids propre totale

- $G_{\text{total}} = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{RDC,EAGE courants}} \times n + (G_{\text{p,principale}} + G_{\text{p,secondaire}}) \times n.$

Avec : n c'est le nombre de plancher d'étages courants; n=15.

- $G_{\text{total}} = 76,45 + 59,37 \times 15 + (11,4 + 8,14) \times 15.$

$$\Rightarrow G_{\text{total}} = 1260,1 \text{ KN.}$$

b) Les efforts de compression due aux charges d'exploitation

- $Q_{\text{total}} = Q \times S = 16,3 \times 11,78 \Rightarrow Q_{\text{total}} = 192,01 \text{ KN.}$

c) Majoration des efforts

On doit majorer les efforts de 10 %

- $N_G = 1,1 \times 1260,1 = 1386,11 \text{ KN.}$

- $N_Q = 1,1 \times 213,22 = 234,54 \text{ KN.}$

- $N_U = (1,35 \times 1386,11) + (1,5 \times 234,54) = 2188,07 \text{ KN} \Rightarrow N_U = 2188,07 \text{ KN.}$

II.5.1.4. Détermination de (a)

$$B = b.a; I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{285,6}{(0,289 \times a)} \leq 50.$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{285,6}{0,289 \times 50} = 19,76$$

On prend

a = 50 cm.

$$\lambda = 0,7 \times \frac{L_0}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{285,6}{(0,289 \times 50)} = 19,76 < 50.$$

$\lambda = 19,76 < 50$ Condition vérifiée.

II.5.1.5.Détermination de (b)

Selon les règles du **B.A.E.L 91 modifier 99**, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \alpha \cdot \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right].$$

$$B_r = (50 - 2)(b - 2) = 48 \times (b - 2) \text{ cm}.$$

➤ Selon (**R.P.A 99 /version 2003**) $A_s = 0,8\% B_r$ Zone IIa.

$$A_s = 0,8\% [48(b - 2)] = 0,384(b - 2) \text{ cm}^2.$$

$$\lambda = 19,76 < 50$$

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} \right].$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(19,76/35)^2} = 0,79$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ;$$

$$F_e = 400 \text{ MPa} ;$$

$$\gamma_b = 1,5 ;$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right].$$

$$N_u \leq 0,79 \times \left[\frac{48 \times (b - 2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,384 \times (b - 2) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 29,08 \text{ cm}$$

Donc on prend $b = 50 \text{ cm}$.

II.5.1.6. Vérification selon (R.P.A99/version 2003)

Dimensions minimaux requis par le (R.P.A99/version 2003)

D’après l’article 7.4.1, pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a; b) = \min(50; 50) = 50 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a; b) = \min(50; 50) \geq \frac{408}{20} = 20,4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{50}{50} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \end{array} \right.$$

Avec : h_e : Hauteur d’étage.

Donc on adopte pour les poteaux de RDC une section carrée $(a \times b) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$

Tableau II.7: Tableau récapitulatif des sections des poteaux par types.

Les types	Niveaux	Section (a x b) cm ²
5	16	(30 x 30)
	15	
	14	
	13	
4	12	(40 x 40)
	11	
	10	
3	9	(45 x 45)
	8	
	7	
2	6	(50 x 50)
	5	
	4	
1	3	(55 x 55)
	2	
	1	
	RDC	

II.6.Pré-dimensionnement des voiles

L'épaisseur des murs voile (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les Règle Parasismique Algériennes **R.P.A 99/ version 2003**. D'où leur l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent), et d'autre part à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations. D'après le (**R.P.A99/version 2003**) article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition: $L \geq 4e$.

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

Avec :

L : longueur de voile ;

e : épaisseur du voile. L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.

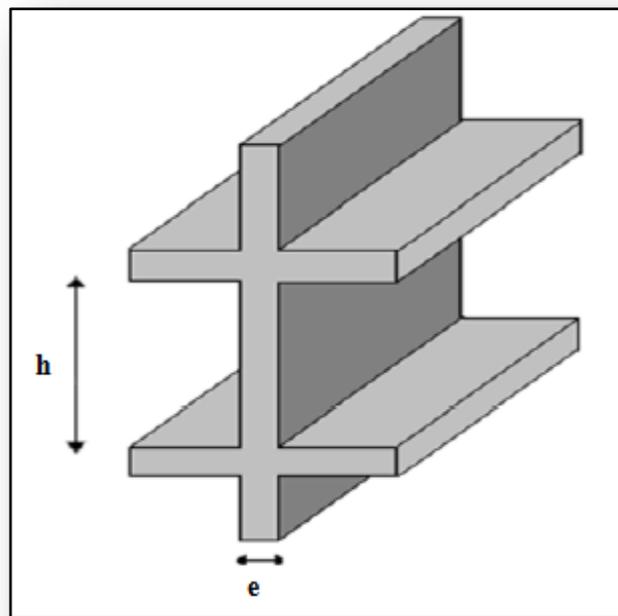


Figure II.8: Coupe de voile en élévation.

II.6.1.Pour RDC

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22} ; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 20 \text{ cm.} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{408}{22} \rightarrow e \geq 18,55 \text{ cm.}$$

II.6.2. Pour le reste des étages

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 20 \text{ cm.} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{324}{22} \rightarrow e \geq 14,72 \text{ cm.}$$

Avec

L : Longueur du voile ;

e : Épaisseur du voile ;

h_e : Hauteur d'étage.

Donc l'épaisseur des voiles des contreventements: $e = 25 \text{ cm}$.

II.7. Conclusion

Etant donné que le pré-dimensionnement des éléments structuraux est effectué, et que toutes les exigences réglementaires sont satisfaites, on adopte les dimensions suivantes :

- Poutres principales : $30 \times 40 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $30 \times 35 \text{ cm}^2$.
- Epaisseur des voiles : $e = 25 \text{ cm}$.
- Les poteaux :
 - RDC-3^{ème} étage : $(b \times h) = (55 \times 55) \text{ cm}^2$.
 - 4^{ème} -6^{ème} étage : $(b \times h) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$.
 - 7^{ème} -9^{ème} étage : $(b \times h) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$.
 - 10^{ème} -12^{ème} étage : $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$.
 - 13^{ème} -16^{ème} étage : $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

III.1.Introduction

Les planchers utilisés sont de type dalle pleine et à corps creux avec une dalle de compression en béton armé, formant ainsi un diaphragme horizontal rigide, transmettant les charges horizontales et verticales aux éléments verticaux.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- Plancher à corps creux ;
- Plancher à dalle pleine .

Les planchers assurent deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance**

Les planchers supportant leurs poids propre et les surcharges d'exploitations.

- **Fonction d'isolation**

Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages, Comme notre projet a usage d'habitation et commerce et administratif, on adopte un plancher à corps creux qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur les quelles reposent les entrevous. Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

III.2.Dimensionnement des poutrelles

Notre projet étant une construction courante à une surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{KN/m}^2$). La hauteur du plancher est 20 cm soit (16+4) cm.

Avec : $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{corps creux ;} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression.} \end{cases}$

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur avec un espacement de 65 cm entre axes. Hauteur du plancher : $h_t=20 \text{ cm}$ épaisseur de la nervure : $h_0=4 \text{ cm}$ Largeur de la dalle de compression: $b_0=12 \text{ cm}$.

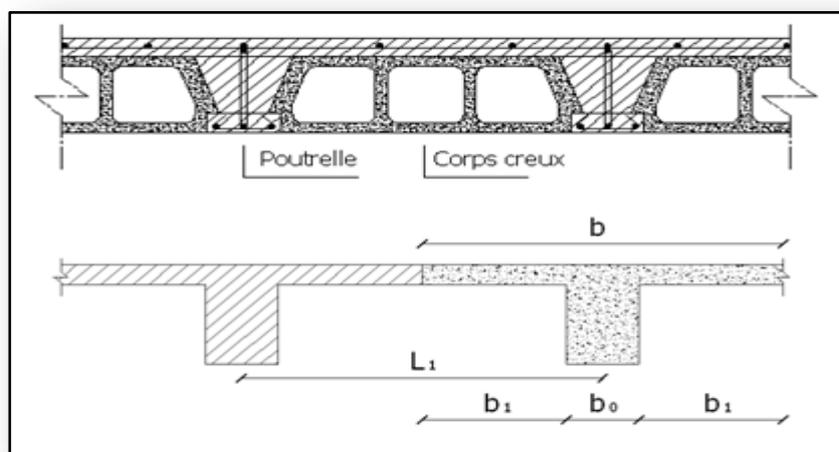


Figure III.1 : Dimensionnement des poutrelles.

➤ **Calcul de la largeur (b) de la poutrelle**

Le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes:

$$b=2b_1+b_0 \dots\dots\dots (1)$$

la portée maximale est :

$$L = 2,60 \text{ m et } l_1=65\text{cm.}$$

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5 \text{ cm.} \\ b_1 \leq \frac{260}{10} = 26 \text{ cm.} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm.} \end{cases}$$

Soit : $b_1 = 26\text{cm.}$

Pour avoir :

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$\Rightarrow 2 \times 26 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

II.2.1.Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait en respectant les deux critères suivants :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité.

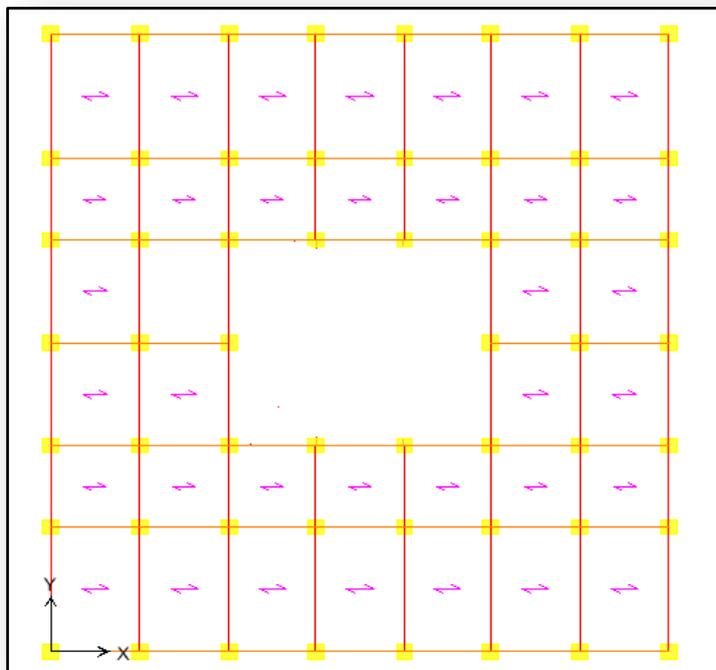


Figure III.2 : Disposition des poutrelles.

III.3.Méthode de calcul des poutrelles

III.3.1.Méthode forfaitaire

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement **B.A.E.L 91 modifier 99** est proposé une méthode simplifiée applicable pour les planchers courants si les conditions ci après sont satisfaites.

III.3.1.1.Les conditions d'application de la méthode forfaitaire

Cette méthode est applicable si les quatre conditions suivantes sont remplies :

- La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G; 5 \text{ KN/m}^2)$;
- Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées ;
- Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25 ; $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$;
- la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

III.3.1.2.Principe de calcul

Il exprime les maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques " M_0 " de la travée indépendante.

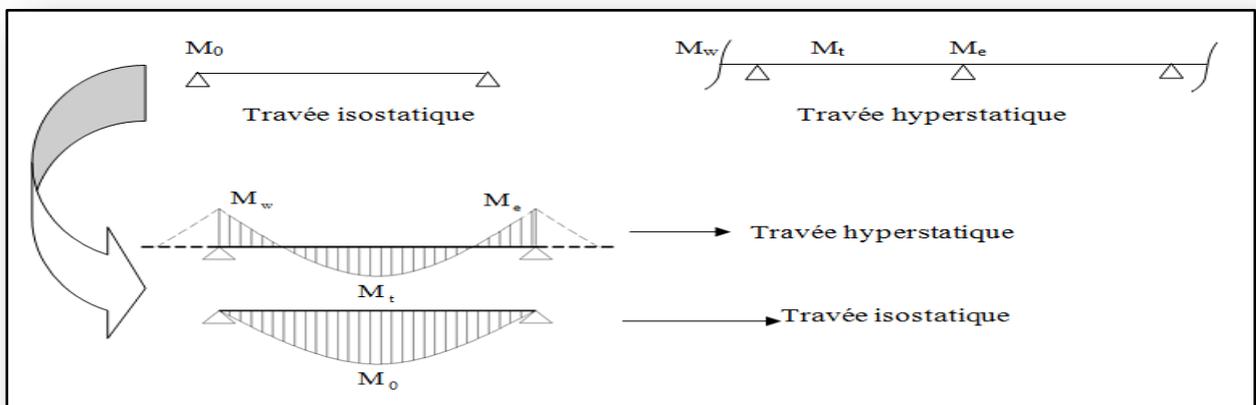


Figure III.3: Diagrammes des moments corrigés.

Selon le **B.A.E.L 91 modifier 99**, les valeurs de M_w , M_t , M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

$$M_t \geq \max[1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0] - (M_w + M_e)/2$$

$$M_t \geq (1 + 0,3 \alpha)M_0/2 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

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

M_0 : Le moment maximal dans la travée indépendante ;

M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée ;

M_w : Le moment sur l'appui gauche de la travée ;

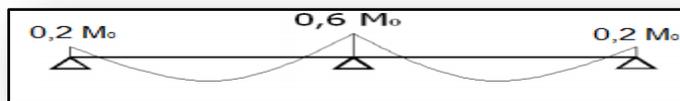
M_e : Le moment sur l'appui droit de la travée.

$\alpha = Q/(G + Q)$ Le rapport de la charge d'exploitation a la somme des charges permanentes et d'exploitations.

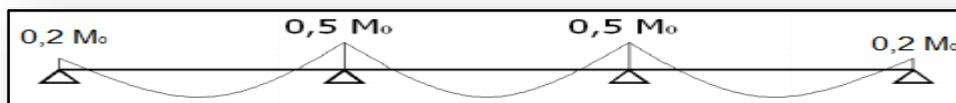
III.3.1.3. Les valeurs des moments aux appuis

Les valeurs absolues des moments sur appuis sont évaluées selon le nombre des travées :

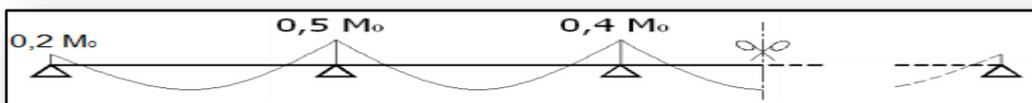
- Poutre continue à deux travées .



- Poutre continue à trois travées .



- Poutre continue à plus de trois travées.



III.3.1.4. Effort tranchant

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt ; des armatures longitudinales.

Le règlement **B.A.E.L 91 modifier 99**, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :

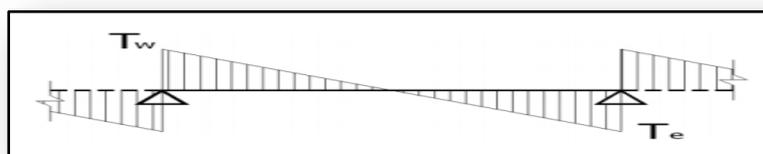
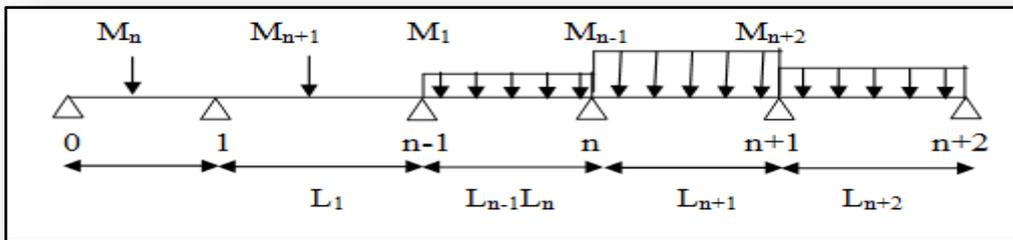


Figure III.4: Diagramme de l'effort tranchant.

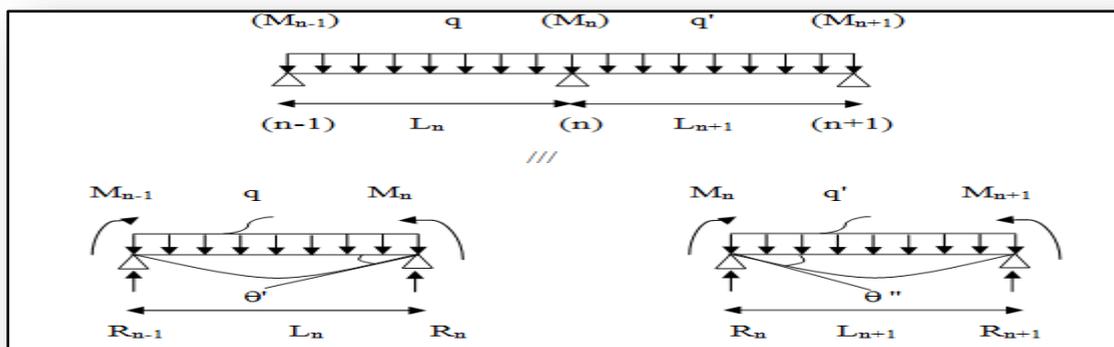
III.3.2. la méthode des trois moments (selon B.A.E.L 91 modifier 99 « Jean-Pierre Mougins ») page 183

➤ Principe de calcul de la méthode des trois moments

Pour les poutres continues à plusieurs appuis.

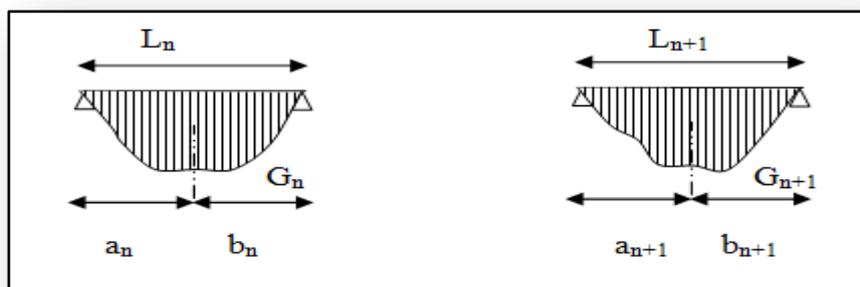


Isolant deux travées adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque; c'est un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur les déformations du système.



M_n, M_{n-1}, M_{n+1} : les moments de flexion sur appuis (n), (n-1), (n+1), il sont supposés positifs, suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité, ($\theta' = \theta''$).....(1)

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n, L_{n+1} sous les charges connues q, q' peuvent être tracer selon la méthode classique. M_n, M_{n-1}, M_{n+1} sont provisoirement omis.



G_n, G_{n+1} : les centres d'inertie des aires de diagramme des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1}, b_{n+1}$: sont la signification indiquésur la figure.

S_n et S_{n+1} : les aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1} .

$$\theta' = \theta'(M_{n-1}) + \theta'(M_n) + \theta'(M_{n+1})$$

Selon le théorème des aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \cdot a_n}{L_n \cdot E_I} + \frac{M_{n-1} \cdot L_n}{6 \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_n}{3 \cdot E_I}$$

$$\theta'' = \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1} \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_{n+1}}{3 \cdot E_I} + \frac{M_{n+1} \cdot L_{n+1}}{6 \cdot E_I}$$

$$\theta' = \theta'' \Rightarrow M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

C'est le théorème des trois moments et sous cette forme général il est applicable à tous les types de chargement. Cette équation est appelée (EQUATION DE CLAPEYRON).

III.4. Calcul du ferrailage

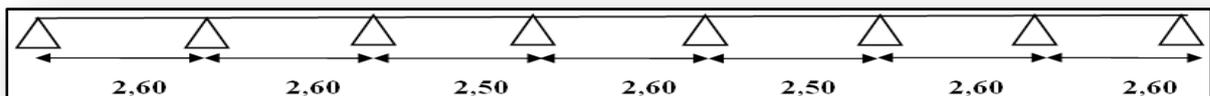
III.4.1. Planchers étages courants

III.4.1.1. Etude des poutrelles planchers étages courants

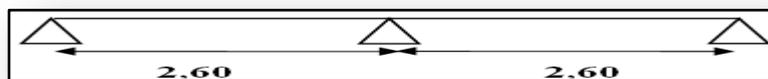
➤ Plancher RDC

On a deux (02) types des poutrelles par chaque niveau selon le nombre et des longueurs des travées.

Type 01 : Travées A-B; B-C; C-D; D-E; E-F; F-G ; G-H.

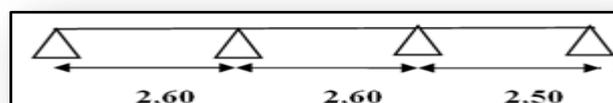


Type 02 : Travée A-B ; B-C.

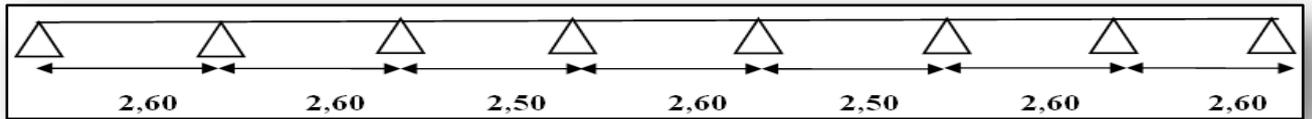


➤ Plancher 1^{er} au 9^{ème} étage

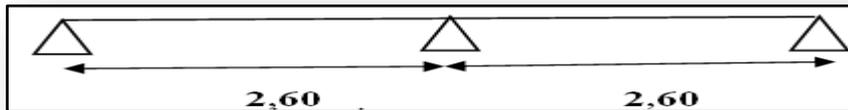
Type 01 : Travées A-B; B-C; C-D.



Type 02 : Travées A-B; B-C; C-D; D-E; E-F; F-G ;G-H.

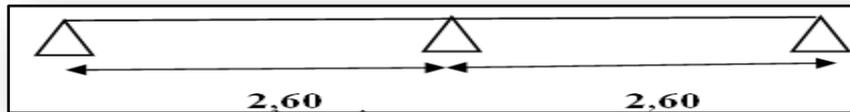


Type 03 : Travée A-B ;B-C.

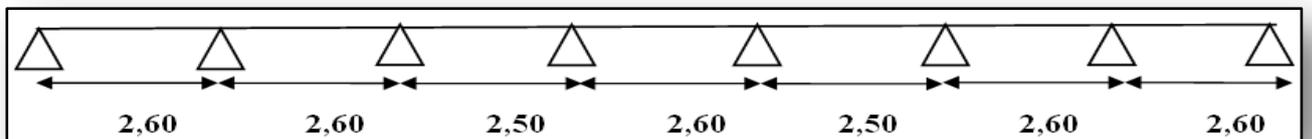


➤ **Plancher 10^{ème} au 14^{ème} étage**

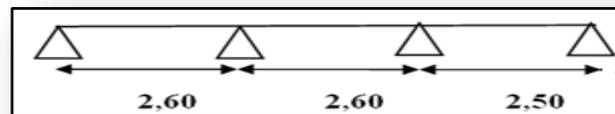
Type 1 : Travée A-B ; B-C.



Type 2 : Travée A-B; B-C; C-D; D-E; E-F; F-G ;G-H.



Type 3 : A-B; B-C; C-D.



➤ **Les combinaisons de charges**

Les charges par mètre linéaire /ml.

➤ **Plancher RDC**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,04 \times 0,65 = 3,22 \text{ KN/ml.} \\ Q = 2 \times 0,65 = 1,28 \text{ KN/ml.} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,27 \text{ KN/ml.} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,5 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

➤ **Plancher 1^{ère} au 14^{ème} étage**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,04 \times 0,65 = 3,22 \text{ KN/ml.} \\ Q = 1,50 \times 0,65 = 0,96 \text{ KN/ml.} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,79 \text{ KN/ml.} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,18 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

➤ **Plancher RDC**

➤ la charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$;

$$Q = 2 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2G = 10,08 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2);$$

$Q = 2 \text{ KN/m}^2 \leq 10,08 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée.

➤ **Plancher 1^{er} au 14^{ème} étage**

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2G = 10,08 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2);$$

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq 10,08 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée.

Tableau III.1: Rapport entre les travées successives.

Travées	A-B	B-C	C-D	D- E	E- F	F-G	G-H
Portée	2,60	2,60	2,50	2,60	2,50	2,60	2,60
Rapport	1	1.04	0.96	1.04	0.96	1	

$$0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25 \text{Condition vérifiée.}$$

Puisque toutes les conditions sont satisfaites pour les planchers étages courants donc la méthode forfaitaire est applicable.

b) Sollicitations

➤ **Plancher RDC**

b .1)E.L.U

- $q_u = (1,35G + 1,5Q) = 6,27 \text{ KN/ml.}$
- $\alpha = Q / (G + Q) = 2 / (5,04 + 2) = 0,28.$
- $(1 + 0,3\alpha) = 1,08 > 1,05$ donc on doit tenir compte de 1,08.
- $(1,2 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,64$ (travée de rive).
- $(1 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,54$ (travée intermédiaire).

b.1)E.L.S

- $q_s = (G + Q) \times 0,65 \rightarrow q_s = 4,5 \text{ KN/ml.}$

➤ Exemple de calcul type 02

• Moments fléchissant (isostatiques)

$$M_0^{AB} = \frac{6,27 (2,60)^2}{8} = 5,29 \text{ KN.m.}$$

$$M_0^{BC} = \frac{6,27 (2,60)^2}{8} = 5,29 \text{ KN.m.}$$

➤ Moments sur appuis

En appui (A) et (C) : $M_A = M_C = 0,2M_0$.

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2(5,29) = 1,05 \text{ KN.m.}$$

$$M_C = 0,2M_0^{BC} = 0,2(5,29) = 1,05 \text{ KN.m.}$$

En appuis (B) : $M_B = 0,5 \text{ Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC})$.

$$M_B = 0,5 \text{ Max}(5,29; 5,29) = 2,645 \text{ KN.m.}$$

➤ Moments En travées

- $M_t \geq \max [1,05M_0; (1 + 0,3\alpha) M_0] - \frac{(M_w + M_e)}{2}$.
- $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$ dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$ dans une travée de rive.

Travée (AB) et(BC)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{(AB)} \geq 1,08.M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 3,60 \text{ KN.m} \\ M_T^{(AB)} \geq 0,64.M_0^{AB} = 3,38 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{(AB)} = 3,60 \text{ KN.m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{(BC)} \geq 1,08.M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 3,60 \text{ KN.m} \\ M_T^{(BC)} \geq 0,64.M_0^{BC} = 3,38 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{(BC)} = 3,60 \text{ KN.m.}$$

➤ Efforts tranchants

Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée étant calculées selon la formule suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + q_u \frac{L}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - q_u \frac{L}{2} \end{array} \right.$$

Avec : $\begin{cases} T_w : \text{effort tranchant a droit} \\ T_e : \text{effort tranchant a gauche} \end{cases}$

$$\text{Travée (A-B)} \begin{cases} T_w = \frac{1,05 - 3,17}{2,60} + 6,27 \frac{2,60}{2} = 7,33 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{1,05 - 3,17}{2,60} - 6,27 \frac{2,60}{2} = -8,96 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée (B-C)} \begin{cases} T_w = \frac{3,17 - 1,05}{2,60} + 6,27 \frac{2,60}{2} = 8,96 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{3,17 - 1,05}{2,60} - 6,27 \frac{2,60}{2} = -7,33 \text{ KN.} \end{cases}$$

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (RDC).

Type	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S					
			M(KN.m) et T(KN)						M(KN.m) et T(KN)					
			M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
1	AB	2,60	5,29	1,05	2,64	3,86	7,53	-8,76	3,80	0,76	1,90	2,77	5,41	-6,28
	BC	2,60	5,29	2,64	2,11	3,33	8,35	-7,94	3,80	1,90	1,52	2,39	5,99	-5,70
	CD	2,50	4,89	2,11	2,11	3,17	7,83	-7,83	3,51	1,52	1,52	2,27	5,62	-5,62
	DE	2,60	5,29	2,11	2,11	3,60	8,15	-8,15	3,80	1,52	1,52	2,58	5,85	-5,85
	EF	2,50	4,89	2,11	2,11	3,17	7,83	-7,83	3,51	1,52	1,52	2,27	5,62	-5,62
	FG	2,60	5,29	2,11	2,64	3,33	7,94	-8,35	3,80	1,52	1,90	2,39	5,70	-5,99
	GH	2,60	5,29	2,64	1,05	3,86	8,76	-7,53	3,80	1,90	0,76	2,77	6,28	-5,41
2	AB	2,60	5,29	1,05	3,17	3,60	7,33	-8,96	3,80	0,76	2,28	3,34	5,26	-6,43
	BC	2,60	5,29	3,17	1,05	3,60	8,96	-7,33	3,80	2,28	0,76	3,34	6,43	-5,26

➤ **Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'E.L.U)**

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.
Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit:

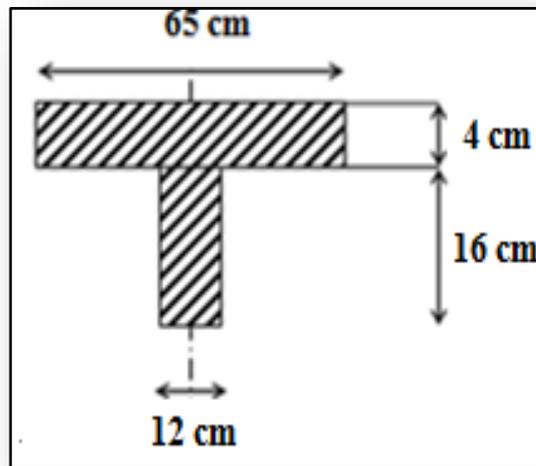


Figure III.5: La section de la poutrelle calculée (en T).

➤ **ferrillages de (RDC)**

$$\text{RDC} \begin{cases} M_{0 \max} = 5,29 \text{ KN.m.} \\ M_{t \max} = 3,86 \text{ KN.m.} \\ M_{a(\text{rive}) \max} = 1,05 \text{ KN.m.} \\ M_{a(\text{intermédiaire}) \max} = 3,17 \text{ KN.m.} \\ T_{\max} = 8,96 \text{ KN.} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage en travée**

a) Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_{t \text{ ab}} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right).$$

$$M_{t \text{ ab}} = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 2) \cdot 10^{-3} = 58,04 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t \max} = 3,86 \text{ KN.m} < M_{t \text{ b}} = 58,04 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t^u < M_0.$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à $M_{t \max} = 3,86 \text{ KN.m}$.

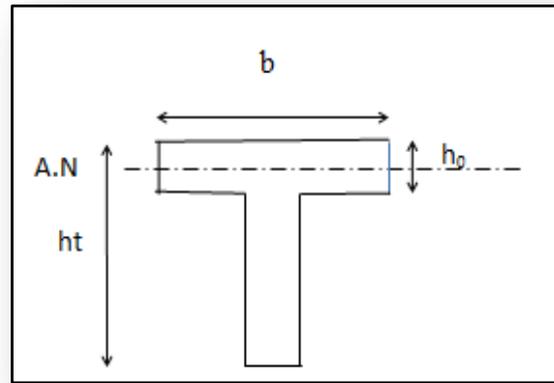


Figure III.6: Position de l'axe neutre.

b) Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{3,86 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,013 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0.$$

$$\mu = 0,013 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0163;$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,993$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3,86 \times 10^3}{0,993 \times 18 \times 348} = 0,62 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 0,62 \text{ cm}^2.$$

c) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 modifier 99 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_t}{f_e}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[1,28; 1,39]$$

$$A_{\min} = 1,39 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,39; 0,62) = 1,39 \text{ cm}^2.$$

Le choix

$$A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2.$$

➤ **Ferraillage Sur appuis**➤ **Appuis intermédiaire**

Etat- limite ultime de résistance.

$$M_a^u \text{ max (intermédiaire)} = 3,17 \text{ KN.m.}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension:

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2.$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{intermédiaire})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{3,17 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 12} = 0,057 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,073;$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,970;$$

$$\sigma_s = \frac{f}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{s(\text{intermédiaire})} = \frac{M_{a(\text{intermédiaire})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3,17 \times 10^3}{0,970 \times 18 \times 348} = 0,52 \text{ cm}^2.$$

➤ **Appuis de rive**

$$M_a^u \text{ max(rive)} = 1,05 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{rive})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{1,05 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 12} = 0,019 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,024.$$

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

$$A_{s(\text{rive})} = \frac{M_{a(\text{rive})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,05 \times 10^3}{0,997 \times 18 \times 348} = 0,168 \text{ cm}^2.$$

d)Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 modifier 99 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,24; 0,26]$$

$$A_{\min(\text{intermédiaire})} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{a \text{ doptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 0,52) = 0,52 \text{ cm}^2.$$

Le choix

$$A_s = 2T10 = 1,58 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min(\text{rive})} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 0,168) = 0,26 \text{ cm}^2.$$

Le choix

$$A_s = 1T10 = 0,79 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérifications**

e) L'influence de l'effort tranchant

D'après le (B.A.E.L 91 modifier 99 art A.5.1,211) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{8,96 \times 10^3}{12 \times 18 \times 100} = 0,41 \text{ MPa}.$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

f) Section et écartement des armatures transversales A_t

f.1) Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{1\min}\right).$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 5,71 \approx 8 \text{ mm}.$$

On prend

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2.$$

f.2) Calcul des espacements

$$\left\{ S_t \leq \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \right.$$

$$\left. S_t \leq \min(16,2; 40) \text{ cm} \right.$$

$$S_t \leq 16,20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$$

f.3) La section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\gamma_s \left(\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj} \right)}{0,9 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

$K=1$ (fissuration non préjudiciable).

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_c = 235 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow A_t \geq \frac{\gamma_s \left(\tau_u - 0,3k.f_{tj} \right)}{0,9.f_c} \cdot b_0 \cdot s_t$$

$$A_t \geq \frac{1,15(0,41 - 0,3 \times 1 \times 2,1)}{0,9 \times 235} \times 0,12 \times 0,15 \Rightarrow A_t = -2,26 \cdot 10^{-5}$$

La section exigée par la condition de non fragilité (**B.A.E.L 91 modifier 99**).

g) Pourcentage minimal des armatures transversales

$$\frac{A_t \times f_c}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_c}{b \times s_t} \geq \max (0,20; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \left(\frac{0,4 \times b_0 \times S_t}{f_c} \right) = \frac{0,4 \times 0,12 \times 0,15}{235} = 3,06 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \approx 0,31 \text{ cm}^2$$

Alors on adopte

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2$$

h) Compression de la bille d'about

La contrainte de compression dans la bielle est

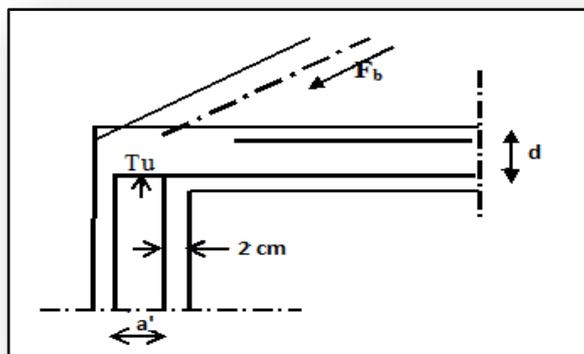


Figure III.7: Compression de la bille d'about.

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ avec : } \begin{cases} F_b = T_u \times \sqrt{2} \\ S = \frac{a \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$D'où : \bar{\sigma}_b = \frac{2.T}{a.b_0}$$

a = la longueur d'appui de la bielle $\leq 0,9 \times d$

On doit avoir : $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45^0 donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,85 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a.b_0} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T_u \cdot \gamma_b}{0,85.b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 8,96 \times 10^3 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 1,05 \text{ cm.}$$

$$a = \min(a'; 0,9 \times d)$$

$$\Rightarrow a' = c - c' - 2\text{cm} = 45 - 2 - 2 = 41\text{cm.}$$

$a = \min(41 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,20\text{cm} > 1,05 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

i)Vérification à L' E .L .S

i.1)Au niveau des travées

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st}

$$\begin{cases} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier } F_e 400 \end{cases} \Rightarrow \text{Si : } \alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

i .2)Vérification des compressions dans le béton à l'E.L.S

Si la condition ci-dessous est vérifiée la vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile (sur appuis et en travées).

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} ;$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III.3 : Vérification des compressions.

	M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	α	$\left(\frac{\gamma-1}{2}\right) + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Appuis	3,17	2,28	0,073	0,233	Condition vérifiée
Travée	3,86	3,34	0,016	0,327	Condition vérifiée

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues.

j)Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \bar{V}_u \text{ et } V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28} \Rightarrow \frac{0,75 \cdot V_u}{b_0 \cdot f_{c28}} \leq \alpha \leq d_1$$

Lorsque « a » n'est pas donnée on utilise la formule suivant :

$$a = l_a - 2\text{cm} \text{ tel que : } l_a = l_s - \text{Type de crochet}$$

l_a : Longueur d'ancrage.

l_s : Longueur de scellement droit(donnée a partir du B.A.E.L 91 modifier 99).

On choisit par exemple un crochet de 90°

$$\text{Donc : } l_a = l_s - 24,69\phi \text{ tel que : } l_s = 35\phi \text{ (} F_{c28} = 25\text{MPa; } F_e = 400\text{)}$$

$$l_a = 10,31\phi = 10,31 \times 1,00 = 10,31\text{cm}$$

$$\text{Alors : } a = l_a - 2 = 10,31 - 2 = 8,31\text{cm}$$

$$\bar{V}_u = 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0,267(8,31 \times 1,2) \times 10^2 \times 25 = 66,56\text{KN}$$

$$V_u \leq \bar{V}_u \Rightarrow 8,96 \text{ KN} \leq 66,56 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

k)Vérification des armatures longitudinales

Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s} \quad ; \quad A_s = \frac{1,15 \times 8,96 \times 10^3}{400} = 0,25\text{cm}^2$$

$$A_s = 2,36\text{cm}^2 \geq 0,25\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

l)Vérification de la contrainte d'adhérence limite

Il faut vérifier que : $\tau_s \leq \bar{\tau}_s$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \cdot 0,23 \sum \mu} \quad ; \quad (\sum \mu : \text{Étant la somme des périmètres utiles des barres}).$$

$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}$; Pour les armatures à H.A $\rightarrow \psi_s = 1,5$ d'après le tableau :

$f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$;

$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$.

$\sum \mu = 3 \cdot 2 \cdot \pi \cdot R = 3 \cdot 2 \cdot 3,14 \cdot 0,8 = 15,07 \text{ cm}$.

$\tau_s = \frac{8,96 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,23 \cdot 0,1507} = 0,28 \text{ MPa}$

Donc

$\tau_s = 0,28 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,84 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

m) Vérification de la flèche

D'après **B.A.E.L 91 modifiée 99** : $f \leq f_{adm}$

Avec : $F_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \rightarrow L_{max}$: la portée maximal

Dans notre cas, on a :

$L_{max} = 2,60 \text{ m}$

$F_{adm} = \frac{260}{500} = 0,0052 \text{ m}$.

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{260} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow (0,076 \geq 0,044) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10 \cdot M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{260} \geq \frac{3,34}{10 \times 3,80} \right) \Rightarrow (0,076 \leq 0,087) \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.} \\ \left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{L}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{2,36}{12,18} = 0,011 \geq \frac{2,6}{400} = 0,0065 \right) \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.} \end{array} \right.$$

Vu que la 2^{ème} et 3^{ème} condition ne pas vérifiée; on procédera donc au calcul de la flèche.

Donc on passe au calcul pratique de la flèche:

On va calculer

$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10 E_i \cdot I_{f_i}} ; F_v = \frac{M_v \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{f_v}}$.

F_i : Flèche due aux charges de faible durée d'application. F_v : Flèche due aux charges de longue durée d'application.

$$\text{Avec : } E_{ij} = \sqrt[3]{11000(f_{c28})} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

$$E_{vj} = \sqrt[3]{3700(f_{c28})} = 10818,86 \text{ MPa.}$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i};$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g}.$$

I_0 : Moment d'inertie de la section total rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G ;

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

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée.

A) Détermination du centre de gravité

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0 / 2 + h - h_0) + [(h - h_0) b_0 (h - h_0) / 2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + \eta \cdot A_s};$$

$$y_G = \frac{(65 \cdot 4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4)12(20 - 4)/2] + 15 \cdot 2,36 \cdot 3}{(65 \cdot 4) + (20 - 4)12 + 15 \cdot 2,36};$$

$$y_G = 12,92 \text{ cm.}$$

B) Détermination du moment d'inertie

$$I_g = \frac{b y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 (h_t - y_G)^3}{3} + 15 A_s (d - y_G)^2;$$

$$I_g = \frac{65(12,92)^3}{3} - \frac{(65 - 12)(12,92 - 4)^3}{3} + \frac{12(20 - 12,92)^3}{3} + 15 \cdot 2,36(18 - 12,92)^2;$$

$$I_g = 31374,21 \text{ cm}^4.$$

C) Charges prises en comptes

$$1\text{-Charge avant mise de revêtement : } j = 2,80 \times 0,65 = 1,79 \text{ KN/m}^2.$$

$$2\text{-Charge après mise de revêtement : } G = 5,04 \times 0,65 = 3,22 \text{ KN/m}^2.$$

$$3\text{-Charge total à l'E.L.S: } P = (G + Q); P = (5,04 + 2) \times 0,65 = 4,50 \text{ KN/m}^2.$$

D) Calcul des moments correspondants

$$M_j = 0,85 \times j \times L^2 / 8 = [0,85 \times 1,79 \times (2,6)^2] / 8 = 1,28 \text{ KN.m.}$$

$$M_G = 0,85 \times G \times L^2 / 8 = [0,85 \times 3,22(2,6)^2] / 8 = 2,31 \text{ KN.m.}$$

$$M_P = 0,85 \times P \times L^2 / 8 = [0,85 \times 4,50 \times (2,6)^2] / 8 = 3,23 \text{ KN.m.}$$

E) Calcul des contraintes

$$\sigma_{sI} = \frac{M_j}{A_s \cdot Z} = \frac{1,28 \cdot 10^3}{2,36 \times 16,2} = 33,47 \text{ MPa}; \sigma_{sG} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{2,31 \cdot 10^3}{2,36 \times 16,2} = 60,42 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{sP} = \frac{M_P}{A_s \cdot Z} = \frac{3,23 \cdot 10^3}{2,36 \times 16,2} = 84,48 \text{ MPa}.$$

F) Calcul des coefficients

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \cdot 18} = 0,011$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f \cdot t_{28}}{(2 + 3 \cdot b_0/b) \cdot f} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3(12)/65) \cdot 0,011} = 3,72$$

$$\lambda_v = (2/5) \cdot \lambda_i = 1,488.$$

G) Calcul des coefficients (μ_i)

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f \cdot t_{28}}{(4 \cdot F \cdot \sigma_{si}) + f \cdot t_{28}}$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{(1,75 \cdot 2,1)}{(4 \cdot 0,011 \cdot 33,47) + 2,1} \right] = 1,02.$$

$$\mu_G = 1 - \left[\frac{(1,75 \cdot 2,1)}{(4 \cdot 0,011 \cdot 60,42) + 2,1} \right] = 0,77.$$

$$\mu_P = 1 - \left[\frac{(1,75 \cdot 2,1)}{(4 \cdot 0,011 \cdot 84,48) + 2,1} \right] = 0,63.$$

H) Calcul des moments d'inertie après fissuration

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)}$$

$$I_0 = I_G$$

$$\text{Avec : } I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

$$\text{Avec : } d'' = h - (\Phi + c) = 20 - (0,10 + 2) = 17,9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65 \cdot 20^3}{12} + 15 \left[2,36 \left(\frac{20}{2} - 7,9 \right)^2 + 0 \right] = 44875,98 \text{ cm}^4;$$

$$I_{Fj} = \frac{1,1 \cdot 44875,98}{(1 + 3,72 \cdot 1,02)} = 10296,09 \text{ cm}^4; I_{FG} = \frac{1,1 \cdot 44875,98}{(1 + 3,72 \cdot 0,77)} = 12773,93 \text{ cm}^4;$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \cdot 44875,98}{(1 + 3,72 \cdot 0,63)} = 14763,60 \text{ cm}^4; I_{FV} = \frac{1,1 \cdot 44875,98}{(1 + 0,77 \cdot 1,488)} = 23005,17 \text{ cm}^4.$$

D) Calcul des valeurs de la flèche correspondantes

$$F_i = \frac{M_i \times L^2}{10 \times E_i \times I_{FI}}$$

$$F_{ij} = \frac{1,28 \times (2,6)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 10296,09} = 0,024 \text{ cm};$$

$$F_{ig} = \frac{2,31 \times (2,6)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 12773,93} = 0,038 \text{ cm};$$

$$F_{ip} = \frac{3,23 \times (2,6)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 14763,60} = 0,045 \text{ cm};$$

$$F_{vg} = \frac{2,31 \times (2,6)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 23005,17} = 0,021 \text{ cm}.$$

$$F_{total} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}$$

$$F_{total} = 0,021 - 0,024 + 0,045 - 0,038 = 0,004 \text{ cm}.$$

$F_{total} = 0,004 \text{ cm} < f_{adm} = 0,52 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

➤ Schémas de ferrailage des poutrelles (RDC)

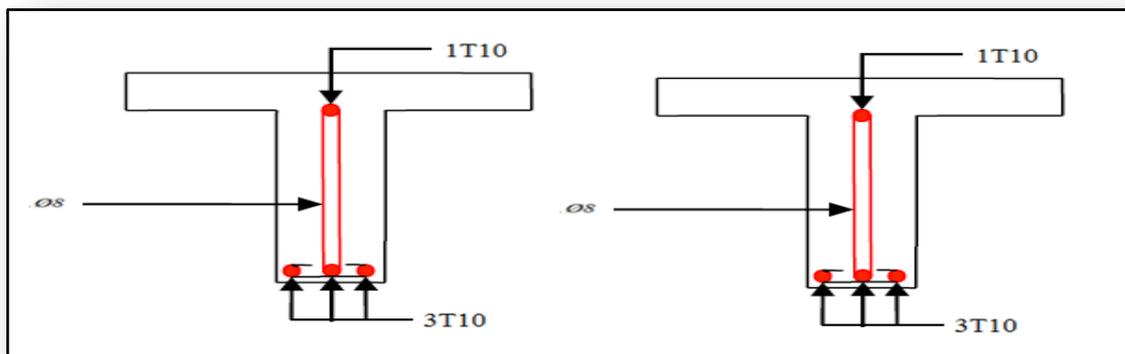


Figure III.8: Ferrailage des poutrelles de rives.

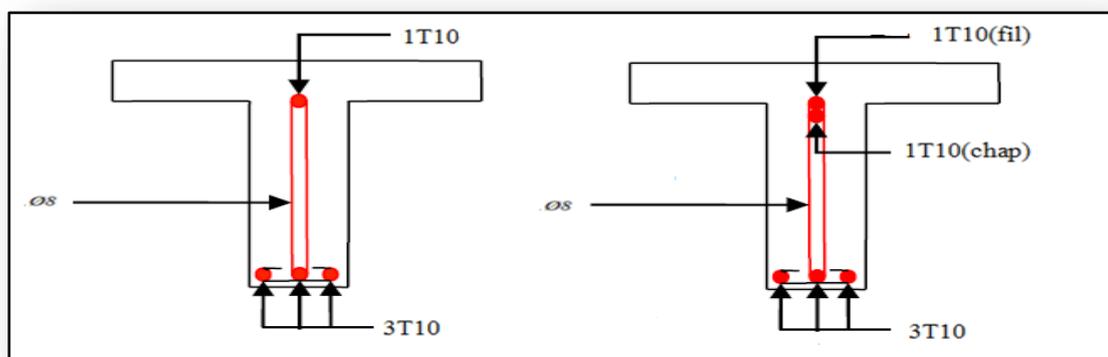


Figure III.9: Ferrailage des poutrelles intermédiaires.

Tableau III.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (étage courant 1^{er}- 14^{ème} étage).

Type	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S					
			M(KN. m) et T(KN)						M(KN.m) et T(KN)					
			M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
1	AB	2,60	5,04	1,01	2,52	3,62	7,18	-8,34	3,53	0,70	1,76	2,54	5,02	-5,84
	BC	2,60	5,04	2,52	2,01	3,12	7,95	-7,56	3,53	1,76	1,41	1,19	5,56	-5,29
	CD	2,50	4,66	2,01	1,01	3,47	7,86	-7,06	3,26	1,41	0,70	2,43	5,50	-4,94
2	AB	2,60	5,04	1,01	2,52	3,62	7,18	-8,34	3,53	0,70	1,76	2,54	5,02	-5,84
	BC	2,50	5,04	2,52	2,01	3,12	7,95	-7,56	3,53	1,76	1,41	2,19	5,56	-5,29
	CD	2,60	4,66	2,01	2,01	2,97	7,46	-7,46	3,26	1,41	1,41	2,07	5,22	-5,22
	DE	2,60	5,04	2,01	2,01	3,38	7,76	-7,76	3,53	1,41	1,41	2,36	5,43	-5,43
	EF	2,50	4,66	2,01	2,01	2,97	7,46	-7,46	3,26	1,41	1,41	2,07	5,22	-5,22
	FG	2,60	5,04	2,01	2,52	3,12	7,56	-7,95	3,53	1,41	1,76	2,19	5,43	-5,43
	GH	2,50	5,04	2,52	1,01	3,62	-8,34	-7,18	3,53	1,76	0,70	2,54	5,84	-5,02
3	AB	2,60	5,04	1,01	3,02	3,37	6,98	-8,53	3,53	0,70	2,11	2,37	4,89	-5,97
	BC	2,60	5,04	3,02	1,01	3,37	8,53	-6,98	3,53	2,11	0,70	2,37	5,97	-4,89

➤ ferrailages de 1^{er} étage- 14^{ème} étage

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0\max} = 5,04 \text{ KN.m.} \\ M_{t\max} = 3,62 \text{ KN.m.} \\ M_{a(\text{rive})\max} = 1,01 \text{ KN.m.} \\ M_{a(\text{intermediaire})\max} = 3,02 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 8,53 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

➤ Ferrailage en travée

a) Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_{tab} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tab} = 65 \times 4 \times 14,17(18 - 2) \cdot 10^{-3} = 58,04 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t \max} = 3,62 \text{ KN.m} < M_{tb} = 58,04 \text{ KN.m} \implies M_t^u < M_0$$

Donc la zone comprimée se trouve dans la table de compression.

\Rightarrow La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions :

$$(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2.$$

b) Vérification de l'existante des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{3,62 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,012 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0.$$

$$\mu = 0,012 < 0,392$$

$$\Rightarrow \text{pivot. A: } \xi_s = 10 \text{‰}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,015.$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994.$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3,62 \times 10^3}{0,994 \times 18 \times 348} = 0,58 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 0,58 \text{ cm}^2.$$

c) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 modifier 99 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_{\min} \geq \max[1,28; 1,39]$$

$$A_{\min} = 1,39 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,39; 0,58) = 1,39 \text{ cm}^2.$$

Le choix

$$A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2.$$

➤ Ferrailage Sur appuis

➤ Appuis intermédiaire

Etat- limite ultime de résistance :

$$M_a^u \text{ max(intermediaire)} = 3,02 \text{ KN.m.}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2.$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{intermediaire})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{3,02 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 12} = 0,054 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0.$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,069;$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,972.$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{s(\text{inter})} = \frac{M_{a(\text{intermediaire})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3,02 \times 10^3}{0,972 \times 18 \times 348} = 0,496 \text{ cm}^2.$$

➤ Appuis de rive

$$M_a^u \text{ max(rive)} = 1,01 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{rive})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{1,01 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 12} = 0,018 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0.$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,022.$$

$$\Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,990.$$

$$A_{s \text{ a(rive)}} = \frac{M_{a(\text{rive})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,01 \times 10^3}{0,990 \times 18 \times 348} = 0,16 \text{ cm}^2.$$

d) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 modifier 99 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} \right).$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,24; 0,26]$$

$$A_{\min(\text{intermediaire})} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{a \text{ adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 0,16) = 0,26 \text{ cm}^2.$$

Le choix

$$A_s = 2T10 = 1,58 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min(\text{rive})} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 0,16) = 0,26 \text{ cm}^2.$$

Le choix

$$A_s = 1T10 = 0,79 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérifications**

e) L'influence de l'effort tranchant

D'après le **B.A.E.L91 modifier 99 art A.5.1,211:**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{8,53 \times 10^3}{12 \times 18 \times 100} = 0,39 \text{ MPa.}$$

Fissuration peut nuisible

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

$$\tau_u = 0,39 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

f) Section et écartement des armatures transversales A_t

f.1) Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{1\min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10 \right) = 5,71 \approx 8 \text{ mm}$$

On prend

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2.$$

f.2) Calcul des espacements

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \\ S_t \leq \min(16,2; 40) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t \leq 16,20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

f.3) La section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\gamma_s \left(\tau_u - 0,3 k \cdot f_{tj} \right)}{0,9 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

$K=1$ (fissuration non préjudiciable).

$$\alpha = 90^0 \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1;$$

$$f_e = 235 \text{ MPa};$$

$$(*) \Rightarrow A_t \geq \frac{\gamma_s \left(\tau_u - 0,3k.f_{tj} \right)}{0,9.f_e} . b_0 . s_t$$

$$A_t \geq \frac{1,15(0,39 - 0,3 \times 1 \times 2,1)}{0,9 \times 235} \times 0,12 \times 0,15$$

$$A_t = -2,34.10^{-05}$$

La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L 91 modifier 99).

g) Pourcentage minimal des armatures transversales

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right).$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max (0,19; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \left(\frac{0,4 \times b_0 \times S_t}{f_e} \right) = \frac{0,4 \times 0,12 \times 0,15}{235} = 3,06 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \approx 0,31 \text{ cm}^2.$$

Alors on adopte

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2.$$

h) Compression de la bille d'about

La contrainte de compression dans la bielle est:

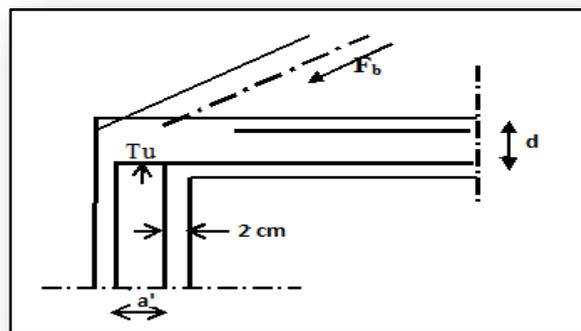


Figure III.10: Compression de la bille d'about.

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ avec : } \begin{cases} F_b = T_u \times \sqrt{2} \\ S = \frac{a \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$D'où : \bar{\sigma}_b = \frac{2.T}{a.b_0}$$

a = la longueur d'appui de la biellette $\leq 0,9 \times d$

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,85 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a.b_0} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2T_u \cdot \gamma_b}{0,85.b_0.f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 8,53 \times 10^3 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,10 \text{ cm.}$$

$$a = \min(a'; 0,9 \times d);$$

$$a' = c - c' - 2 \text{ cm} = 45 - 2 - 2 = 41 \text{ cm.}$$

$$a = \min(41 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm} > 0,10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

i) Vérification à L' E.L.S

i.1) Au niveau des travées

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st}

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier } F_e E 400 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Si : } a \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

i.2) Vérification des compressions dans le béton à l'E.L.S

Si la condition ci-dessous est vérifiée la vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile (sur appuis et en travées).

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100};$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III.5 : Vérification des compressions.

	$M_u(\text{KN.m})$	$M_{ser}(\text{KN.m})$	α	$\left(\frac{\gamma-1}{2}\right) + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Appuis	3,02	2,11	0,465	0,465	Condition vérifiée
Travée	3,62	2,54	0,462	0,462	Condition vérifiée

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Les armatures calculées à **L'E.L.U** seront maintenues.

j)Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \bar{V}_u \text{ et } V_u \leq 0,267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28} \Rightarrow \frac{0,75 \cdot V_u}{b_0 \cdot f_{c28}} \leq \alpha \leq d$$

Lorsque « a » n'est pas donnée on utilise la formule suivant :

$$a = l_a - 2\text{cm}$$

tel que : $l_a = l_s$ - Type de crochet

l_a : Longueur d'ancrage.

l_s : Longueur de scellement droit (donnée a partir du B.A.E.L91 modifier 99).

On choisit par exemple un crochet de 90°

$$\text{Donc : } l_a = l_s - 24,69\phi$$

tel que : $l_s = 35 \phi$ ($F_{c28} = 25\text{MPa}; F_e \text{ E400}$)

$$l_a = 10,31\phi = 10,31 \times 1,00 = 10,31\text{cm}$$

Alors :

$$a = l_a - 2 = 10,31 - 2 = 8,31\text{cm}$$

$$\bar{V}_u = 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0,267(8,31 \times 1,2) \times 10^2 \times 25 = 66,56\text{KN.}$$

$$V_u \leq \bar{V}_u \Rightarrow 8,53\text{KN} \leq 66,56\text{KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

k)Vérification des armatures longitudinales

Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$A_s = \frac{1,15 \times 8,53 \times 10^3}{400} = 0,24\text{cm}^2.$$

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \geq 0,24 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

l)Vérification de la contrainte d'adhérence limite

Il faut vérifier que : $\tau_s \leq \bar{\tau}_s$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \cdot 0,23 \sum \mu} ; (\sum \mu : \text{Étant la somme des périmètres utiles des barres})$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj} ; \text{ Pour les armatures à H.A } \rightarrow \psi_s = 1,5 \text{ d'après le tableau :}$$

$$f_{es} = 2,1 \text{ MPa;}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

$$\sum \mu = 3 \cdot 2 \cdot \pi \cdot R = 3 \cdot 2 \cdot 3,14 \cdot 0,8 = 15,07 \text{ cm.}$$

$$\tau_s = \frac{8,53 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,23 \cdot 0,1507} = 0,273 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_s = 0,273 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,84 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$

m)Vérification de la flèche

D'après **B.A.E.L 91 modifier 99** : $f \leq f_{adm}$

Avec : $F_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \rightarrow L_{max} : \text{ la portée maximal}$

Dans notre cas, on a : $L_{max} = 2,60 \text{ m}$

$$F_{adm} = \frac{260}{500} = 0,0052 \text{ m.}$$

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{260} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow (0,076 \geq 0,044) \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10 \cdot M_{0,ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{260} \geq \frac{2,54}{10 \times 3,53} \right) \Rightarrow (0,076 \geq 0,071) \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \\ \left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{L}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{2,36}{12,18} = 0,011 \geq \frac{2,6}{400} = 0,0065 \right) \dots\dots\dots\text{Condition non vérifiée.} \end{array} \right.$$

Vu que la 3^{ème} condition ne pas vérifiée; on procédera donc au calcul de la flèche.

Donc on passe au calcul pratique de la flèche:

On va calculer

$$F_i = \frac{M_i.L^2}{10E_i.I_{f_i}} ;$$

$$F_v = \frac{M_v.L^2}{10E_v.I_{f_v}} .$$

F_i : Flèche due aux charges de faible durée d'application.

F_v : Flèche due aux charges de longue durée d'application

Avec :

$$E_{ij} = \sqrt[3]{11000(f_{c_{28}})} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

$$E_v = \sqrt[3]{3700(f_{c_{28}})} = 10818,86 \text{ MPa.}$$

$$I_{f_i} = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} ;$$

$$I_{f_v} = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} .$$

I_0 : Moment d'inertie de la section total rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G ;

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

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée.

A) Détermination du centre de gravité

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0 / 2 + h - h_0) + [(h - h_0) b_0 (h - h_0) / 2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + \eta \cdot A_s} ;$$

$$y_G = \frac{(65 \cdot 4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4)12(20 - 4)/2] + 15 \cdot 2,36 \cdot 3}{(65 \cdot 4) + (20 - 4)12 + 15 \cdot 2,36} ;$$

$$y_G = 12,92 \text{ cm.}$$

B) Détermination du moment d'inertie

$$I_g = \frac{b y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 (h_t - y_G)^3}{3} + 15 A_s (d - y_G)^2 ;$$

$$I_g = \frac{65(12,92)^3}{3} - \frac{(65 - 12)(12,92 - 4)^3}{3} + \frac{12(20 - 12,92)^3}{3} + 15 \cdot 2,36(18 - 12,92)^2 ;$$

$$I_g = 31374,21 \text{ cm}^4 .$$

C) Charges prises en comptes

1-Charge avant mise de revêtement : $j = 2,80 \times 0,65 = 1,79 \text{ KN/m}^2$.

2-Charge après mise de revêtement : $G = 5,04 \times 0,65 = 3,22 \text{ KN/m}^2$.

3-Charge total à l'E.L.S: $P = (G + Q); P = (5,04 + 1,5) \times 0,65 = 4,18 \text{ KN/m}^2$.

D) Calcul des moments correspondants

$$M_j = 0,85 \times j \times L^2 / 8 = [0,85 \times 1,79 \times (2,6)^2] / 8 = 1,28 \text{ KN.m.}$$

$$M_G = 0,85 \times G \times L^2 / 8 = [0,85 \times 3,22 \times (2,6)^2] / 8 = 2,31 \text{ KN.m.}$$

$$M_P = 0,85 \times P \times L^2 / 8 = [0,85 \times 4,18 \times (2,6)^2] / 8 = 3 \text{ KN.m.}$$

E) Calcul des contraintes

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_j}{A_s \cdot Z} = \frac{1,28 \cdot 10^3}{2,36 \times 16,2} = 33,47 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{2,31 \cdot 10^3}{2,36 \times 16,2} = 60,42 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{SP} = \frac{M_P}{A_s \cdot Z} = \frac{3 \cdot 10^3}{2,36 \times 16,2} = 78,46 \text{ MPa.}$$

F) Calcul des coefficients

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \cdot 18} = 0,011;$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \cdot f} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3(12)/65) \cdot 0,011} = 3,72;$$

$$\lambda_v = (2/5) \cdot \lambda_i = 1,488.$$

G) Calcul des coefficients (μ_i)

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot F \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}};$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{(1,75 \cdot 2,1)}{(4 \cdot 0,011 \cdot 33,47) + 2,1} \right] = 1,02;$$

$$\mu_G = 1 - \left[\frac{(1,75 \cdot 2,1)}{(4 \cdot 0,011 \cdot 60,42) + 2,1} \right] = 0,77.$$

$$\mu_P = 1 - \left[\frac{(1,75 \cdot 2,1)}{(4 \cdot 0,011 \cdot 78,46) + 2,1} \right] = 0,66.$$

H) Calcul des moments d'inertie après fissuration

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)}; I_0 = I_G$$

$$\text{Avec : } I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

$$\text{avec : } d'' = h - (\Phi + c) = 20 - (0,10 + 2) = 17,9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65 \cdot 20^3}{12} + 15 \left[2,36 \left(\frac{20}{2} - 17,9 \right)^2 + 0 \right] = 44875,98 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fj} = \frac{1,1 \cdot 44875,98}{(1 + 3,72 \cdot 1,02)} = 10296,09 \text{ cm}^4 ;$$

$$I_{FG} = \frac{1,1 \cdot 44875,98}{(1 + 3,72 \cdot 0,77)} = 12773,93 \text{ cm}^4 ;$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \cdot 44875,98}{(1 + 3,72 \cdot 0,66)} = 14286,74 \text{ cm}^4 ;$$

$$I_{FV} = \frac{1,1 \cdot 44875,98}{(1 + 0,77 \cdot 1,488)} = 23005,17 \text{ cm}^4 .$$

I) Calcul des valeurs de la flèche correspondantes

$$F_i = \frac{M_i \times L^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}}$$

$$F_{ij} = \frac{1,28 \times (2,6)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 10296,09} = 0,026 \text{ cm} ;$$

$$F_{ig} = \frac{2,31 \times (2,6)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 12773,93} = 0,038 \text{ cm} ;$$

$$F_{ip} = \frac{3 \times (2,6)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 14286,74} = 0,044 \text{ cm} ;$$

$$F_{vg} = \frac{2,31 \times (2,6)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 23005,17} = 0,021 \text{ cm} ;$$

$$F_{\text{total}} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}$$

$$F_{\text{total}} = 0,021 - 0,026 + 0,044 - 0,038 = 0,001 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = 0,001 \text{ cm} .$$

$$F_{\text{adm}} = L/500 = 260/500 = 0,52 \text{ cm}$$

$$F_{\text{adm}} = 0,52 \text{ cm} .$$

$$F_{\text{total}} = 0,001 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 0,52 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Schémas de ferrailage des poutrelles étage courant (1^{er} étage- 14^{ème} étage)

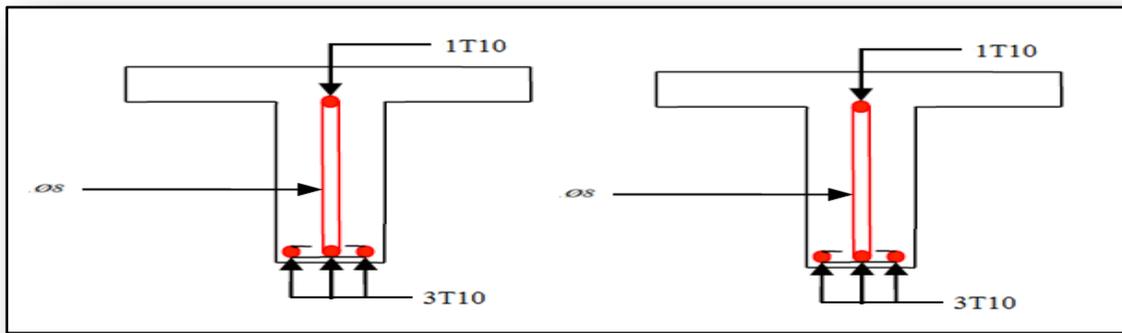


Figure III.11: Ferrailage des poutrelles de rives.

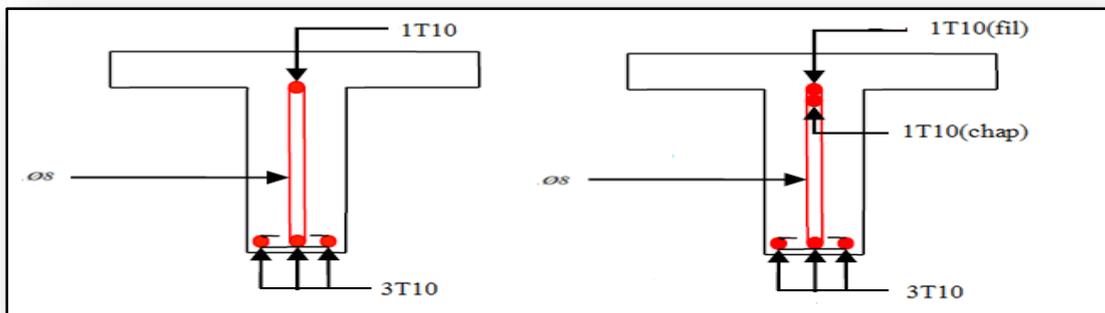
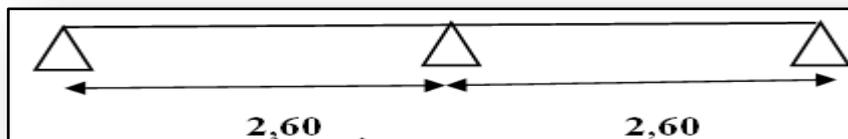


Figure III.12: Ferrailage des poutrelles intermédiaires.

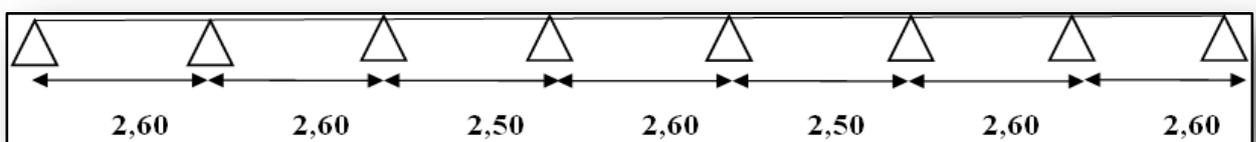
III.4.2.Étude des poutrelles (plancher terrasse)

On a trois (03) types des poutrelles selon le nombre et des longueurs des travées

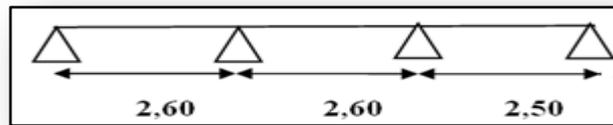
Type 1 :Travée A-B ;B-C.



Type 2 :Travées A-B; B-C; C-D; D-E; E-F;F-G ;G-H.



Type 3 : Travées A-B; B-C, C-D .



a) Verivification des conditions d’application de la méthode forfaitaire

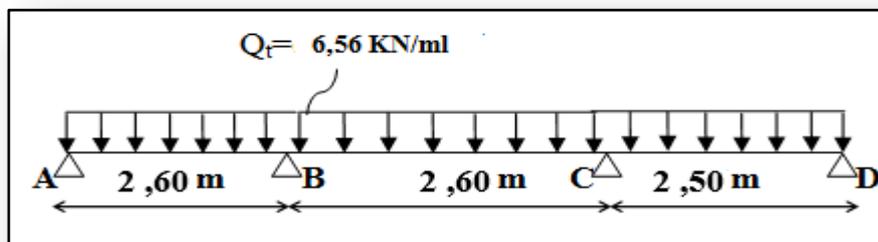
- la charge d’exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$
- $Q=1\text{KN/m}^2 \leq 12,98 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée.
- Poutrelle à d’inertie constante ($I= C^{te}$).....Condition vérifiée.
- Fissuration peu préjudiciableCondition non vérifiée.

➤ Méthode de calcul

Vu que la 3^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d. la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode des trois moments.

➤ Exemple de calcul

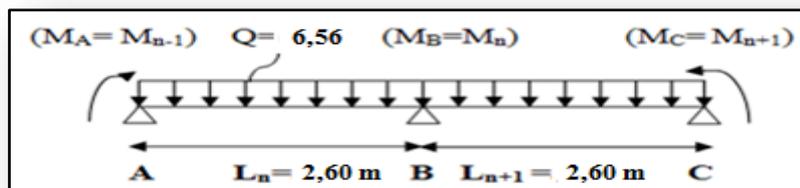
On prend comme exemple de calcul le 1^{er} type de poutrelle (avec 3 travées).



Le calcul se fait selon la formule:

$$M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

En isolant deus travées adjacentes, on prend A-B et B-C



b) Sollicitations

$$G = 6,49 \times 0,65 = 4,15 \text{ KN/mL.}$$

$$Q = 1,00 \times 0,65 = 0,64 \text{ KN/ml.}$$

$$\begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,56 \text{ KN/ml.} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,79 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

➤ **Partie AB**

$$M_0^{AB} = \frac{Ql^2}{8} = 5,54 \text{ KN.m.}$$

$$a_n = b_n = \frac{2,60}{2} = 1,30 \text{ m.}$$

$$S_n = 2/3.L_n. M_0^{AB} = 2/3 \times 2,60 \times 5,54 = 9,60 \text{ m}^2.$$

➤ **Partie BC**

$$M_0^{BC} = \frac{Ql^2}{8} = 5,54 \text{ KN.m.}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,3 \text{ m.}$$

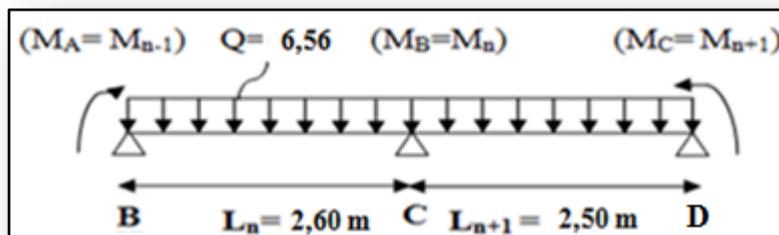
$$S_{n+1} = 2/3.L_{n+1} .M_0^{BC} = 2/3 \times 2,60 \times 5,54 = 9,60 \text{ m}^2.$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 2,60M_A + 2(2,60+2,60).M_B + 2,6M_C = -6\left[\left(\frac{9,60 \times 1,3}{2,6}\right)\right].$$

$$\text{Avec: } M_A = -0,2 \times M_0^{AB} = -1,108 \text{ KN.m.}$$

$$10,40M_B + 2,6M_C - 2,88 = -57,6 \dots \dots \dots (1)$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend B-C et C-D



➤ **Partie BC**

$$M_0^{BC} = \frac{Ql^2}{8} = 5,54 \text{ KN.m.}$$

$$a_n = b_n = 1,3 \text{ m.}$$

$$S_n = 2/3.L_n .M_0^{BC} = 2/3 \times 2,6 \times 5,54 = 9,60 \text{ m}^2.$$

➤ **Partie CD**

$$M_0^{CD} = \frac{Ql^2}{8} = 5,12 \text{ KN.m.}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,25 \text{ m.}$$

$$S_{n+1} = 2/3.L_{n+1} .M_0^{CD} = 2/3 \times 2,5 \times 5,12 = 8,53 \text{ m}^2.$$

Donc

$$\Rightarrow 3,75M_B + 2(3,75 + 2,92)M_C + 2,92M_D = -6[(1,87 \times 29,20/3,75) + (1,46 \times 13,78/2,92)].$$

Avec: $M_D = -0,2 \times M_0^{CD} = -1,41 \text{ KN.m}$.

$$2,60M_B + 10,20M_C - 2,56 = -54,39 \dots\dots\dots (2)$$

De(1) et(2): $M_B = -4,26 \text{ KN.m}$ et $M_C = -3,99 \text{ KN.m}$.

➤ **Les moments sur appuis sont**

$M_A = -1,108 \text{ KN.m}$.

$M_B = -4,26 \text{ KN.m}$.

$M_C = -4,00 \text{ KN.m}$.

$M_D = -1,024 \text{ KN.m}$.

➤ **L'effort tranchant**

- Travée (AB)

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (1,108 - 4,26) / 2,60 + 6,56 \times 2,60 / 2 = 7,31 \text{ KN.} \\ T_e = (1,108 - 4,26) / 2,60 - 6,56 \times 2,60 / 2 = -9,74 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

- Travée (BC)

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (4,26 - 4,00) / 2,60 + 6,56 \times 2,60 / 2 = 8,62 \text{ KN.} \\ T_e = (4,26 - 4,00) / 2,60 - 6,56 \times 2,60 / 2 = -8,42 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

- Travée (CD)

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (4,00 - 1,024) / 2,50 + 6,56 \times 2,50 / 2 = 9,39 \text{ KN.} \\ T_e = (4,00 - 1,024) / 2,50 - 6,56 \times 2,50 / 2 = -7,01 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

➤ **Les moments en travée**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{iAB} = M_A + M_B / 2 + M_0^{AB} = 2,96 \text{ KN.m.} \\ M_{iBC} = 1,41 \text{ KN.m.} \\ M_{iCD} = 2,71 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

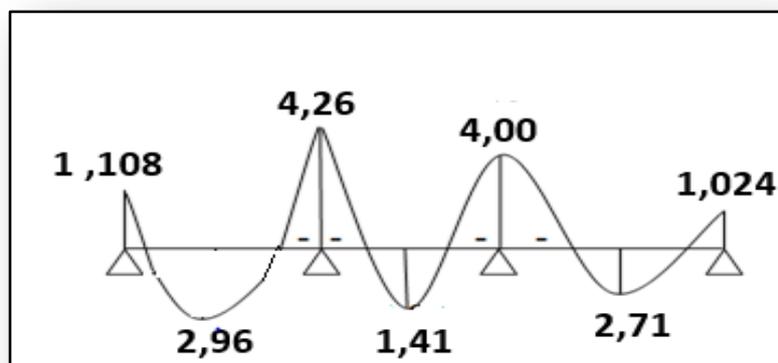


Figure.III.13.Diagramme des moments fléchissant M [KN.m]à (E.L.U).

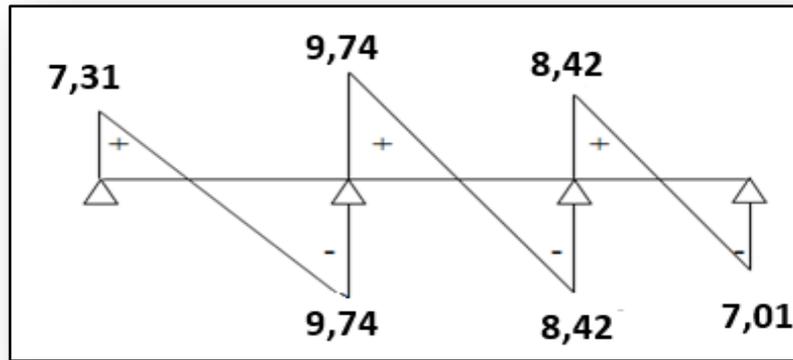


Figure.III.14. Diagramme des efforts tranchants T [KN] à (E.L.U).

Tableau III.6 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (Terrasse).

Type	Travée	L (m)	E.L.U						E.L.S					
			M(KN. m) et T(KN)						M(KN.m) et T(KN)					
			M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
1	AB	2,6	5,54	-1,11	-4,98	2,66	7,03	-10,02	4,04	-0,8	-3,64	1,94	5,13	-7,32
	BC	2,6	5,54	-4,98	-1,11	2,66	10,02	-7,03	4,04	-3,64	-0,8	1,94	7,32	-5,13
2	AB	2,6	5,54	-1,11	-4,43	2,89	7,25	-9,80	4,04	-0,8	-3,23	2,11	5,29	-7,16
	BC	2,6	5,54	-4,43	-3,42	1,66	8,91	-8,14	4,04	-3,23	-2,42	1,21	6,53	-5,91
	CD	2,5	5,12	-3,42	-3,6	1,66	8,12	-8,27	3,74	-2,42	-2,63	1,21	6,22	-6,22
	DE	2,6	5,54	-3,6	-3,6	1,93	8,52	-8,52	4,04	-2,63	-2,63	1,41	6,06	-6,22
	EF	2,5	2,34	-3,6	-3,32	1,66	8,30	-8,08	3,74	-2,63	-2,42	1,21	6,07	-5,90
	FG	2,6	5,54	-3,32	-4,43	1,66	8,10	-8,95	4,04	-2,42	-3,23	1,21	5,91	-6,53
3	GH	2,6	5,54	-4,43	-1,11	2,89	9,80	-7,25	4,04	-3,23	-0,8	2,11	7,16	-5,29
	AB	2,6	5,54	-1,11	-4,26	2,96	7,31	-9,73	4,04	-0,8	-3,11	2,17	5,33	-7,11
	BC	2,6	5,54	-4,26	-4,00	1,41	8,62	-8,42	4,04	-3,11	-2,92	1,02	6,30	-6,15
	CD	2,5	5,12	-4,00	-1,02	2,71	9,39	-7,01	3,74	-2,92	-0,74	1,91	6,85	-5,11

Le ferrailage des poutrelles se fait pour une section en T soumise à la flexion simple à l'E.L.U.R ensuite la vérification du béton et les sections d'armatures se fait à l'E.L.S.

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0 \max} = 5,54 \text{ KN.m.} \\ M_{t \max} = 2,96 \text{ KN.m.} \\ M_{a(\text{rive})\max} = -1,11 \text{ KN.m.} \\ M_{a(\text{intermediaire})\max} = -4,98 \text{ KN.m.} \\ T_{\max} = 10,02 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

➤ **Ferraillage en travée**

a) Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_{t \text{ ab}} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{t \text{ ab}} = 65 \times 4 \times 14,17(18 - 2) \cdot 10^{-3} = 58,04 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t \max} = 2,96 \text{ KN.m} < M_{t \text{ b}} = 58,04 \text{ KN.m} \Rightarrow M_t^u < M_0.$$

La zone comprimée se trouve dans la table de compression.

La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions : $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

b) Vérification de l'existante des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{2,96 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,010 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0.$$

$$\mu = 0,010 < 0,392$$

$$\Rightarrow \text{pivot.A: } \xi_s = 10 \frac{0}{00}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,012; \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,995.$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,96 \times 10^3}{0,995 \times 18 \times 348} = 0,47 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0,47 \text{ cm}^2.$$

c) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 modifier 99 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_{\min} \geq \max[1,28; 1,39]$$

$$A_{\min} = 1,39 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,39; 0,47) = 1,39 \text{ cm}^2.$$

Le choix

$$A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferrailage sur appuis**➤ **Appuis intermédiaire**

$$\text{Etat- limite ultime de résistance : } M_{a \text{ max(intermediaire)}}^u = 3,72 \text{ KN.m.}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension : $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_{a(\text{inter})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{4,98 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 12} = 0,090 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,118 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,952.$$

$$A_{sa(\text{intermediaire})} = \frac{M_{a(\text{intermediaire})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4,98 \times 10^3}{0,952 \times 18 \times 348} = 0,83 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 0,83 \text{ cm}^2.$$

➤ **Appuis de rive**

$$M_{a \text{ max(rive)}}^u = 1,11 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{rive})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{1,11 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 12} = 0,020 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,025 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99.$$

$$A_{sa(\text{rive})} = \frac{M_{a(\text{rive})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,11 \times 10^3}{0,99 \times 18 \times 348} = 0,17 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 0,17 \text{ cm}^2.$$

d) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 modifier 99 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}\right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right) \Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,24; 0,26]$$

$$A_{\min(\text{intermediaire})} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 0,83) = 0,83 \text{ cm}^2.$$

Le choix

$$A_s = 2T10 = 1,58 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min(\text{rive})} = 0,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 0,17) = 0,26 \text{ cm}^2.$$

Le choix

$$A_s = 1T10 = 0,79 \text{ cm}^2.$$

➤ Vérifications**e) L'influence de l'effort tranchant**

D'après le **B.A.E.L 91 modifier 99 art A.5.1 ,211**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{10,02 \times 10^3}{12 \times 18 \times 100} = 0,46 \text{ MPa.}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition verifier.}$$

f) Section et écartement des armatures transversales A_t **f.1) Diamètre des armatures transversales : (article A.7.2, 2 du B.A.E.L 91 modifier 99)**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{1\min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35} ; \frac{120}{10} ; 10 \right) = 5,51 \approx 8 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2.$$

f.2) Calcul des espacements d'après le B.A.E.L91 modifier 99 (A.5.1, 22)

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9 \times d ; 40) \text{ cm} \\ S_t \leq \min(16,2 ; 40) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t \leq 16,20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

f.3) La section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj})}{0,9 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

$k=1$ (fissuration non préjudiciable).

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1.$$

$$f_e E = 235 \text{ MPa};$$

$$\delta_s = 1, 15.$$

$$(*) \Rightarrow A_t \geq \frac{\gamma_s \left(\tau_u - 0,3k.f_{tj} \right)}{0,9.f_e} \cdot b_0 \cdot s_t$$

$$A_t \geq \frac{1,15(0,46 - 0,3 \times 1 \times 2,1)}{0,9 \times 235} \times 0,12 \times 0,15$$

$$A_t = -1,66 \cdot 10^{-5}$$

La section exigée par la condition de non fragilité (**B.A.E.L 91 modifier 99 DTU page 196**).

g) Pourcentage minimal des armatures transversales

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right).$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max (0,23; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \left(\frac{0,4 \times b_0 \times S_t}{f_e} \right) = \frac{0,4 \times 0,12 \times 0,15}{235} = 3,06 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \approx 0,30 \text{ cm}^2.$$

Alors on adopte

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2.$$

h) Compression de la bille d'about

La contrainte de compression dans la bielle est

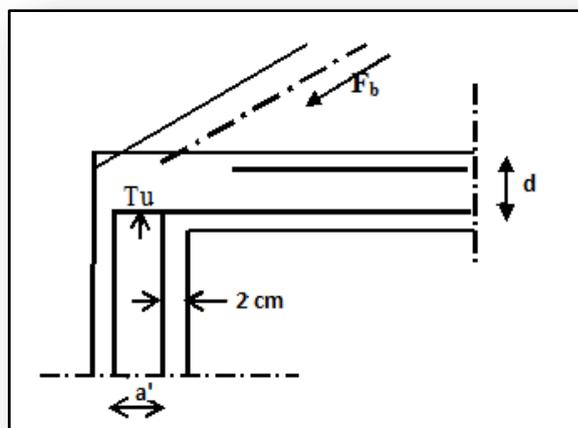


Figure III.15 : Compression de la bille d'about.

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ avec : } \begin{cases} F_b = T_u \times \sqrt{2} \\ S = \frac{a \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$\text{D'où : } \bar{\sigma}_b = \frac{2 \cdot T_u}{a \cdot b_0}$$

a = la longueur d'appui de la biellette $\leq 0,9 \times d$

On doit avoir : $\bar{\sigma}_b < f_{c28}/\gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,85 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T_u}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T_u \cdot \gamma_b}{0,85 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 10,02 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10^{-1}} = 1,25 \text{ cm.}$$

$$a = \min(a'; 0,9 \times d);$$

$$a' = c - c' - 2 \text{ cm} = 30 - 2 - 2 = 26 \text{ cm.}$$

$A = \min(26 \text{ cm}; 16,2 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} > 1,25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

i) Vérification à L' E.L.S

i.1) Au niveau des travées

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

$$\begin{cases} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier } F_e E400 \end{cases} \Rightarrow Si : a \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

i.2) Vérification des compressions dans le béton à l'E.L.S

Si la condition ci-dessous est vérifiée la vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile (sur appuis et en travées).

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100};$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III.7: Vérification des compressions.

	$M_u(\text{KN.m})$	$M_{ser}(\text{KN.m})$	α	$\left(\frac{\gamma-1}{2}\right) + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Appuis	4,98	3,64	0,087	0,434	Condition vérifiée
Travée	2,96	2,17	0,023	0,432	Condition vérifiée

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues.

j)Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Sur un appuis de rive ou intermédiaire on doit vérifier que l'on a :

$$V_u \leq \bar{V}_u$$

$$V_u \leq 0,267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

$$\frac{0,75 \cdot V_u}{b_0 \cdot f_{c28}} \leq \alpha \leq d$$

Lorsque « a » n'est pas donnée on utilise la formule suivant :

$$a = l_a - 2\text{cm}$$

tel que : $l_a = l_s$ Type de crochet

l_a : Longueur d'ancrage.

l_s : Longueur de scellement droit (donnée a partir du B.A.E.L91 modifier 99)

On choisit par exemple un crochet de 90°

Donc : $l_a = l_s - 24,69 \phi$ tel que : $l_s = 35 \phi$ ($F_{c28} = 25\text{MPa}$; $F_e E400$)

$$l_a = 10,31 \phi = 10,31 \times 1,00 = 10,31\text{cm}$$

$$\text{Alors : } a = l_a - 2 = 10,31 - 2 = 8,31\text{cm}$$

$$\bar{V}_u = 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0,267(8,31 \times 1,2) \times 10^2 \times 25 = 66,56\text{KN.}$$

$$V_u \leq \bar{V}_u \Rightarrow 10,20\text{KN} \leq 66,56\text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

k)Vérification des armatures longitudinales

Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$\rightarrow A_s = \frac{1,15 \times 10,02 \times 10^3}{400} = 0,28 \text{ cm}^2 .$$

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \geq 0,28 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

l)Vérification de la contrainte d'adhérence limite

Il faut vérifier que : $\tau_s \leq \bar{\tau}_s$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \cdot 0,23 \sum \mu} ; (\sum \mu : \text{Étant la somme des périmètres utiles des barres}).$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj} ; \text{ Pour les armatures à H.A } \rightarrow \psi_s = 1,5 \text{ d'après le tableau :}$$

$$f_{t_{28}} = 2,1 \text{ MPa}; \bar{\tau}_s = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ MPa}.$$

$$\sum \mu = 3 \cdot 2 \cdot \pi \cdot R = 3 \cdot 2 \cdot 3,14 \cdot 0,8 = 15,07 \text{ cm}.$$

$$\tau_s = \frac{10,02 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,23 \cdot 15,07} = 0,32 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_s = 0,32 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,84 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

m)Vérification de la flèche

D'après **B.A.E.L 91 modifiée 99** : $f \leq f_{adm}$

Avec : $F_{adm} = \frac{L_{max}}{500}$

L_{max} : la portée maximal

Dans notre cas, on a : $L_{max} = 2,60 \text{ m}$.

$$F_{adm} = \frac{260}{500} = 0,52 \text{ m}.$$

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{260} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow (0,076 \geq 0,044) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10 \cdot M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{260} \geq \frac{2,17}{10 \times 4,04} \right) \Rightarrow (0,076 \geq 0,053) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{L}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{2,36}{12 \cdot 18} = 0,011 \geq \frac{2,6}{400} = 0,0065 \right) \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.} \end{array} \right.$$

Vu que la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée; on procédera donc au calcul de la flèche.

Donc on passe au calcul pratique de la flèche:

On va calculer

$$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10 E_i \cdot I_i} ; F_v = \frac{M_v \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_v}$$

F_i : Flèche due aux charges de faible durée d'application.

F_V : Flèche due aux charges de longue durée d'application

Avec :

$$E_{ij} = \sqrt[3]{11000(f_{c28})} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

$$E_V = \sqrt[3]{3700(f_{c28})} = 10818,86 \text{ MPa.}$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i};$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g};$$

I_0 : Moment d'inertie de la section total rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G ;

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

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée.

A) Détermination du centre de gravité

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0 / 2 + h - h_0) + [(h - h_0) b_0 (h - h_0) / 2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + \eta \cdot A_s};$$

$$y_G = \frac{(65 \cdot 4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4)12(20 - 4) / 2] + 15 \cdot 2,36 \cdot 3}{(65 \cdot 4) + (20 - 4)12 + 15 \cdot 2,36};$$

$$y_G = 12,92 \text{ cm.}$$

B) Détermination du moment d'inertie

$$I_g = \frac{b y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 (h_t - y_G)^3}{3} + 15 A_s (d - y_G)^2;$$

$$I_g = \frac{65 (12,92)^3}{3} - \frac{(65 - 12)(12,92 - 4)^3}{3} + \frac{12(20 - 12,92)^3}{3} + 15 \cdot 2,36 (18 - 12,92)^2;$$

$$I_g = 31374,21 \text{ cm}^4.$$

C) Charges prises en comptes

1-Charge avant mise de revêtement : $j = 2,80 \times 0,65 = 1,79 \text{ KN/m}^2$.

2-Charge après mise de revêtement : $G = 6,49 \times 0,65 = 4,15 \text{ KN/m}^2$.

3-Charge total à l'E.L.S : $P = (G + Q); P = (6,49 + 1) \times 0,65 = 4,79 \text{ KN/m}^2$.

D) Calcul des moments correspondants

$$M_j = 0,85 \times J \times L^2 / 8 = [0,85 \times 1,79 \times (2,6)^2] / 8 = 1,28 \text{ KN.m.}$$

$$M_G = 0,85 \times G \times L^2 / 8 = [0,85 \times 4,15 \times (2,6)^2] / 8 = 2,98 \text{ KN.m.}$$

$$M_P = 0,85 \times P \times L^2 / 8 = [0,85 \times 4,79 \times (2,6)^2] / 8 = 3,44 \text{ KN.m.}$$

E) calcul des contraintes

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_j}{A_s \cdot Z} = \frac{1,28 \cdot 10^3}{2,36 \times 16,2} = 33,47 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{2,98 \cdot 10^3}{2,36 \times 16,2} = 77,94 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{SP} = \frac{M_P}{A_s \cdot Z} = \frac{3,44 \cdot 10^3}{2,36 \times 16,2} = 89,97 \text{ MPa.}$$

F) Calcul des coefficients

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \cdot 18} = 0,011.$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \cdot f} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3(12)/64) \cdot 0,011} = 3,72.$$

$$\lambda_v = (2/5) \cdot \lambda_i = 1,488.$$

G) Calcul des coefficients (μ_i)

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot F \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{(1,75 \cdot 2,1)}{(4 \cdot 0,011 \cdot 33,47) + 2,1} \right] = 1,02.$$

$$\mu_G = 1 - \left[\frac{(1,75 \cdot 2,1)}{(4 \cdot 0,011 \cdot 77,94) + 2,1} \right] = 0,66.$$

$$\mu_P = 1 - \left[\frac{(1,75 \cdot 2,1)}{(4 \cdot 0,011 \cdot 89,97) + 2,1} \right] = 0,60.$$

H) Calcul des moments d'inertie après fissuration

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)}; I_0 = I_G$$

Avec :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

$$\text{avec : } d'' = h - (\Phi + c) = 20 - (0,10 + 2) = 17,9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65 \cdot 20^3}{12} + 15 \left[2,36 \left(\frac{20}{2} - 17,9 \right)^2 + 0 \right] = 44875,98 \text{ cm}^4$$

$$I_{FJ} = \frac{1,1 \cdot 44875,98}{(1 + 3,72 \cdot 1,02)} = 10296,09 \text{ cm}^4 ;$$

$$I_{FG} = \frac{1,1 \cdot 44875,98}{(1 + 3,72 \cdot 0,66)} = 14286,74 \text{ cm}^4 ;$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \cdot 44875,98}{(1 + 3,72 \cdot 0,60)} = 15273,38 \text{ cm}^4 ;$$

$$I_{FV} = \frac{1,1 \cdot 44875,98}{(1 + 0,66 \cdot 1,488)} = 24904,93 \text{ cm}^4.$$

D) Calcul des valeurs de la flèche correspondantes

$$F_i = \frac{M_i \times L^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}} ;$$

$$F_{ij} = \frac{1,28 \times (2,6)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 10296,09} = 0,026 \text{ cm.}$$

$$F_{ig} = \frac{2,98 \times (2,6)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 14286,74} = 0,043 \text{ cm.}$$

$$F_{ip} = \frac{3,44 \times (2,6)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 15273,38} = 0,047 \text{ cm.}$$

$$F_{vg} = \frac{2,98 \times (2,6)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 24904,93} = 0,025 \text{ cm.}$$

$$F_{\text{total}} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}$$

$$F_{\text{total}} = 0,026 - 0,043 + 0,047 - 0,025 = 0,005 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = 0,005 \text{ cm}$$

$$F_{\text{adm}} = L/500 = 260/500 = 0,52 \text{ cm}$$

$$F_{\text{adm}} = 0,52 \text{ cm.}$$

$$F_{\text{total}} = 0,005 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 0,52 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Schémas ferrailage des poutrelles (Terrasse)

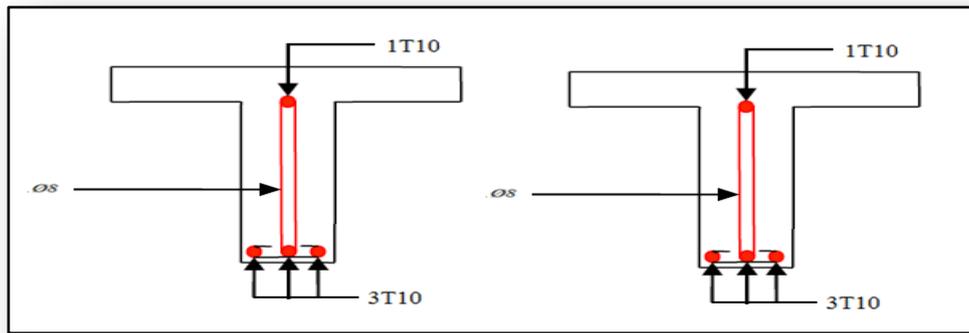


Figure III.16: Ferrailage des poutrelles de rives.

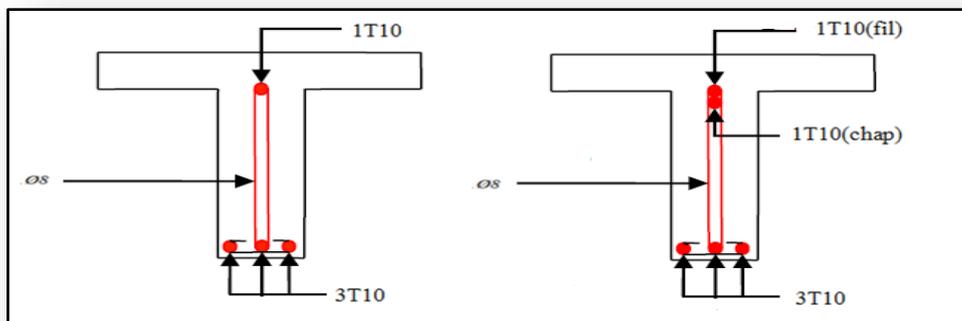


Figure III.17: Ferrailage des poutrelles intermédiaires

III.4.3. Calcul le ferrailage de la dalle de compression

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20cm (6 barre.par m) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.

20cm (6 barre.par m) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

➤ Section minimale des armatures perpendiculaire aux poutrelles

$$A_{\perp} \geq 200/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50\text{cm.}$$

$$A_{\perp} \geq 4l/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm.}$$

Avec l : l'écartement entre axe des nervures.

➤ Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} \geq A_{\perp}/2$$

$$L = 0,65 \text{ m.}$$

$$Fe = 235\text{MPa.}$$

$$50 \text{ cm} \leq l = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 235 = 1,08 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prend $A_{\perp} = 6 \phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

$$A_{//} \geq 1,18 / 2 = 0,59 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

on prend $A_{//} = 6 \phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

On prend un quadrillage de section TS $\phi 5$ avec un espacement de 15 cm.

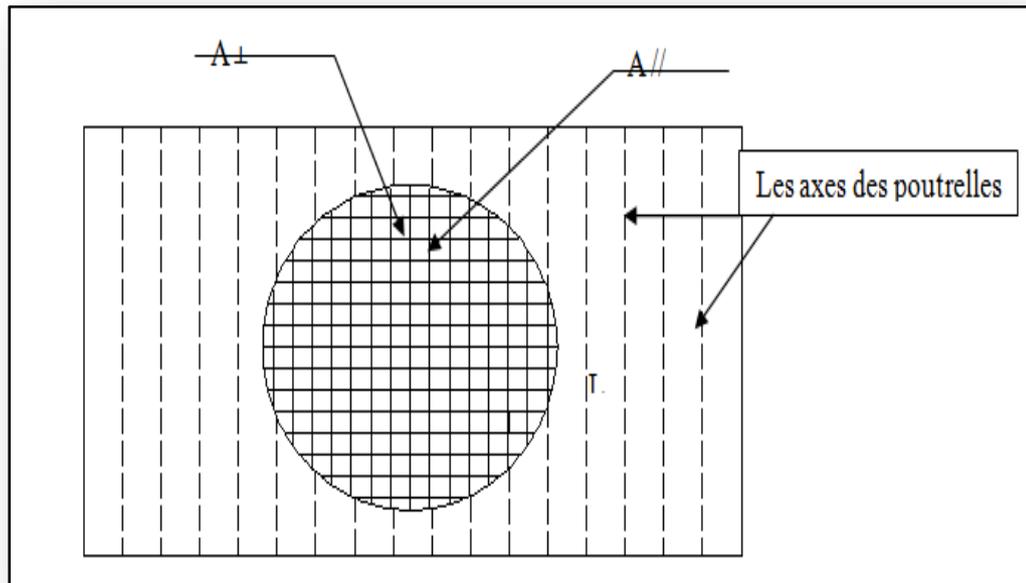


Figure III.18 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.4.4. Étude de la dalle pleine

III.4.4.1. Épaisseur minimale requise h_0

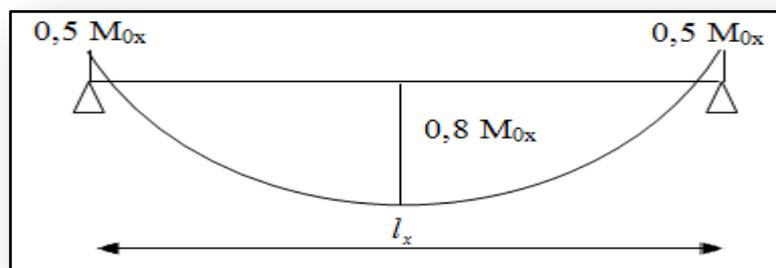


Figure III.19 : Panneau de dalle le plus sollicité.

Avec

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

$$h_0 \geq \frac{l_x}{25} \quad \text{Si } \alpha < 0.4$$

$$h_0 \geq \frac{l_x}{40} \quad \text{Si } \alpha > 0.4$$

L_x : la petite portée du panneau de dalle.

L_y : la grande portée du panneau de dalle.

➤ **Panneau intermédiaire**

$$\alpha = \frac{250}{700} = 0,36$$

$L_x = 250 \text{ cm}$; $L_y = 700 \text{ cm}$.

a)Chargement

➤ **Charge permanente**

$G = 5,11 \text{ KN/m}^2$.

➤ **Charge d'exploitation**

$Q = 2 \text{ KN/m}^2$.

➤ **Charge ultime**

$Q_u = (1,35G + 1,5Q) = 9,89 \text{ KN/m}$.

b)Sollicitations

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{250}{700} = 0,36.$$

$0,36 < 0,4$ la dalle travaille suivant un seul sens.

c)Moment isostatique

➤ **Sens l_x**

$$M_{ox} = \frac{q.l_x^2}{8} = \frac{9,89 \times 2,5^2}{8} = 7,72 \text{ KN. m.}$$

➤ **Sens l_y**

$M_{oy} = 0 \text{ KN. m.}$

d)Moments en travée et sur appuis

$M_{tx} = 0,8 \times M_{ox} = 6,17 \text{ KN. m.}$

$M_{ty} = 0,8 \times M_{oy} = 0 \text{ KN. m.}$

$M_{a \text{ inter}} = 0,5 \times M_{ox} = 3,86 \text{ KN. m.}$

e)Calcul de ferrailage

➤ **à l'E.L.U**

Pour une bande de 1m de largeur ($b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$).

e.1) Les armatures inférieures (en travée)➤ **Sens Lx**

$$M_{tx} = 6,17 \text{ KN. m.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{6,17 \times 10^3}{14,17 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,023 \pi 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,023 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,988$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{sx} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,17 \times 10^3}{0,988 \times 13,5 \times 348} = 1,32 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

e.2) Les armatures supérieures (sur appui)➤ **Appui intermédiaire**

$$M_{a \text{ inter}} = 3,86 \text{ KN. m.}$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{3,86 \times 10^3}{14,17 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,014 \pi 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,014 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,993.$$

$$A_{a \text{ inter}} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3,86 \times 10^3}{0,993 \times 13,5 \times 348} = 0,827 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

e.3) Pourcentage minimal des armatures

Pour les armatures A_x placées à la partie inférieure de la dalle // à lx :

$$A_{x \text{ min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

➤ **En travée**

$$A_{tx} = \max (A_{x \text{ min}} ; A_{sx}) = \max (1,63 ; 1,32) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ **Sur appui**

$$A_{a \text{ inter}} = \max (A_{x \text{ min}} ; A_{a \text{ inter}}) = \max (1,63 ; 0,82) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

e.4) Choix des aciers**Diamètre**

$$\phi \leq (h_0 / 10).$$

$$D'où : \phi \leq 150 / 10.$$

$$\text{Et puis : } \phi \leq 15 \text{ mm.}$$

e.5) Espacement des armatures (fissuration peu préjudiciable)

$$\text{sens Lx} \begin{cases} S_{tx} \leq \min(3 \cdot h_0 ; 33 \text{ cm}); \\ S_{tx} \leq \min(3 \cdot 15 ; 33 \text{ cm}); \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm}. \end{cases}$$

e.6) Le choix des aciers**➤ En travée**

$$\text{Sens Lx} \begin{cases} A_{tx} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 6\text{T}10 \text{ P/m} = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ S_t = 20 \text{ cm}. \end{cases}$$

- **Armature de répartition**

$$A_{tr} = \frac{A_{sx}}{4} = 1,17 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \begin{cases} 4\text{T}10 \text{ P/m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ S_t = 33 \text{ cm}. \end{cases}$$

➤ Sur appui

- **Appui intermédiaire**

$$\begin{cases} A_{a \text{ inter}} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{a \text{ inter}} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 6\text{T}10 \text{ P/m} = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 20 \text{ cm}. \end{cases}$$

$$A_{ar} = \frac{A_{sx}}{4} = 1,71 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \begin{cases} 4\text{T}10 \text{ P/m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 33 \text{ cm}. \end{cases}$$

e.7) Nécessité de disposer des armatures transversales

- 1) on suppose que la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur ;
- 2) l'épaisseur de la dalle est de 15 cm ;
- 3) on vérifie l'effort tranchant :

$$\alpha < 0,4 \begin{cases} V_x = \frac{q \times l_x}{2} = \frac{9,89 \times 2,5}{2} = 12,36 \text{ KN}. \\ V_y = 0. \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{12,36 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,091 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 0,07 \cdot \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,091 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1,16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

De (1), (2) et (3) : Pas de risque de cisaillement.

c) Les vérifications à L'E.L.S**f.1) Chargement**➤ **Charge permanente**

$$G=5,11 \text{ KN/m}^2.$$

➤ **Charge d'exploitation**

$$Q=2 \text{ KN/m}^2.$$

➤ **Charge service**

$$Q_{\text{ser}}=(G+Q) = 7,11 \text{ KN/m}.$$

f.2) Sollicitations

$$\alpha = \frac{I_x}{I_y} = \frac{250}{700} = 0,36.$$

0,36 < 0,4 la dalle travaille suivant un seul sens.

➤ **Moment isostatique**• **Sens l_x**

$$M_{\text{ox}} = \frac{q \cdot l_x^2}{8} = \frac{7,11 \times 2,5^2}{8} = 3,99 \text{ KN. m.}$$

• **Sens l_y**

$$M_{\text{oy}} = 0 \text{ KN. m.}$$

f.2) Moments en travée et sur appuis

$$M_{\text{tx}} = 0,8 \cdot M_{\text{ox}} = 3,19 \text{ KN. m.}$$

$$M_{\text{ty}} = 0,8 \cdot M_{\text{oy}} = 0 \text{ KN. m.}$$

$$M_{\text{a inter}} = 0,5 \cdot M_{\text{ox}} = 1,99 \text{ KN. m.}$$

g) Vérification des contraintes dans le béton➤ **Suivant L_x** • **En travée**

$$M_{\text{tx}} = 3,19 \text{ KN.m} ;$$

$$A_t = 4,71 \text{ cm}^2 / \text{mL} ; A' = 0.$$

Position de l'axe neutre (y)

$$Y = \frac{b y^2}{2} + n \cdot A_s' (y - d) - n A_s (d - y) = 0.$$

On à :

$$A_s' = 0 ; \text{ et } n = 15.$$

D'ou :

$$50 y^2 + 15 \times 4,71 (y - 13,5) = 0.$$

Donc

$$y = 3,71 \text{ cm.}$$

- **Calcul du moment d'inertie**

$$I = by^3/12 + 15A_s(d - y)^2.$$

$$I = 100. (3,71)^3/12 + 15. 4,71 (13,5 - 3,71)^2 \Rightarrow I = 7196,92 \text{ cm}^4.$$

- **La contrainte dans le béton σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = K.y = (M_{ser}/I).y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3,19.10^3}{7196,92} \times 3,71 = 1,64 \text{ MPa.}$$

- **La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$**

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

Alors

$$\sigma_{bc} = 1,64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'**E.L.U** conviennent.

- **Sur appuis**

$$M_a = 1,99 \text{ KN.m}; A_a = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}, A' = 0.$$

Position de l'axe neutre (y)

$$Y = 3,71 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie (I)

$$I = 7196,92 \text{ cm}^4.$$

- **La contrainte dans le béton σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = K.y = (M_{ser}/I).y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1,99.10^3}{7196,92} \times 3,71 = 1,02 \text{ MPa.}$$

- **La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$**

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

$$\sigma_{bc} = 1,02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

h) Disposition du ferrailage

➤ **Arrêt des barres**

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total :

$$F_e 400 \text{ et } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

Donc

$$L_s = 40 \times \Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm.}$$

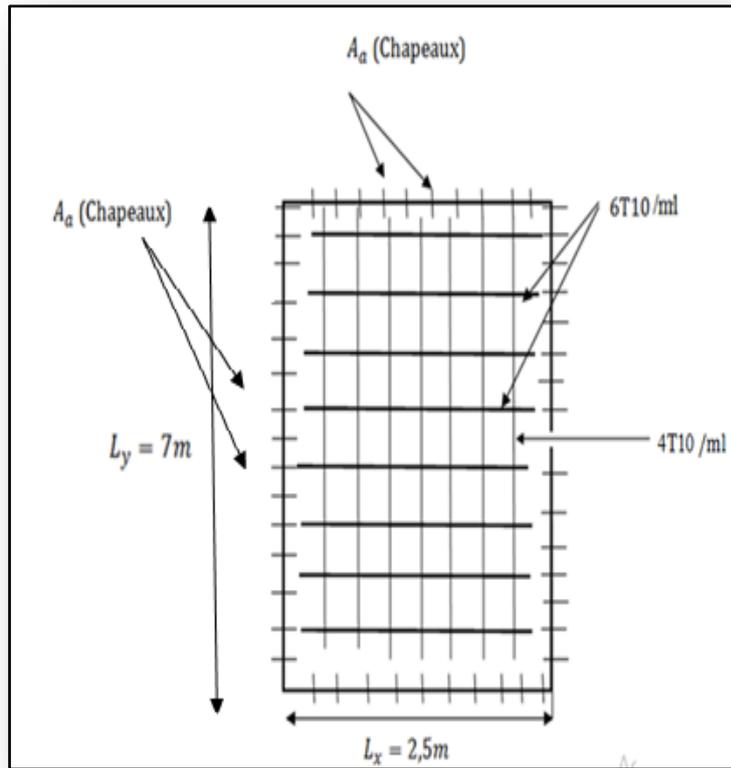


Figure III.21: Schéma ferrailage inférieur du panneau de la dalle pleine.

III.5.Conclusion

Dans ce chapitre nous rappelons que nous avons deux types de planchers :

- Plancher à corps creux(16+4) cm.
- Plancher à dalle pleine (ép=15 cm).

Le calcul se fait pour les élément suivants :

- Poutrelles .
- Dalle de compression (4 cm).
- Dalle pleine (ép=15 cm).

IV. 1.Introduction

Il est considéré comme élément secondaire, tout élément en béton armé qui ne participe pas au contreventement de la structure, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- l'acrotère ;
- les balcons ;
- Les escaliers ;
- la dalle d'ascenseur.

Le ferrailage de ces éléments s'effectue selon les règles (**B.A.E.L 91 modifiée 99**) et les Règles Parasismiques Algériennes en vigueur (**R.P.A 99/version 2003**).

IV.2.Acrotère

L'acrotère se modélise en une console verticale encastré à sa base dans la poutre du plancher terrasse, son rôle est d'assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse ainsi que la protection de l'étanchéité. Il est aussi un élément protecteur contre l'attaque des eaux pluviales par le biais de la forme en pente.

Il est réalisé en béton armé soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G vertical et à une surcharge d'exploitation horizontale non pondérée due à une main courante ($N_Q = Q = 1 \text{ KN/m}$). Le séisme qui crée un moment de renversement.

IV.2.1.Hypothèse de calcul

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

L'acrotère correspond à notre structure à une dimension de 60 cm d'hauteur et 10 cm d'épaisseur.

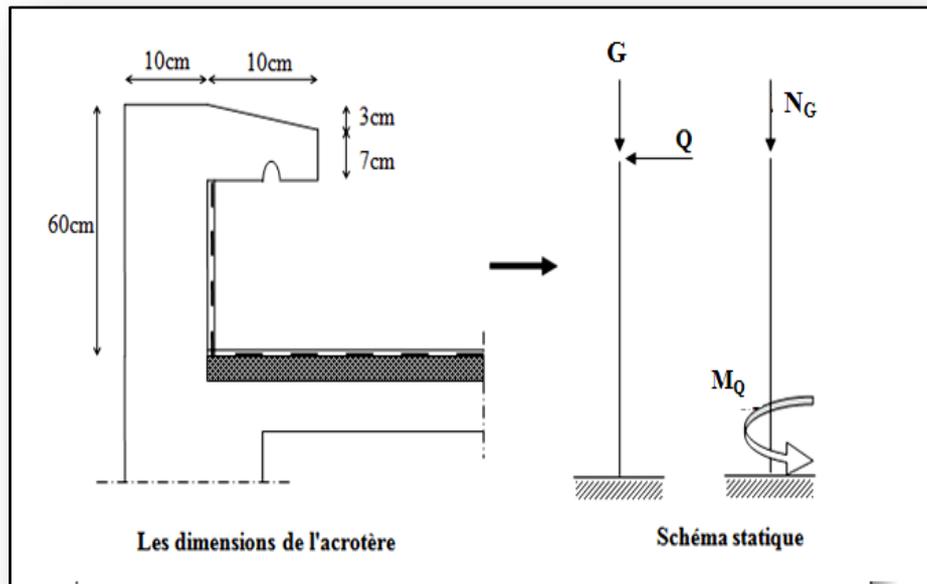


Figure IV.1: Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.

➤ Géométrie

La surface : $S = 0,0685 \text{ m}^2$.

L'épaisseur : $h_0 = 10 \text{ cm}$.

La hauteur : $h = 60 \text{ cm}$.

L'enrobage : $C = C' = 2 \text{ cm}$.

IV.2.2. Matériau

- **Béton résistance :** $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- **Acier de limite élastique :** $f_e = 400 \text{ MPa}$.

D'après le (R.P.A 99/version 2003 Article 6.3) : $F_p = 4 \cdot C_p \cdot A \cdot W_p$.

Les coefficients A , C_p et W_p sont obtenus par le R.P.A 99/version 2003 tableau (6-1)

A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0,15$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe 1B} \\ \text{Zone IIa} \end{array} \right. \longrightarrow A = 0,20$

C_p : Facteur de force horizontale : $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère : $W_p = S \times \gamma_b = 0,0685 \times 25 = 1,71 \text{ KN}$.

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures.

$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,20 \times 1,71 = 1,09 \text{ KN}$.

➤ **E.L.U**

La charge permanente ultime : $N_u = 1,35 \cdot W_p = 2,30 \text{ KN}$.

La surcharge d'exploitation ultime : $Q_u = 1,5 \cdot F_p = 1,63 \text{ KN}$.

Moment d'encastrement : $M_u = Q_u \cdot h = 0,978 \text{ KN.m}$.

➤ **E.L.S**

La charge permanente ultime : $N_s = W_p = 1,71 \text{ KN}$.

La surcharge d'exploitation ultime : $Q_s = F_p = 1,09 \text{ KN}$.

Moment d'encastrement : $M_s = Q_s \cdot h = 0,654 \text{ KN.m}$.

IV.2.2.1. Calcul de l'excentricité➤ **L'excentricité de 1^{er} ordre**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0,42 \text{ m.}$$

➤ **L'excentricité additionnelle**

$$e_a = \text{Max} (2 \text{ cm} ; L/250) = 2 \text{ cm.}$$

➤ **L'excentricité de 2^{ème} ordre**

$$e_2 = \frac{3 \cdot L_f^2}{h \cdot 10^4} (2 + \alpha \cdot \emptyset)$$

$$l_f = 2 \times L = 1,2 \text{ m} ;$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_u} \right) = 3,33 ;$$

$$\emptyset = 0 \implies e_2 = 0,00144 \text{ m.}$$

$$e_0 = e_1 + e_a + e_2 = 0,44 \text{ m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = 0,441 \text{ m.} \\ \implies e_0 > \left(\frac{h_0}{2} - C' \right) \implies \text{la section partiellement comprimée.} \\ \frac{h_0}{2} - C' = 0,03 \text{ m.} \end{array} \right.$$

IV.2.2.2. Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendu➤ **E.L.U**

$$e_{ua} = e_0 + \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,481 \text{ m.}$$

$$M_{ua} = N_{ua} \cdot e_{ua} = 1,106 \text{ KN.m.}$$

➤ **E.L.S**

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,382 \text{ m.}$$

$$e_{sa} = e_0 + \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,422 \text{ m.}$$

$$M_{sa} = N_{sa} \cdot e_{sa} = 0,721 \text{ KN.m.}$$

IV.2.3.Calcul de ferrailage

Tableau IV.1 : Calcul de ferrailage.

Calcul des moments réduits		
Etat limite de compression du béton	<p>Si :</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ Alors $\mu < \mu_i$ « Pas d'aciers comprimés ». ➤ Alors $\mu > \mu_i$ « Acier comprimés nécessaires ». 	$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = 0,009$ <p>Pas d'aciers comprimés.</p>
Calcul des paramètres caractéristique de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\alpha = 0,011$
Ordonné de la fibre neutre	$\alpha \times d$	$Y = 0,0009 \text{ m}$
Bras de levier du couple interne	$d(1 - 0,4\alpha)$	$Z_b = 0,089 \text{ m}$
Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$\frac{M_{ua}}{f_{su} \cdot Z_b}$	$A_u = 0,354 \text{ cm}^2$.
Condition de non fragilité	$0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$	$A_{\min} = 1,086 \text{ cm}^2$.
Choix des sections commerciales (les armatures tendus)		
$4 \phi 8$		
Les armatures de répartition	$A/4$	$0,50 \text{ cm}^2$
$4 \phi 8$		

IV.2.3.1.Vérification à L'E.L.S

➤ Vérification des l'effort tranchants

Tableau IV.2 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

Vérification de la contrainte de cisaillement		
Contrainte tangente	$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$	$\tau_u = 0,025\text{MPa}$
Contrainte tangente limite	$\text{Min} (0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa})$	2,5 MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \text{Min} (0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa})$	$0,025 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

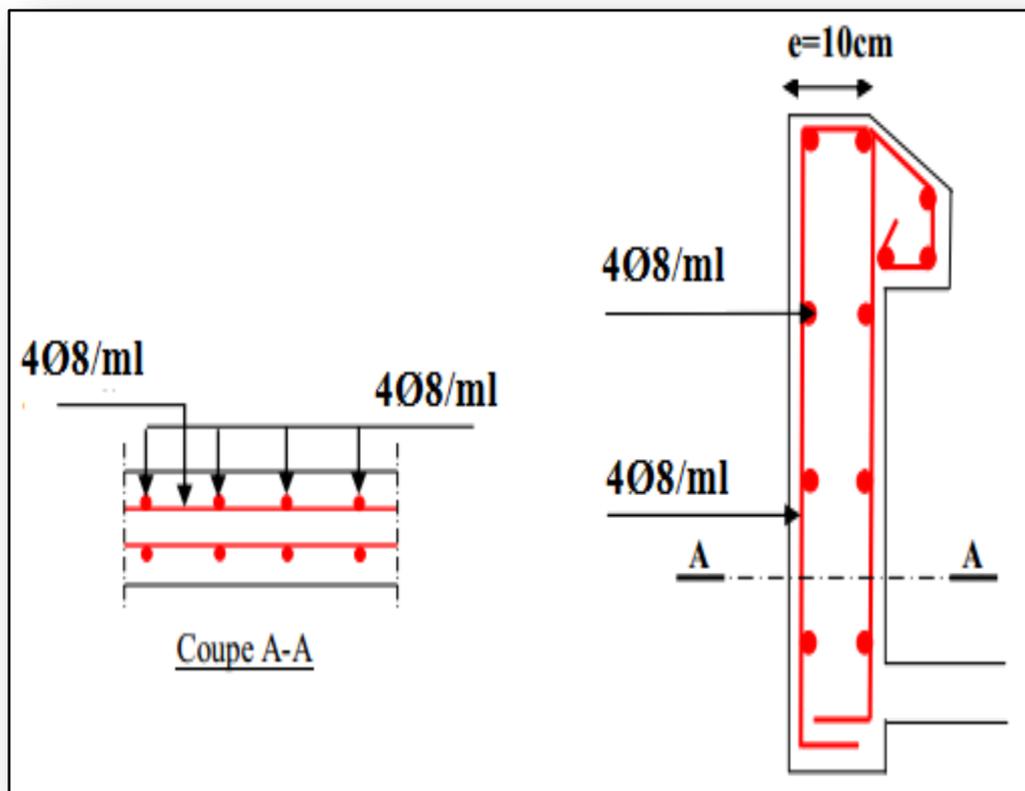


Figure IV.2: Schéma du ferrailage d'acrotère.

IV.3. Balcon

IV.3.1.Introduction

Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

➤ L'épaisseur de la dalle pleine résulte les conditions suivantes:

- Résistance à la flexion.
- Isolation acoustique $e \geq 12\text{cm}$.
- Sécurité en matière d'incendie $e = 11\text{cm}$ pour 2 heures de coup feu.

Donc on adopte $e = 15\text{ cm}$.

Dans notre étude on a un seul type de balcon.

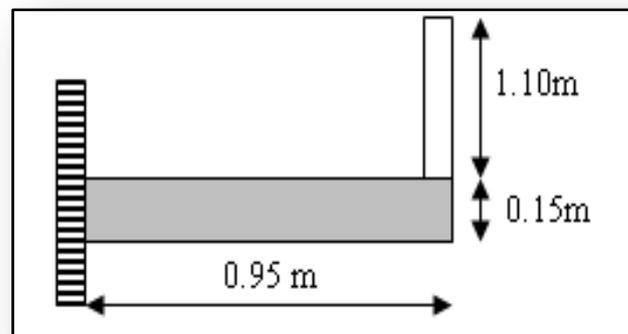


Figure IV.3: Schéma représente type de balcon.

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

IV.3.2. Exemple de calcul

IV.3.2.1. Descente de charge

Tableau IV. 3 : La descente des charges d'une dalle pleine.

N°	Désignation	Épaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	-	0,20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	-	0,20	0,40
3	Lit de sable	0,02	0,18	-	0,36
4	Dalle pleine	0,15	-	0,25	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	-	0,18	0,36
					G =5,27

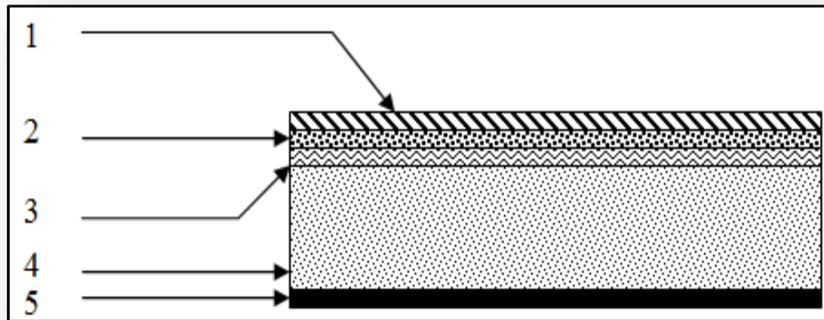


Figure IV. 4 : Schéma représente détaille d'une dalle pleine.

➤ Poids propre : $G = 5,27 \text{ KN/m}^2$.

➤ Surcharge : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,36 \text{ KN/m}^2$$

$$\rightarrow Q_{u/ml} = 12,36 \times 1 = 12,36 \text{ KN/ml.}$$

IV.3.2.2. Calcul de la charge concentrée

➤ Poids propre du mur

$$P = \delta \times b \times h \times 1m = 13 \times 0,1 \times 1,1 \times 1m = 1,43 \text{ KN.}$$

$$P_u = 1,35P = 1,93 \text{ KN.}$$

$$P_s = 1,43 \text{ KN.}$$

IV.3.2.3. Calcul du moment max et de l'effort tranchant max

$$M_{\max} = -\frac{Q_u L^2}{2} - P_u L = -7,41 \text{ KN.m.}$$

$$T_{\max} = Q_u \cdot L + P_u = 13,67 \text{ KN.}$$

$$d = 0,9 \cdot h = 13,5 \text{ cm.}$$

IV.3.2.4. Ferrailage du balcon

Tableau IV. 4: Ferrailage du balcon.

M (KN.m)	μ	β	A'	$A_{\text{calculé}}$ (cm ² /ml)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ² /ml)	$A_r = A_s/4$	$A_{\text{adopté}}$ (cm ² /ml)
7,41	0,028	0,985	0	1,60	4T12 $A_s = 4,52$ St = 33 cm	1,13 cm ²	4Ø8 $A_s = 2,01$ St = 33 cm

IV.3.3. Vérifications**IV.3.3.1. Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{t28}/f_c) = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times (2,1/400) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3.3.2. Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{13,67 \times 10}{13,5 \times 100} = 0,10 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,10 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(Fissuration préjudiciable).}$$

$$\tau_u = 0,10 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

IV.3.3.3. Contrainte d'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{13,67 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 4 \times 3,14 \times 10^2} = 0,89 \text{ MPa.}$$

$n = 4$: nombre d'armatures longitudinales tendues.

$$\mu = 2 \cdot \pi \cdot \frac{1}{2} = 3,14 \text{ cm} : \text{périmètre d'armatures tendues.}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0,89 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3.3.4. La vérification des contraintes à l'E.L.S

$$Q_{ser} = G + Q = 8,77 \text{ KN.ml.}$$

$$P_{ser} = 1,43 \text{ KN et } M_{ser} = -5,32 \text{ KN.m.}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre

$$by^2/2 - 15 \cdot A_s \cdot (d - y) = 0$$

$$50y^2 + 67,80y - 915,30 = 0$$

$$\rightarrow y = 3,65 \text{ cm (position de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée).}$$

b) Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(3,65)^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (13,5 - 3,65)^2$$

$$I = 8199,02 \text{ cm}^4.$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{5,32 \times 10^3}{8199,02} \times 3,65 = 2,36 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,36 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Détermination des contraintes dans l'acier tendue

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Avec

η : Coefficient de fissuration pour H.A $\phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$.

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) \text{ MPa} = 202 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{5,32 \times 10^3}{8199,02} (13,5 - 3,65) = 95,87 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 95,87 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3.3.5. Vérification de la flèche

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à:

$$F = F_1 + F_2 .$$

Avec

$$F_1 = \frac{QL^4}{8EI} \dots \dots \dots \text{flèche due à la charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{PL^3}{3EI} \dots \dots \dots \text{flèche due à la charge concentrée.}$$

a) Détermination du centre de gravité

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times h/2 + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 15 \times 7,5 + 15 \times 4,52 \times 13,5}{100 \times 15 + 4,52 \times 15} = 7,76 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,76 \text{ cm.}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,24 \text{ cm.}$$

b) Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta \times A(d - Y_1);$$

$$I = \frac{100(7,76)^3}{3} + \frac{100 \times (7,24)^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (13,5 - 7,76)^2 = 30460,24 \text{ cm}.$$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right];$$

$$F = \frac{(0,95)^3 \times 10^2}{32164,2 \times 10^{-5} \times 30460,24} \left[\frac{8,77 \times 0,95}{8} + \frac{1,43}{3} \right] = 0,013 \text{ cm}.$$

$$F = 0,013 \text{ cm}.$$

$$F_{ad} = L/250 = 95/250 = 0,38 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,013 \text{ cm} < F_{adm} = 0,38 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

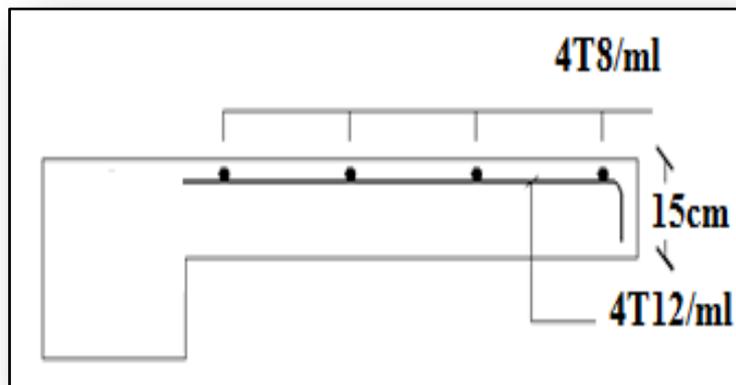


Figure IV. 5 : Schéma de ferrailage du balcon.

IV.4. Escaliers**IV.4.1. Définition**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

IV.4.2. Terminologie

Un escalier se compose d'un nombre des marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, et la hauteur d'une marche "h". Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

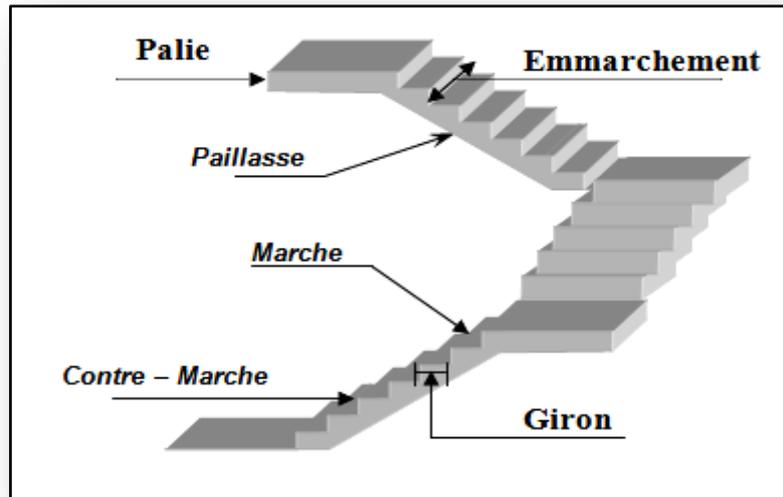


Figure IV. 6 : Schéma de l'escalier.

On a deux types d'escalier

- Escalier droit à deux volées utilisé pour l'accès de **RDC** à **1^{er}** étages (vers l'administration).
- Escalier droit à trois volées utilisé pour l'accès de **RDC** à l'étage courant.

IV.4.3. Dimensions des escaliers

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de (**BLONDEL**).

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{cm} \dots\dots\dots(1)$$

h : Hauteur de la marche (contre marche) ;

g : Largeur de la marche.

On prend :

$$2h + g = 64 \text{ cm } (H = n \times h = \frac{h_e}{2})$$

$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$ Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage

$$(H = n \times h = \frac{h_e}{2})$$

n : Nombre de contre marches.

L : Projection horizontale de la longueur totale de la volée :

$$L = (n - 1) \times g .$$

IV.4.4.Étude de l'escalier (Type 1)

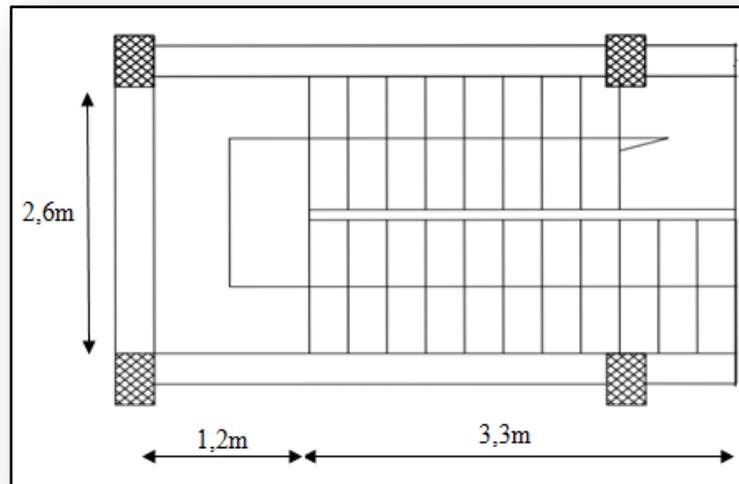


Figure IV.7 : Vu en plan de l'escalier (Type 1).

➤ Type 1 (cas de volée 1)

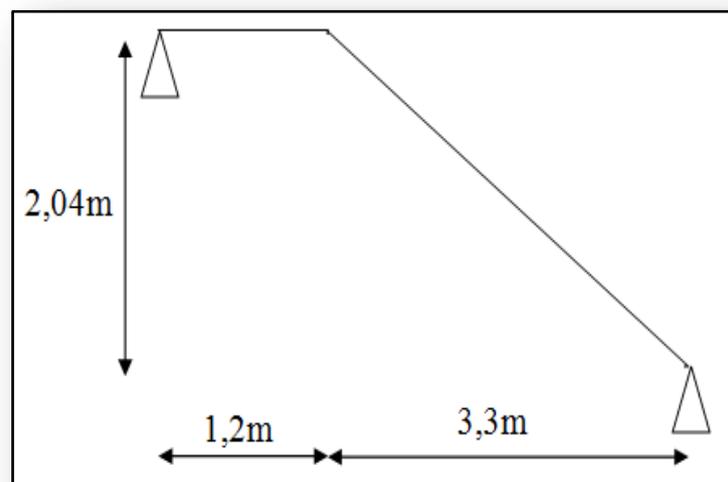


Figure IV.8 : Schéma statique de l'escalier type 1 (cas de volée 1).

a) Dimensionnement

a.1) Marches et contre marches

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

$$g = \frac{L}{n-1} ;$$

Donc d'après (BLONDEL) on a :

$$m = \left(\frac{L}{n-1} \right) + 2 \times \frac{H}{n}$$

Et puis :

$$mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Avec : $m = 64 \text{ cm}$, $H = 204 \text{ cm}$ et $L = 330 \text{ cm}$.

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 802n + 408 = 0$.

La solution de l'équation est : $n = 12$ (nombre de contre marche)

Donc : $n - 1 = 11$ (nombre de marche)

$$h = \frac{204}{12} = 17 \text{ cm} \rightarrow h = 17 \text{ cm. et } g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm.}$$

On vérifie avec la formule de (BLONDEL)

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

L'inégalité vérifiée, on a : 11 marches.

Avec

$$g = 30 \text{ cm ;}$$

$$h = 17 \text{ cm.}$$

L'angle d'inclinaison est:

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87.$$

a.2) Épaisseur de la volée (e_v)

$$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

$$\frac{330}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{330}{20 \times 0,87}$$

$$\rightarrow 12,64 \leq e_v \leq 18,96$$

$$e_v = 12 \text{ cm.}$$

a.3) Épaisseur du palier (e_p)

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{ cm.}$$

$$e_p = 14 \text{ cm.}$$

b) Descente de charges

b.1) Paillasse

Tableau IV. 5 : Charges et surcharges du paillasse type 1(cas volée 1).

N°	Désignation	e(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical $R_n \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,23
5	Mortier de ciment vertical $e_p \times h/g$	0,02	20,00	0,23
6	Poids propre de la paillasse : $e_v \times 25/\cos(\alpha)$	0,12	25,00	3,45
7	Poids propre des marches : $\gamma_b \cdot h/2$	-	22,00	1,87
8	Garde-corps	-	-	0,10
9	Enduit en plâtre : $2 \times 0,1/\cos(\alpha)$	0,20	-	0,23
				G=7,27

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G = 7,27 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ \text{Surcharge : } Q = 2,50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1,35G + 1,5Q = 13,56 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \\ q_{\text{ser}} = G + Q = 9,77 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \end{array} \right.$$

b.2) Palier

Tableau IV. 6 : Charges et surcharges du palier type 1 (cas volée 1).

N°	Désignation	e(m)	densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Poids propre du palier	0,14	25,00	3,50
2	carrelage	0,02	20,00	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
4	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
5	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20
				G=4,86

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G = 4,86 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ \text{Surcharge : } Q = 2,50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,31 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ q_{\text{ser}} = G + Q = 7,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{array} \right.$$

c) Calcul des sollicitations

$$\frac{q_{\text{paillasse}} - q_{\text{palier}}}{q_{\text{palier}}} = \frac{13,56 - 10,31}{10,31} = 0,31 > 10 \%$$

On garde le schéma statique réel.

c.1) Les réactions d'appuis

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = (13,56 \times 3,30) + (10,31 \times 1,2) = 57,12 \text{ KN.}$$

$$\sum M/a = 0 \Rightarrow R_b \times 4,5 = 13,56 \times 3,30 \times \left(\frac{3,3}{2}\right) + 10,31 \times 1,2 \times \left(\frac{1,2}{2} + 3,3\right).$$

$$R_b = \frac{(13,56 \times 3,30 \times 1,65) + (10,31 \times 0,60 \times 3,90)}{4,50} = 27,13 \text{ KN.}$$

$$R_a = 29,99 \text{ KN.}$$

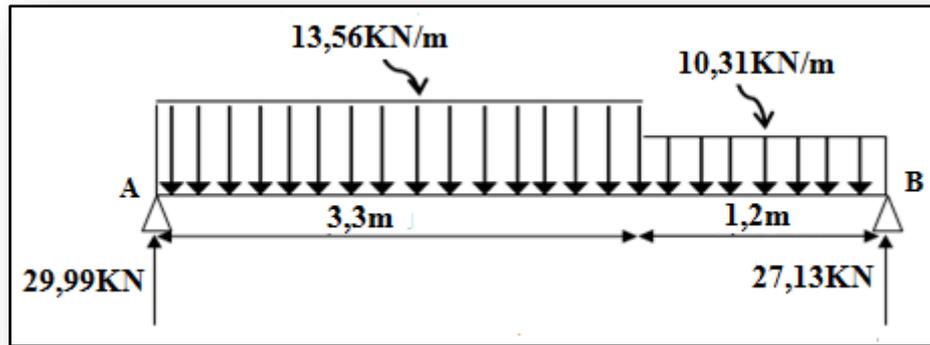


Figure IV. 9 : Schéma statique des charges de l'escalier type 1 (cas de volée 1).

c.2) Moment fléchissant max

$$M(x) = 29,99 \times x - 13,56 \times \left(\frac{x^2}{2}\right)$$

➤ **Position du moment max**

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = \frac{d\left[29,99 \times x - 13,56 \times \left(\frac{x^2}{2}\right)\right]}{dx}$$

$$T(x) = 29,99 - 13,56 \times x$$

Pour $T(x)=0 \rightarrow x = 2,21 \text{ m}$.

Donc : $M_{\max} = M(2,21)$.

$$M(2,21) = 29,99 \times 2,21 - 13,56 \times \frac{(2,21)^2}{2}$$

$$M_{\max} = 33,16 \text{ KN. m}$$

c.3) Effort tranchant

Tableau IV. 7: Calcul les efforts tranchants de l'escalier type 1 (cas de volée 1).

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)
$0 \leq x \leq 3,3\text{m}$		$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$ $T(0) = 29,99 \text{ KN}$ $T(3,3) = -14,75 \text{ KN}$
$3,3\text{m} \leq x \leq 4,5\text{m}$		$T(x) = R_A - 3,3q_1 - q_2 \cdot (x - 3,3)$ $T(3,3) = -14,75 \text{ KN}$ $T(4,5) = -27,13 \text{ KN}$

c.4) Diagrammes M et T

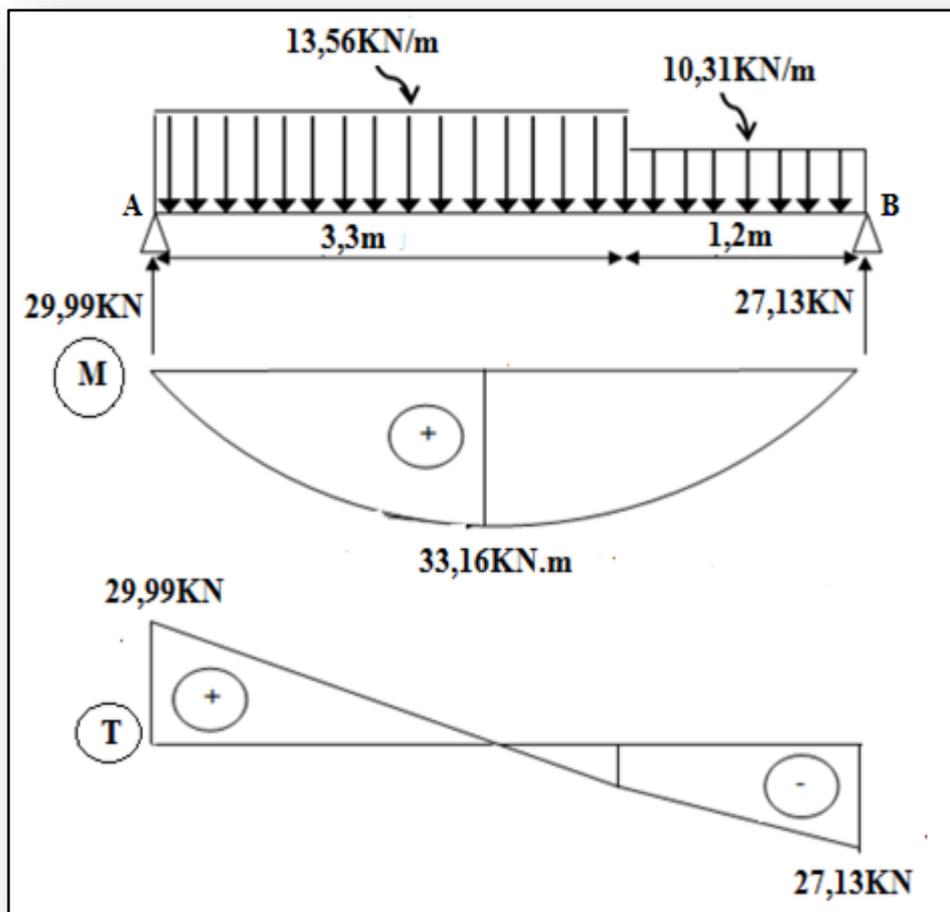


Figure IV.10: Diagrammes Moments et l'effort tranchant (M, T) de l'escalier type1 (cas volée 1).

e) Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U

On a: $M_{\max} = 33,16 \text{ kN. m.}$

$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 28,18 \text{ kN. m.}$

$M_a = 0,40 \times M_{\max} = 13,26 \text{ kN. m.}$

f) Ferrailage de l'escalier

f.1) En travée

Le moment ultime

$M_t = 28,18 \text{ kN. m} ; h = 12 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 10,8 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm.}$

Le moment réduit μ

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{28,18 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,170 < \mu_1 \rightarrow A' = 0.$$

On a : $\beta = 0,905$.

La section d'acier

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{28,18 \times 10^3}{0,905 \times 10,8 \times 348} = 8,28 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte 6T14 avec : $A_{adm} = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $S_t = 20 \text{ cm}$.

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 2,31 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte 4T10 avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $S_t = 33 \text{ cm}$.

f.2) Sur appuis

$M_a = 13,26 \text{ KN.m}$; $h = 14 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 12,6 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$.

Le moment réduit μ

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{13,26 \times 10^3}{100 \times 12,6^2 \times 14,17} = 0,058 < \mu_1 \rightarrow A' = 0 \text{ et on a : } \beta = 0,969.$$

La section d'acier

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13,26 \times 10^3}{0,969 \times 12,6 \times 348} = 3,12 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte 4T12

Avec : $A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $S_t = 33 \text{ cm}$.

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte 4T10

Avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $S_t = 33 \text{ cm}$.

g) Vérifications

g.1) Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_s = 3,12 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_{min} = 1,30 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

g.2) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{29,99 \times 10}{100 \times 10,8} = 0,27 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13 \cdot f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

g.3) Vérification au niveau des appuis

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left(29,99 + \frac{13,26 \times 10^2}{0,9 \times 12,6} \right) = 4,22 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adm} = 4,22 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

h) Les vérifications des contraintes à l'E.L.S

$M_{t \max} = 23,85 \text{ KN.m}$; déterminé par méthode des coupures (RDM).

$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 20,27 \text{ KN.m}$.

$M_{a \text{ ser}} = 0,40 \times M_{t \max} = 9,54 \text{ KN.m}$.

h.1) En travée

$A_s = 5,77 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

➤ **Détermination de la position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 86,55y - 934,74 = 0 \rightarrow y = 3,54 \text{ cm} .$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

➤ **Détermination du moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = \frac{100 \times 3,54^3}{3} + (15 \times 5,77)(10,8 - 3,54)^2 = 6040,57 \text{ cm}^4 .$$

➤ **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}**

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{20,27 \times 10^3}{6040,57} \times 3,54 = 11,87 \text{ MPa} .$$

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

$$\sigma_b = 11,87 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} .$$

h.2) Sur appuis

$A_s = 2,22 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

➤ **Détermination de la position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 33,3y - 419,58 = 0 \rightarrow y = 2,58 \text{ cm} .$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

➤ **Détermination du moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + (\eta \cdot A_s)(d - y)^2 = \frac{100 \times 2,58^3}{3} + (15 \times 2,22)(12,6 - 2,58)^2 = 3915,78 \text{ cm}^4 .$$

➤ **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}**

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{9,54 \times 10^3}{3915,78} \times 2,58 = 6,28 \text{ MPa} .$$

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

$$\sigma_b = 6,28 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} .$$

i) Vérification de la flèche

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{17}{450} = 0,037 \geq 0,033 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} .$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,005 \leq 0,005 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} .$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

j) Schéma de ferrailage

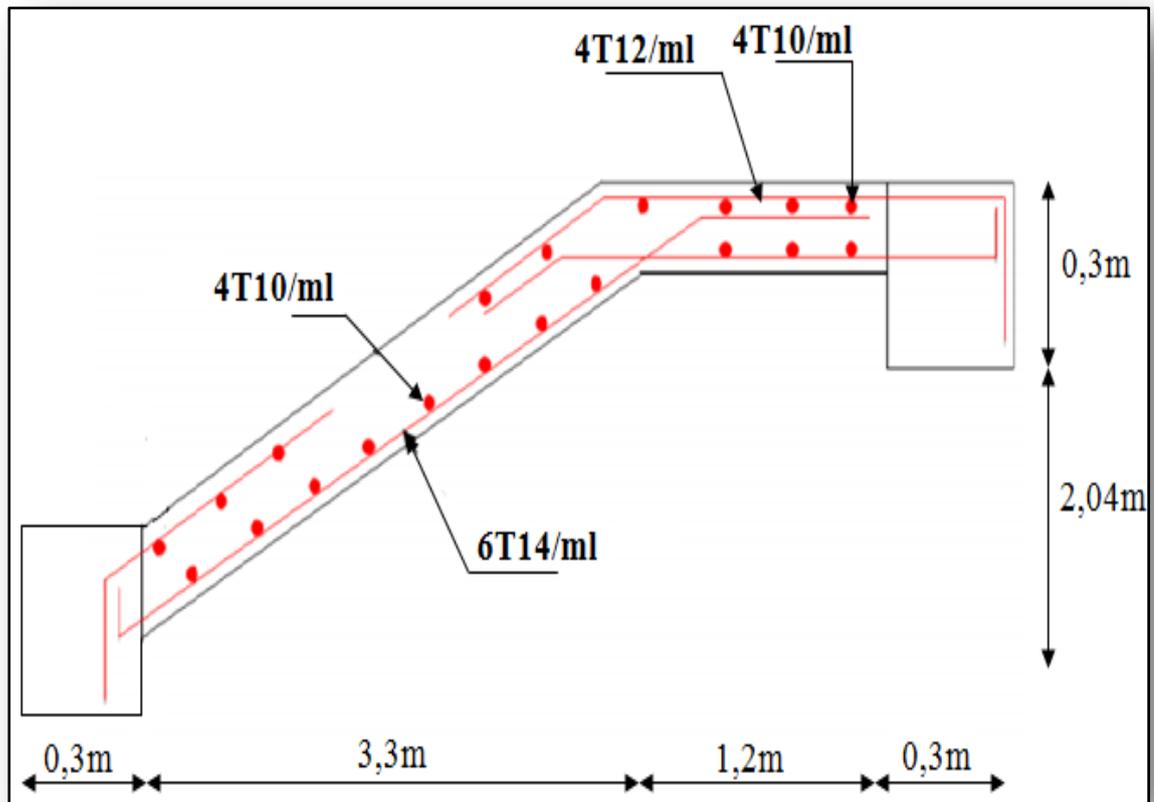


Figure IV.11 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 1 (cas volée 1).

➤ Type 1 (cas de volée 2)

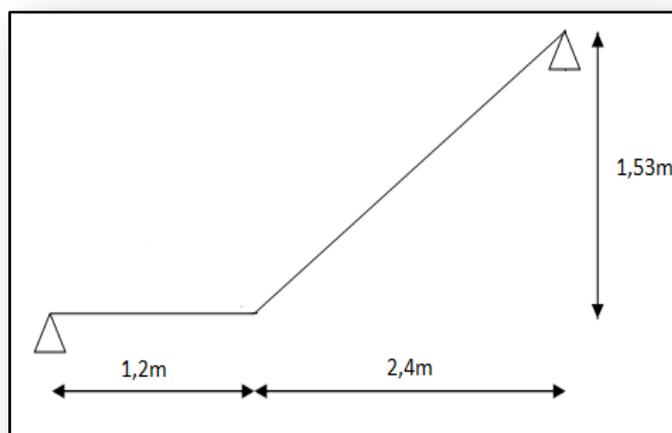


Figure IV. 12: Schéma statique de l'escalier type 1 (cas de volée 2).

a) Dimensionnement**a.1) Marches et contre marches**

$$h = \frac{H}{n} ; g = \frac{L}{n-1} ;$$

Donc d'après **BLONDEL** on a

$$m = \left(\frac{L}{n-1} \right) + 2 \times \frac{H}{n}$$

Et puis

$$mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Avec

$$m = 64 \text{ cm} ;$$

$$H = 153 \text{ cm} ;$$

$$L = 240 \text{ cm} .$$

Donc l'équation (2) devient

$$64n^2 - 610n + 306 = 0.$$

➤ La solution de l'équation est : $n = 9$ (nombre de contre marche).

Donc : $n - 1 = 8$ (nombre de marche)

$$h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm} \rightarrow h = 17 \text{ cm} \text{ et } g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm}.$$

On vérifie avec la formule de **BLONDEL**

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ L'inégalité vérifiée, on a : 8 marches avec $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$.

➤ L'angle d'inclinaison est: $\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$.

a.2) Épaisseur de la volée (e_v)

$$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

$$\frac{240}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0,87}$$

$$\rightarrow 9,19 \leq e_v \leq 13,79$$

$$e_v = 12 \text{ cm}.$$

a.3) Épaisseur du palier (e_p)

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{ cm}.$$

$$e_p = 14 \text{ cm}.$$

b) Descente de charges

b.1) Paillasse

Tableau IV. 8: Charges et surcharges du paillasse type 1(cas volée 2).

N	Désignation	e(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical $R_h \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,23
5	Mortier de ciment vertical : $e_p \times h/g$	0,02	20,00	0,23
6	Poids propre de la paillasse : $e_v \times 25/\cos(\alpha)$	0,12	25,00	3,45
7	Poids propre des marches : $\gamma_b \cdot h/2$	-	22,00	1,87
8	Garde-corps	-	-	0,10
9	Enduit en plâtre : $2 \times 0,1/\cos(\alpha)$	0,20	-	0,23
				G=7,27

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G = 7,27 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ \text{Surcharge : } Q = 2,50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1,35G + 1,5Q = 13,56 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \\ q_{\text{ser}} = G + Q = 9,77 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \end{array} \right.$$

b.2) Palier

Tableau IV. 9: Charges et surcharges du palier type 1 (cas volée 2).

N	Désignation	e(m)	densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Poids propre du palier	0,14	25,00	3,50
2	Carrelage	0,02	20,00	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
4	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
5	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20
				G=4,86

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G = 4,86 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ \text{Surcharge : } Q = 2,50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,31 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ q_{\text{ser}} = G + Q = 7,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{array} \right.$$

c) Calcul des sollicitations

$$\frac{q_{\text{paillasse}} - q_{\text{palier}}}{q_{\text{palier}}} = \frac{13,56 - 10,31}{10,31} = 0,31 > 10 \%$$

On garde le schéma statique réel.

c.1) Les réactions d'appuis

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = (13,56 \times 2,40) + (10,31 \times 1,2) = 44,91 \text{ KN.}$$

$$\sum M/a = 0.$$

$$\Rightarrow R_b \times 3,6 = 13,56 \times 2,40 \times \left(\frac{2,4}{2} + 1,2 \right) + 10,31 \times 1,2 \times \left(\frac{1,2}{2} \right)$$

$$R_b = \frac{(13,56 \times 2,40 \times 2,40) + (10,31 \times 1,20 \times 0,60)}{3,60} = 23,75 \text{ KN.}$$

$$R_a = 21,15 \text{ KN.}$$

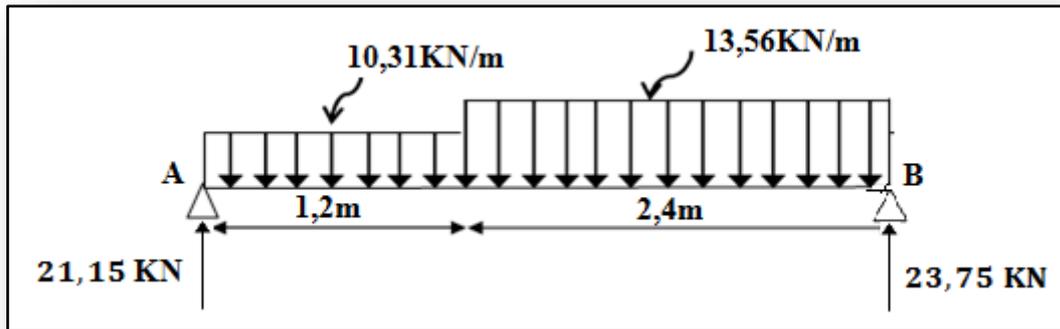


Figure IV. 13 : Schéma statique des charges de l'escalier type 1 (cas de volée 2).

c.2) Moment fléchissant max

$$M(x) = 21,15 \times x - 10,31 \times (1,2) \left(x - \frac{1,2}{2}\right) - 13,56(x - 1,2) \left(\frac{x-1,2}{2}\right).$$

➤ **Position du moment max**

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = \frac{d[21,15 \times x - 10,31 \times 1,2 \times (x - \frac{1,2}{2}) - 13,56 \times (x-1,2) (\frac{x-1,2}{2})]}{dx}$$

$$T(x) = 21,15 - 10,31 \times 1,2 - 13,56 \times (x - 1,2).$$

Pour $T(x)=0 \rightarrow x = 1,84 \text{ m}$.

Donc : $M_{\max} = M(1,84)$.

$$M(1,84) = 21,15 \times 1,84 - 10,31 \times 1,2 \times \left(1,84 - \frac{1,2}{2}\right) - 13,56(1,84 - 1,2) \left(\frac{1,84 - 1,2}{2}\right)$$

$$M_{\max} = 20,79 \text{ KN.m.}$$

c.3) Effort tranchant

Tableau IV.10: Calcul effort tranchant de l'escalier type 1 (cas de volée 2).

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)
$0 \leq x \leq 1,2\text{m}$		$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$ $T(0) = 21,15 \text{ KN}$ $T(1,2) = 8,77 \text{ KN}$
$1,2\text{m} \leq x \leq 3,6 \text{ m}$		$T(x) = R_A - 1,2q_1 - q_2 \cdot (x - 1,2)$ $T(1,2) = 8,77 \text{ KN}$ $T(3,6) = -23,75 \text{ KN}$

c.4) Diagrammes M et T

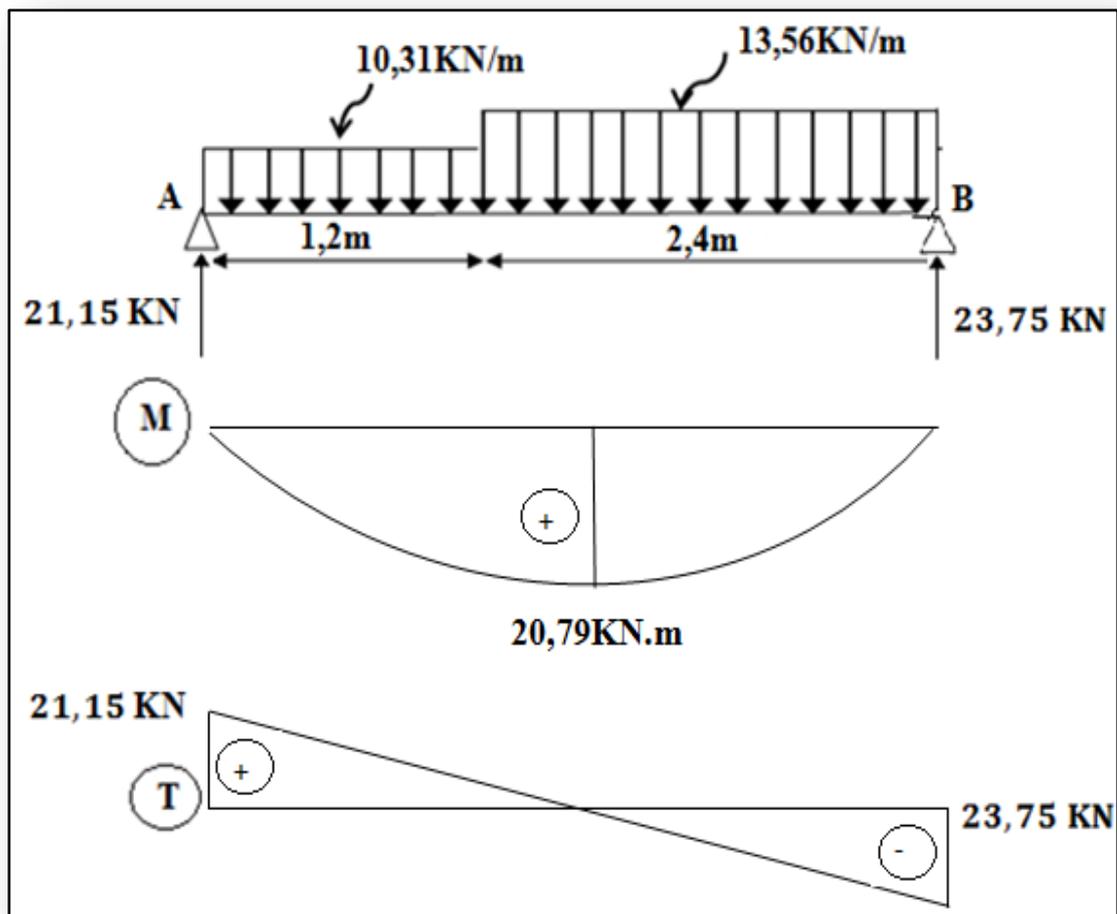


Figure IV.14: Diagrammes moments et l'effort tranchant (M, T) de l'escalier type1 (cas volée 2).

d) Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U

On a : $M_{\max} = 20,79 \text{ kN.m}$.

$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 17,67 \text{ kN.m}$.

$M_a = 0,40 \times M_{\max} = 8,31 \text{ kN.m}$.

e) Ferrailage de l'escalier

e.1) En travée

➤ Le moment ultime

$M_t = 17,67 \text{ kN.m}$; $h = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 10,8 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$.

➤ Le moment réduit μ

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{17,67 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,106 < \mu_1 \rightarrow A' = 0.$$

On a : $\beta = 0,943$.

➤ La section d'acier

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17,67 \times 10^3}{0,943 \times 10,8 \times 348} = 4,98 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte **4T14** avec : $A_{adm} = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $S_t = 20 \text{ cm}$.

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,54 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte **4T10** avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $S_t = 33 \text{ cm}$.

e.2) Sur appuis

$M_a = 8,31 \text{ KN.m}$; $h = 14 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h = 12,6 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$.

➤ Le moment réduit μ

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8,31 \times 10^3}{100 \times 12,6^2 \times 14,17} = 0,036 < \mu_1 \rightarrow A' = 0.$$

On a : $\beta = 0,981$.

➤ La section d'acier

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,31 \times 10^3}{0,981 \times 12,6 \times 348} = 1,93 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte **4T12**.

Avec

$A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $S_t = 33 \text{ cm}$.

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte **4T10**

Avec

$A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $S_t = 33 \text{ cm}$.

f) Vérifications

f.1) Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_s = 1,93 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_{min} = 1,30 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f.2) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{23,75 \times 10}{100 \times 10,8} = 0,22 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13 \cdot f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f.3) Vérification au niveau des appuis

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left(23,75 + \frac{8,31 \times 10^2}{0,9 \times 12,6} \right) = 2,78 \text{ cm}^2.$$

$A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,78 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

g) Les vérifications des contraintes à l'E.L.S

$M_{t \max} = 14,96 \text{ KN.m}$; déterminé par méthode des coupures (RDM).

$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 12,71 \text{ KN.m}$.

$M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{t \max} = 5,98 \text{ KN.m}$.

g.1) En travée

$A_s = 3,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

➤ Détermination de la position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 - (15 \times A_s)(d - y) = 50y^2 + 52,8y - 570,24 = 0 \rightarrow y = 2,89 \text{ cm.}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

➤ Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + (\eta \times A_s)(d - y)^2 = \frac{100 \times 2,89^3}{3} + (15 \times 3,52)(10,8 - 2,89)^2 = 4108,18 \text{ cm}^4.$$

➤ Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{12,71 \times 10^3}{4108,18} \times 2,89 = 8,94 \text{ MPa.}$$

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

$\sigma_b = 8,94 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

g.2) Sur appuis

$A_s = 1,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

➤ Détermination de la position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 - (15 \times A_s)(d - y) = 50y^2 + 20,7y - 260,82 = 0 \rightarrow y = 2,08 \text{ cm.}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

➤ Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + (\eta \times A_s)(d - y)^2 = \frac{100 \times 2,08^3}{3} + (15 \times 1,38)(12,6 - 2,08)^2 = 2590,84 \text{ cm}^4.$$

➤ Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{5,98 \times 10^3}{2590,84} \times 2,08 = 4,80 \text{ MPa.}$$

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

$\sigma_b = 4,80 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

h) Vérification de la flèche

$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{17}{360} = 0,047 \geq 0,033$ Condition vérifiée.

$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,003 \leq 0,005$ Condition vérifiée.

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

i)Schéma de ferrailage

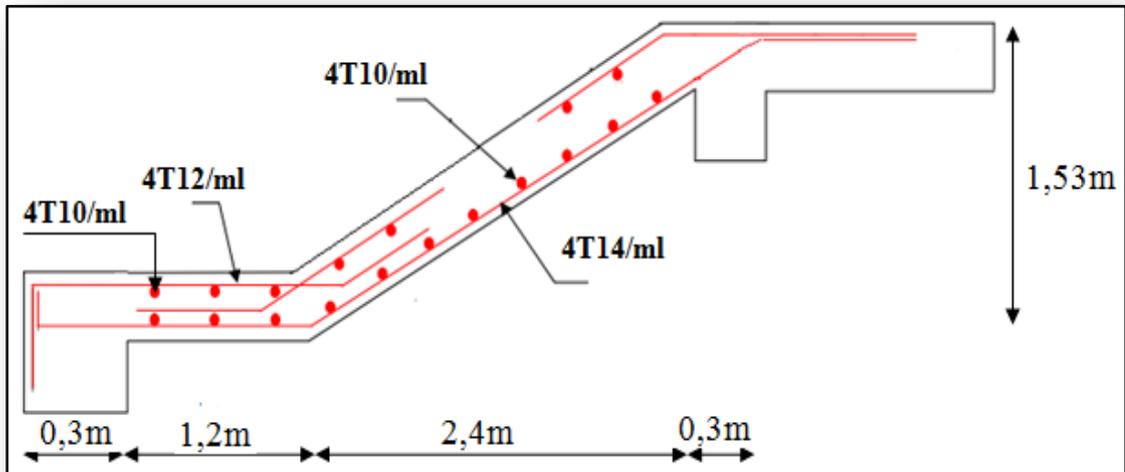


Figure IV. 15: Schéma de ferrailage de l'escalier type 1(cas volée 2).

IV.4.5.Étude de la poutre palière pour l'escalier type 1

IV.4.5.1.Dimensionnement

Selon le **B.A.E.L 91 modifiée 99**, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{270}{15} \leq h \leq \frac{270}{10} \Rightarrow 18 \text{ cm} \leq h \leq 27 \text{ cm.}$$

On prend

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

donc: $d = 0,9 \times h = 27 \text{ cm.}$

$$0,3 \times d \leq b \leq 0,4 \times d \Rightarrow 8,10 \text{ cm} \leq b \leq 10,8 \text{ cm}$$

On prend :

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

➤ **Les vérifications des conditions du R.P.A 99/version 2003**

$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

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

$\frac{h}{b} = 1,16 \leq 4$ Condition vérifiée.

IV.4.5.2.Charges supportées par la poutre

Poids propre de la poutre : $G_p = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ KN/m.}$

La charges d'exploitation : $Q=2,50 \text{ KN/m .}$

Poids du mur situé sur la poutre (enduit y compris) 25 cm.

$$G_m = 4,08 \times 2,00 = 8,16 \text{ kN/m.}$$

Réaction du palier

$$R_b(\text{E. L. U}) = 27,13 \text{ kN.}$$

$$Q_u = (1,35 \times (2,25 + 8,16)) + (1,5 \times 2,5) + 27,13 = 44,93 \text{ kN/m.}$$

$$R_b(\text{E. L. S}) = 19,47 \text{ kN.}$$

$$Q_{ser} = 2,25 + 8,16 + 2,5 + 19,47 = 32,38 \text{ kN/m.}$$

IV.4.5.3.Calcul des sollicitations à l'E.L.U

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{44,93 \times 2,7^2}{8} = 40,94 \text{ kN. m.}$$

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 34,80 \text{ kN. m} \quad , M_a = 0,40 \times M_0 = 16,37 \text{ kN. m.}$$

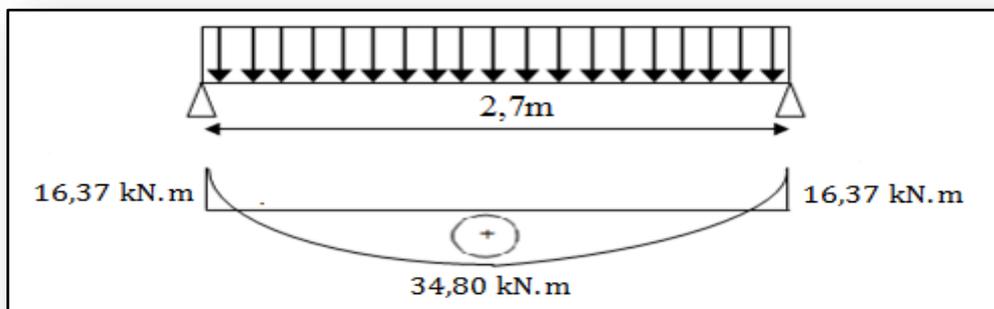


Figure IV. 16. Diagramme du moment pour la poutre palière.

IV.4.5.4.Calcul du ferrailage à l'E.L.U

On a : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h = 27 \text{ cm}$.

a) En travée

➤ Le moment ultime

$$M_t = 34,80 \text{ kN. m.}$$

➤ Le moment réduit μ_u

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{34,80 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,112 < \mu_1 \rightarrow A' = 0.$$

On a

$$\beta = 0,940.$$

➤ La section d'acier

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34,80 \times 10^3}{0,940 \times 27 \times 348} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On prend comme choix **3T14+3T12**

$$\text{Avec : } A_{adm} = 8,01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

b) Sur appuis➤ **Le moment ultime**

$$M_a = 16,37 \text{ kN.m.}$$

➤ **Le moment réduit μ_u**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{16,37 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,052 < \mu_1 \rightarrow A' = 0.$$

On a

$$\beta = 0,973 .$$

La section d'acier

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16,37 \times 10^3}{0,973 \times 27 \times 348} = 1,79 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prend comme choix **3T14** avec : $A_{adm} = 4,62 \text{ cm}^2/\text{ml.}$ **IV.4.5.5. Vérifications de la poutre palière****Tableau IV.11: Vérification des différentes conditions (poutre palière).**

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité (travée)	$A_{min} = 0,97 \text{ cm}^2$	$A = 8,01 \text{ cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée
Condition de non fragilité (appuis)	$A_{min} = 0,97 \text{ cm}^2$	$A = 4,62 \text{ cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes à L'ELS (travée)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 9,22 < \overline{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes à L'ELS (appui)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 5,90 < \overline{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d}$ $\overline{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$	$\tau_u = 0,33 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u$ Condition vérifiée

IV.4.5.6. Ferrailage des armatures transversales

a) Détermination du diamètre des armatures transversal

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_1 \right\} = \min \{ 8,57 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm.}$$

b) L'espace

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \}$$

$$\rightarrow S_t \leq \min \{ 27 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} \rightarrow S_t \leq 27 \text{ cm.}$$

D'après le R. P.A 99/version 2003

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \{ 15 \text{ cm} ; 10\Phi_1 \} = \min \{ 15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_1 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm.}$$

c) La longueur de scellement droit l_s

$$\tau_s = 0,6 \times \psi^2 \times f_{ij} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{\Phi_1 \times f_e}{4 \times \tau_e} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm.}$$

On adopte une courbure égale à : $r = 5,5\Phi_1 = 7,7 \text{ cm.}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r \right) = 31,5 - (3 + 0,7 + 7,7) = 20,1 \text{ cm.}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 16,86 - 20,1}{1,87} = 6,64 \text{ cm.}$$

IV.4.5.7. Calcul de la flèche

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,129 \geq 0,062 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t \text{ ser}}}{10 \times M_{a \text{ ser}}} \Rightarrow 0,090 \geq 0,047 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0034 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

IV.4.5.8. Calcul de la poutre palière à la torsion

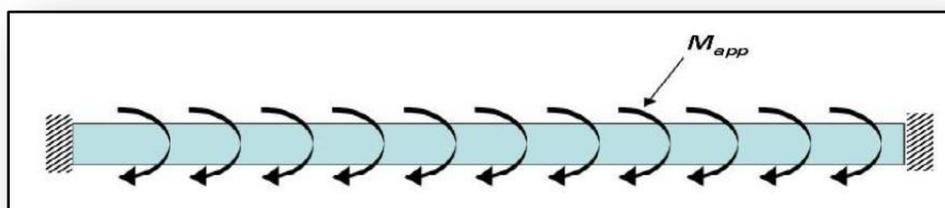


Figure IV.17: La poutre palière à la torsion.

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

➤ **Volée 01**

$$M_{\text{torsions}} = M_a (\text{escalier}) = 13,26 \text{ KN.m.}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

On a pour une section pleine

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_u^2$$

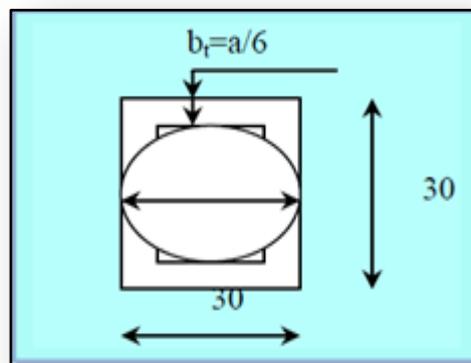
a) **Contrainte de cisaillement due à la torsion**

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e}$$

Sections pleines: à E.L.U noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle vis -à-vis de la torsion.

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dans l'épaisseur de la paroi sera égale au 1/6 du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieure de la section.

M_t : moment de torsion ($M_t = 13,26 \text{ KN.m}$).



$$e = (a/6) = (b/6) = (30/6) = 5 \text{ cm.}$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h-e) \times (b-e) = 625 \text{ cm}^2.$$

D'après le B.A.E.L 91 modifier 99

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{13,26 \times 10^6}{2 \times 62500 \times 50} = 2,12 \text{ MPa}$$

Les contraintes tangentes sont limitées par la valeur suivante :

Pour une fissuration très préjudiciable ou préjudiciable

$$\tau_{ul} = \min ((0,2 \times f_{c28})/\gamma_b ; 5\text{MPa})=3,33 \text{ MPa.}$$

b) Contraintes de cisaillement due à l'effort tranchant

Les contraintes dues à l'effort tranchant et à la torsion doivent être combinées et comparées aux contraintes limite données précédemment.

$$\tau_f = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{29,99 \times 10}{30 \times 27} = 0,37 \text{ MPa.}$$

➤ **Résistance en torsion et flexion**

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_{u \text{ limite}}^2$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = (0,37)^2 + (2,12)^2 = 4,63 \text{ MPa.}$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = 4,63 \text{ MPa} < 11,08 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

➤ **Volée 02**

$$M_{\text{tors}} = M_a (\text{escalier}) = 8,31 \text{ KN.m.}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

On a pour une section pleine

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_u^2$$

a) Contrainte de cisaillement due à la torsion

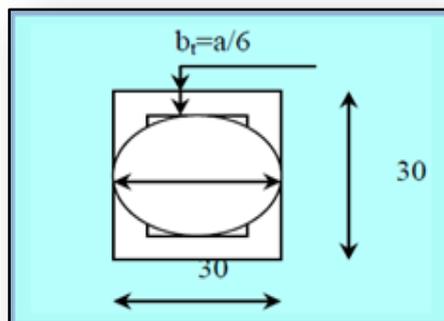
$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e}$$

Sections pleines

à **E.L.U** noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle vis -à-vis de la torsion.

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

M_t: moment de torsion (**M_t** = 8,31 KN.m).



$e = (a/6) = (b/6) = (30/6) = 5 \text{ cm.}$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$\Omega = (h-e) \times (b-e) = 625 \text{ cm}^2.$

D'après le B.A.E.L 91 modifier 99

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{8,31 \times 10^6}{2 \times 62500 \times 50} = 1,32 \text{ MPa}$$

Les contraintes tangentés sont limitées par la valeur suivante :

Pour une fissuration très préjudiciable ou préjudiciable

$\tau_{ul} = \min ((0,2 \times f_{c28})/\gamma_b ; 5\text{MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$

b) Contraintes de cisaillement due à l'effort tranchant

Les contraintes dues à l'effort tranchant et à la torsion doivent être combinées et comparées aux contraintes limite données précédemment.

$$\tau_f = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{23,75 \times 10}{30 \times 27} = 0,29 \text{ MPa.}$$

➤ **Résistance en torsion et flexion**

$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_u \text{ limite.}$

$\tau_f^2 + \tau_t^2 = (0,29)^2 + (1,32)^2 = 1,82 \text{ MPa.}$

$\tau_f^2 + \tau_t^2 = 1,82 \text{ MPa} < 11,08 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifié.

IV.4.5.9. Schéma de ferrailage de la poutre palière

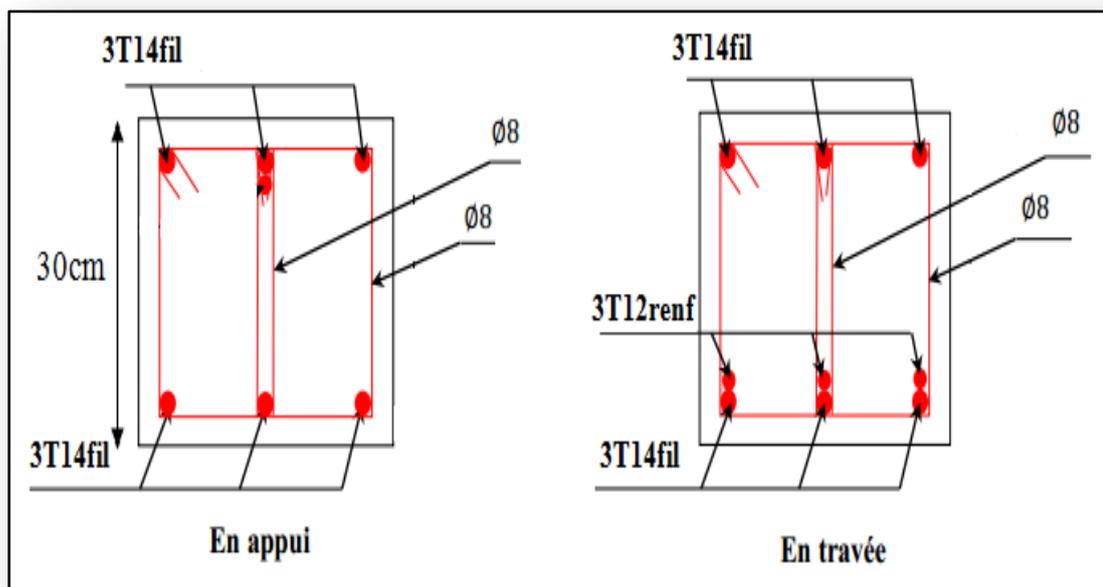


Figure IV.18 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

IV.4.6. Etude de l'escalier type 2

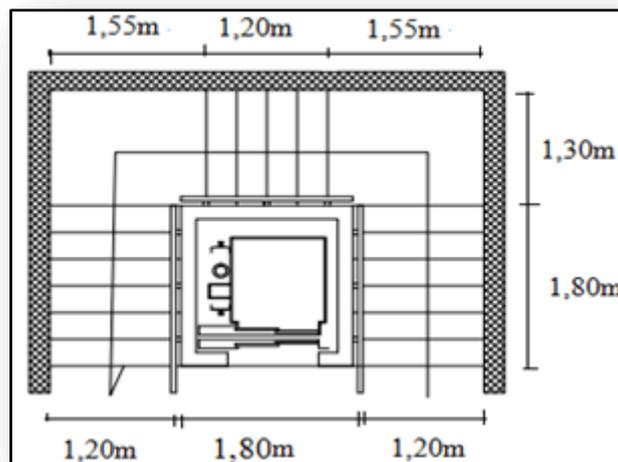


Figure IV.19 : Vue en plan escalier type 2.

a) Dimensionnement

a.1) Marches et contre marches

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n-1}$$

Donc d'après (BLONDEL) on a :

$$m = \left(\frac{L}{n-1} \right) + 2 \times \frac{H}{n}$$

Et puis : $mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$

Avec : $m = 64 \text{ cm}$, $H = 119 \text{ cm}$ et $L = 180 \text{ cm}$.

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 303,8n + 238 = 0$.

La solution de l'équation est : $n = 7$ (nombre de contre marche).

Donc

$n - 1 = 6$ (nombre de marche).

$$h = \frac{119}{7} = 17 \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm.}$$

On vérifie avec la formule de (BLONDEL)

$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

L'inégalité vérifiée, on a : 5 marches avec $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$.

L'angle d'inclinaison est

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,87.$$

a.2) Épaisseur de la paillasse (e_v)

$$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \Rightarrow \frac{180}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{180}{20 \times 0,87}$$

$$\Rightarrow 6,89 \leq e_v \leq 10,34 \Rightarrow e_v = 5 \text{ cm.}$$

Donc la paillasse est mince, les marches sont les éléments porteurs pour ce calcul, on assimile la marches a une section rectangulaire de largeur $\ll g \gg$ et de hauteur équivalente h' tel que donc la section rectangulaire de dimensions $(h' \times g) = (14,25 \times 30) \text{ cm}^2$.

$$h'_{\text{eq}} = \frac{h}{2} + \frac{e_v}{\cos \alpha}$$

$$h'_{\text{eq}} = \frac{17}{2} + \frac{5}{0,87} = 14,25 \text{ cm.}$$

$$h'_{\text{eq}} = 14,25 \text{ cm.}$$

a.3) Épaisseur du palier (e_p)

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{5}{0,87} = 5,74 \text{ cm.}$$

$$e_p = 14 \text{ cm.}$$

b) Evaluation des charges et surcharges**b.1) Paillasse****Tableau IV. 12: Charges et surcharges du paillasse type 2.**

N	Désignation	e(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical R × 20 × h/g	0,02	20,00	0,23
5	Mortier de ciment vertical : $e_p \times h/g$	0,02	20,00	0,23
6	Poids propre de la paillasse : $e_v \times 25/\cos(\alpha)$	0,05	25,00	1,44
7	Poids propre des marches : $\gamma_b \cdot h/2$	-	22,00	1,87
8	Garde-corps	-	-	0,10
9	Enduit en plâtre : $2 \times 0,1/\cos(\alpha)$	0,20	-	0,23
				G=5,26

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G = 5,26 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ \text{Surcharge : } Q = 2,50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{array} \right.$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 mètre de largeur.

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = (1,35G + 1,5G) = 10,85 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ q_{\text{ser}} = (G + Q) = 7,76 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{array} \right.$$

b.2) Palier

Tableau IV.13: Charges et surcharge du palier type 2.

N	Désignation	e (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Poids propre du palier	0,14	25,00	3,50
2	Carrelage	0,02	20,00	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
4	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
5	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20
				G=4,86

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G = 4,86 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ \text{Surcharge : } Q = 2,50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1,35G + 1,5G = 10,31 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \\ q_{\text{ser}} = G + Q = 7,36 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \end{array} \right.$$

c) Calcul des sollicitations

c.1) la marche en console

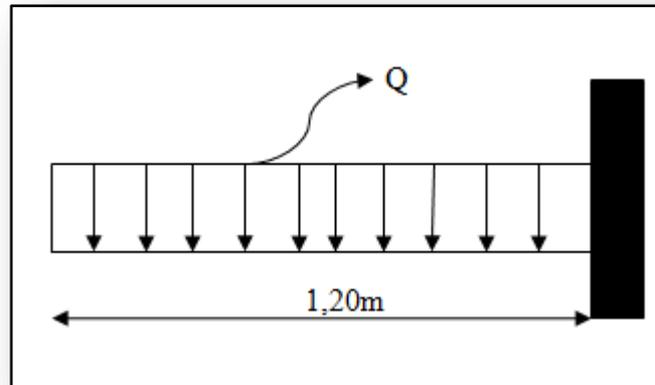


Figure IV.20 : Schéma de la marche.

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow R_b = Q_u \times l = 10,85 \times 1,20 = 13,02 \text{ KN.}$$

$$R_b = 13,02 \text{ KN.}$$

$$M_{\max} = -\frac{QL^2}{2} = -\frac{10,85(1,20)^2}{2} = -7,81 \text{ KN. m.}$$

$$M_{\max} = -7,81 \text{ KN. m.}$$

$$T_{\max} = Q_u \times L = 10,85 \times 1,20 = 13,02 \text{ KN.}$$

➤ Calcul du ferrailage

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 14,25 = 12,82 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7,81 \times 10^3}{100 \times 12,82^2 \times 14,17} = 0,033 < \mu_L \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,033 \Rightarrow \beta = 0,982$$

$$A = \frac{M_{\max}}{d \times B \times \sigma_s} = \frac{7,81 \times 10^3}{12,82 \times 0,982 \times 348} = 1,78 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12,82 \times \frac{2,1}{400} = 1,54 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml.}}$$

$$A = 1,78 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,54 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

➤ Le choix

On adopte : 4T10=3,14 cm²/ml.

➤ Armatures de répartition

$$A_{\text{ser}} = \frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ **Le choix**

On adopte : **4T10** = 3,14 cm²/ml.

Tableau IV.14: Ferrailage de paillasse.

M (KN.m)	μ	β	A'	A _{calcul} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	A _r (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
7,81	0,033	0,982	0	1,78	4T10 A _S =3,14 St=33 cm	0,78	4T10 A _S =3,14 St=33 cm

➤ **Vérification vis-à-vis E.L.S**

• **Contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{13,02}{100 \times 12,82} \times 10 = 0,10 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} = (0,13 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,10 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Contrainte D'adhérence**

$$\tau_r = \frac{T_n}{0,9 \times d \times n \times \mu}$$

n=4 : nombre des armatures longitudinales tendues.

$$\mu = 2\pi \times \frac{1}{2} = 3,14 \text{ cm.}$$

$$\tau_{sr} = \frac{T_n}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{13,02 \times 10^3}{0,9 \times 12,82 \times 3,14 \times 4 \times 10^2} = 0,89 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{sr}} = \psi \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

Ψ_s = 1 : pour les aciers lisses.

Ψ_s = 1,5 : pour les aciers H.A.

$$\tau_{sr} = 0,89 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sr}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des contraintes**

$$M_{ser} = q_{ser} \times \frac{L^2}{2}$$

$$M_{ser} = 7,76 \times \frac{1,20^2}{2} = 5,58 \text{ KN. m.}$$

- **Position de l'axe neutre**

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A(d - y) = 0.$$

Avec

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 12,82 \text{ cm} ; h = 14,25 \text{ cm} ; A = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$50y^2 + 18,9y - 242,29 = 0 \Leftrightarrow y = 2,02 \text{ cm}.$$

- **Détermination de moment d'inertie**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = 2479,05 \text{ cm}^4.$$

- **Détermination de $\bar{\sigma}_{bc}$**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5,58 \times 10^3}{2479,05} \times 2,02 = 4,54 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 4,54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Détermination des contraintes dans l'acier tendue**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\{2/3 \times f_e; 110 \sqrt{(\eta \times f_{t28})}\} \dots \dots \dots \text{fissuration préjudiciable.}$$

η : coefficient de fissuration pour $HA \emptyset \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{5,58 \times 10^3}{2479,05} \times (12,82 - 2,02) = 195,21 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{st} = 195,21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche**

$$F_1 = \frac{Q \times L^4}{8EI} \quad \text{pour la charge répartie.}$$

$$F_1 = \frac{P \times L^4}{3EI} = 0 \quad \text{pour la charge concentrée.}$$

- **Détermination du centre de gravité**

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times h / 2 + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s};$$

$$Y_G = \frac{100 \times 14,25 \times 7,12 + 15 \times 1,26 \times 12,82}{100 \times 14,25 + 15 \times 1,26} = 7,19 \text{ cm}.$$

$$Y_1 = Y_G = 7,19 \text{ cm}.$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 14,25 - 7,19 \rightarrow Y_2 = 7,05 \text{ cm}.$$

- **Calcul du moment d'inertie**

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + \frac{b \times y_2^3}{3} + \eta \times A \times (d - y_1)^2.$$

$$I = \frac{100 \times 7,19^3}{3} + \frac{100 \times 7,05^3}{3} + 15 \times 1,26 \times (12,82 - 7,19)^2 = 24668,99 \text{ cm}^4.$$

$$I = 7694,25 \text{ cm}^4.$$

$$F_{\text{cal}} = \frac{L^3}{EI} \times \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right].$$

- **Calcul de la flèche**

$$F_{\text{cal}} = \frac{1,20^3 \times 10^2}{32164,20 \times 10^{-5} \times 24668,99} \times \left[\frac{10,85 \times 1,20}{8} + 0 \right] = 0,035 \text{ cm}.$$

$$F_{\text{cal}} = 0,035 \text{ cm}.$$

$$F_{\text{adm}} = \frac{L}{250} = \frac{120}{250} = 0,48 \text{ cm}.$$

$$F_{\text{adm}} = 0,48 \text{ cm}$$

$$F_{\text{cal}} = 0,035 \text{ cm} < F_{\text{adm}} = 0,48 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c.2) palier

➤ **Etude de la dalle pleine**

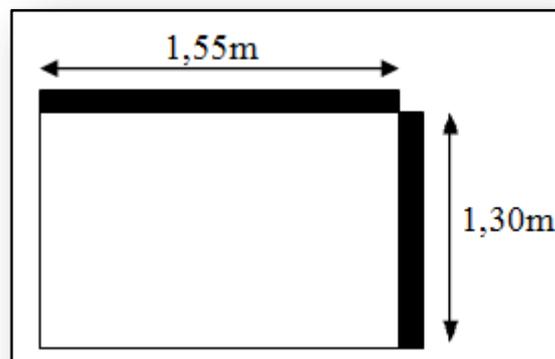


Figure IV.21: Schéma de palier

Epaisseur de la dalle : $e_p = 14 \text{ cm}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G = 4,86 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}. \\ \text{Surcharge : } Q = 2,50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1,35G + 1,5G = 10,31 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ q_{\text{ser}} = G + Q = 7,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{array} \right.$$

➤ **Ferrailage de la dalle à E.L.U**

Le calcul de la dalle pleine consiste étudier une bande de 1m et l'épaisseur $e=14\text{cm}$.
Calculons les valeurs des moments M_x suivants L_x ; M_y suivant L_y ; sont déterminés en utilisant le logiciel **SOCOTEC**.

a) Suivant L_x

a.1) En appuis

$$M_{ax} = -5,31 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{5,31 \times 10^3}{100 \times 12,60^2 \times 14,17} = 0,023 < \mu_L \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,023 ; \beta = 0,988$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,31 \times 10^3}{0,988 \times 12,60 \times 348} = 1,22 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

a.2) En travée

$$M_{tx} = 0,56 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0,56 \times 10^3}{100 \times 12,60^2 \times 14,17} = 0,002 < \mu_L \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,002 \implies \beta = 0,998$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,56 \times 10^3}{0,998 \times 12,60 \times 348} = 0,13 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

b) Suivant L_y

b.1) En appuis

$$M_{ax} = -5,10 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{5,10 \times 10^3}{100 \times 12,60^2 \times 14,17} = 0,022 < \mu_L \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,022 \implies \beta = 0,988$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,10 \times 10^3}{0,988 \times 12,60 \times 348} = 1,17 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

b.2) En travée

$$M_{tx} = 0,79 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0,79 \times 10^3}{100 \times 12,60^2 \times 14,17} = 0,003 < \mu_L \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,003 \implies \beta = 0,998$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,79 \times 10^3}{0,998 \times 12,60 \times 348} = 0,18 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ **Condition non fragilité**

a) Sens L_y

a.1) En travée

$$A_{ty \min} = 8 \times h_0 = 8 \times 0,14 = 1,12 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{ty \min} = 1,12 \text{ cm}^2/\text{ml} > 0,18 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ donc } A_{ty} = 1,12 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte : $A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$; soit : **4T10/ml** → $S_t = 33 \text{ cm}$.

a.2) En appuis

$$A_{ay \min} = A_{ty \min} [(3-\alpha)/2] ; \alpha = \frac{1,30}{1,55} = 0,83.$$

$$A_{ay \min} = 1,12 [(3-0,83)/2] = 1,08 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{ay \min} = 1,08 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{ay \text{ cal}} = 1,17 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte : $A_{ay} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$; soit : **4T10/ml** → $S_t = 33 \text{ cm}$.

b) Sens L_x

b.1) En travée

$$A_{ty \min} = 8 \times h_0 = 8 \times 0,14 = 1,12 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{ty \min} = 1,12 \text{ cm}^2/\text{ml} > 0,13 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte : $A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

soit : **4T10/ml** → $S_t = 33 \text{ cm}$.

b.2) En appuis

$$A_{ay \min} = A_{ty \min} [(3-\alpha)/2] ; \alpha = \frac{1,30}{1,55} = 0,83.$$

$$A_{ay \min} = 1,12 [(3-0,83)/2] = 1,08 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{ay \min} = 1,08 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{ay \text{ cal}} = 1,22 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte : $A_{ay} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

soit : **4T10/ml** → $S_t = 33 \text{ cm}$.

➤ **vérification vis-à-vis E.L.S**

D'après un logiciel **SOCOTEC**. Elle nous donné les moments suivants :

$$M_{tx \text{ ser}} = 0,40 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty \text{ ser}} = 0,56 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ax \text{ ser}} = -3,79 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ay \text{ ser}} = -3,64 \text{ KN.m.}$$

a) En travée**a.1) Sens L_x**

$$M_{tx \text{ ser}} = 0,4 \text{ KN.m} ; A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A' = 0.$$

➤ Détermination de (y) et moment d'inertie

$$D = \frac{15.A_s}{b} = \frac{15.3,14}{100} = 0,471 \text{ cm.}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,471 \times 12,6 = 11,86 \text{ cm}^2.$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,471 + \sqrt{(0,471)^2 + 11,86} = 3,00 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = I = \frac{100.3^3}{3} + 15 \times 3,14 \times (12,6 - 3)^2.$$

$$I = 5240,73 \text{ cm}^4.$$

➤ Détermination de σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{0,4 \times 10^3}{5240,70} \times 3 = 0,22 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,22 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures calculées à L' E.L.U conviennent.

a.2) Sens L_y

$$M_{ty \text{ ser}} = 0,56 \text{ KN. m} ;$$

$$A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0.$$

$$y = 3 \text{ cm} ; I = 5240,73 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{0,56 \times 10^3}{5240,70} \times 3 = 0,32 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,32 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures calculées à L' E.L.U conviennent.

b) En appuis**b.1) Sens L_x**

$$M_{ax \text{ ser}} = -3,79 \text{ KN.m} ; A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0.$$

$$D = \frac{15.A_s}{b} = \frac{15.3,14}{100} = 0,471 \text{ cm.}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,471 \times 12,6 = 11,86 \text{ cm}^2.$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,471 + \sqrt{(0,471)^2 + 11,86} = 3,00 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = I = \frac{100 \times 3^3}{3} + 15 \times 3,14 \times (12,6 - 3)^2$$

$$I = 5240,73 \text{ cm}^4.$$

➤ Détermination de σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{3,79 \times 10^3}{5240,70} \times 3 = 2,16 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 2,16 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les armatures calculées à L' E.L.U conviennent.

b.2) Sens L_y

$$M_{ay ser} = -3,64 \text{ KN.m ;}$$

$$A=3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A'=0.$$

$$y=3 \text{ cm ;}$$

$$I=5240,73 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{3,64 \times 10^3}{5240,70} \times 3 = 2,08 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 2,08 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les armatures calculées à L' E.L.U conviennent.

➤ Vérification de la flèche

D'après les calculs de (SOCOTEC) $\implies F= 0,00002 \text{ m} = 0,002 \text{ cm.}$

$$F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{155}{500} = 0,31 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } F = 0,002 \text{ cm} < F_{adm} = 0,31 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

IV.5. Ascenseur

IV.5.1. Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction, Un ascenseur est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, sont appelée cage d'ascenseur de surface $S = 1,4 \times 1,5 = 2,1 \text{ m}^2$ pouvant charger 9 personnes et de faible vitesse $V=1\text{m/s}$, La charge total que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 675 kg (DTU 75.1), on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine, la machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au-dessus de la gaine. Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine, les câbles et les divers accessoires.

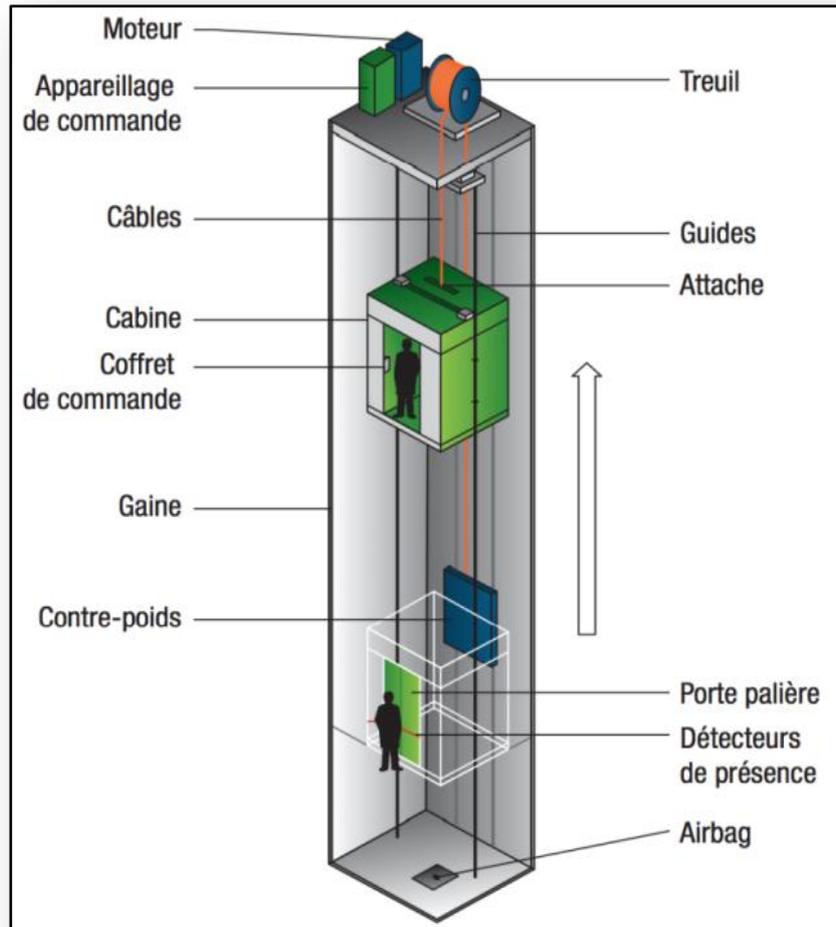


Figure IV.22:Schéma d'un ascenseur.

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes.

IV.5.2. Calcul du poids des composants de l'ascenseur

L'ascenseur mécanique est constitué de :

- Treuil de levage et sa poulie.
- Cabine ou bien une benne.
- Un contre poids.

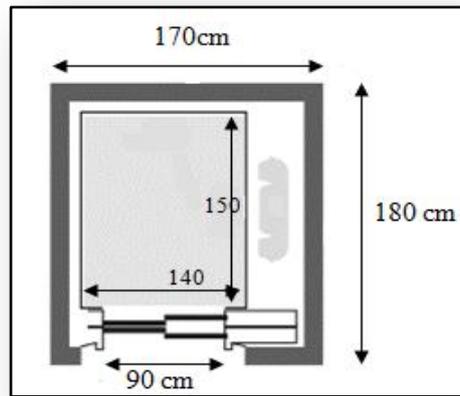
La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie soit :

P_m : Le poids mort de la cabine, étrier, accessoire, câbles ;

Q : La charge en cabine ;

P_p : Le poids de contre poids tel que : $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$.

IV.5.2.1. Les dimensions



- Largeur de la cabine : 1,40 m ;
- Longueur de la cabine : 1,50 m ;
- La largeur de passage libre : 0,9 m ;
- La hauteur de passage libre : 1,7 m ;
- Hauteur : 2,20 m ;
- La hauteur de la course : 55,95 m ;
- La surface latérale : $S = ((2 \times 1,5) + 1,4) \times 2,2 = 9,68 \text{ m}^2$.

IV.5.2.2. Épaisseur de la dalle

$$h_0 = \frac{L_x}{30} = \frac{170}{30} = 5,66 \text{ cm.}$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le **R.P.A 99/version 2003** ; donc on prend une épaisseur de 15 cm.

Tableau IV. 15 : Poids mort de l'ascenseur.

Objet	La surface	Poids
La cabine	$(2 \times 1,5 + 1,4) \times 2,20 = 9,68 \text{ m}^2$	$M_1 = 11,5 \times 9,68 \times 1,40 = 155,84 \text{ kg}$
Plancher	$1,70 \times 1,80 = 3,06 \text{ m}^2$	$M_2 = 110 \times 3,06 = 336,6 \text{ kg}$
Toit	-	$M_3 = 20 \times 3,06 = 61,12 \text{ kg}$
Arcade	-	$M_4 = 60 + (80 \times 1,40) = 172 \text{ kg}$
Parachute	-	$M_5 = 40 \text{ kg}$
Accessoires	-	$M_6 = 80 \text{ kg}$
Poulies de moulage	-	$M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
La porte de cabine	$2,2 \times 0,90 = 1,98 \text{ m}^2$	$M_8 = 80 + (1,98 \times 25) = 129,5 \text{ kg}$

➤ **Poids mort total**

$$P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1035,06 \text{ kg.}$$

➤ **Contre poids**

$$P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1035,06 + \frac{675}{2} = 1372,56 \text{ kg.}$$

IV.5.3. Calcul de la charge total q_u ➤ **Calcul de la charge de rupture**

Selon (D.T.U 75.1), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport D/d (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons.

$$\frac{D}{d} = 45 \text{ et } D = 550 \text{ mm.}$$

$$\rightarrow d = 12,22 \text{ mm.}$$

$$\text{On a : } C_r = C_s \times M:$$

Avec

C_s : Coefficient de sécurité du câble et $C_s = 12$

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : Charge statique nominale portée par la nappe.

$$\text{Et : } M = Q + P_m + M_g.$$

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ donc : $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$.

$$\text{Donc : } C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1035,06) = 20520,72 \text{ kg.}$$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0,85.

$$C_r = \frac{20520,72}{0,85} = 24142,02 \text{ kg.}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$.

Avec

m : Type de moulage (2 brins, 3 brins, ...).

n : Nombres des câbles.

Pour un câble de $d=12,22$ m et $m = 2$;

$$\text{on a : } C_{r(1 \text{ câble})} = 8152 \text{ kg.}$$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{24142,02}{8152 \times 2} = 1,48.$$

On prend : $n = 2$ câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

➤ **Calcul des poids des câbles**

$$M_g = m \times n \times L$$

Avec

m : La masse linéaire du câble $m = 0,515$ kg/m ;

n : Nombre des câbles $n = 2$;

L : Longueur du câble, $L = 55,95$ m ;

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 55,95 = 57,62 \text{ kg} ;$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1035,06 + 57,62 = 1767,68 \text{ kg} .$$

➤ **Vérification de C_r**

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}.$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{27716,8}{1767,68} = 15,67 > 12 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.5.3.1. Calcul de la charge permanente total G

On a : $P_{\text{treuil}} = 1200$ kg.

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g = 1035,06 + 1372,56 + 1200 + 57,62 = 3665,24 \text{ kg}.$$

$$Q = 675 \text{ kg}.$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 5960,57 \text{ kg}.$$

IV.5.4.Vérification de la dalle au poinçonnement

La dalle de l'ascenseur risque de se pincer sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge $q_u = 5960,57$ kg.

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{5960,57}{4} = 1490,14 \text{ kg/ m}.$$

Selon le **(B.A.E.L 91 modifiée 99)**, on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . \text{Avec :}$$

q_0 : La charge de calcul à l'E.L.U ;

h_0 : Epaisseur totale de la dalle, $h_0 = 15$ cm ;

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen ;

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de (10×10) cm² ;

$$\mu_c = 2(U + V)$$

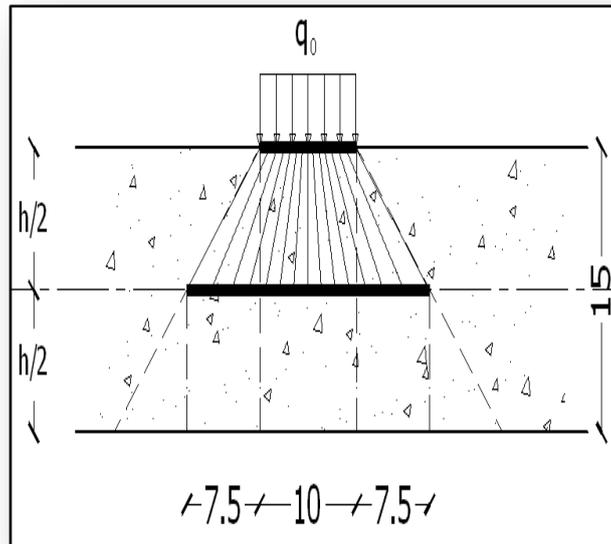


Figure IV.23: Répartition des charges sur la dalle d'ascenseur.

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm ;}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm ;}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm ;}$$

$$q_0 \leq 0,045 \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ;$$

$$\rightarrow 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1490,14 \text{ kg.}$$

Il n y a pas de risque de poinçonnement.

IV.5.5. Evaluation des moments dus aux charges concentrées

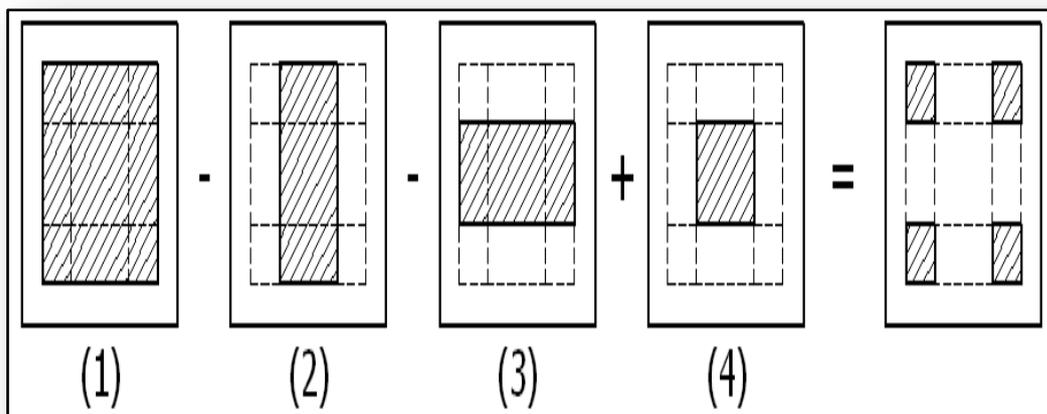


Figure IV.24: Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.

a) Distances des rectangles

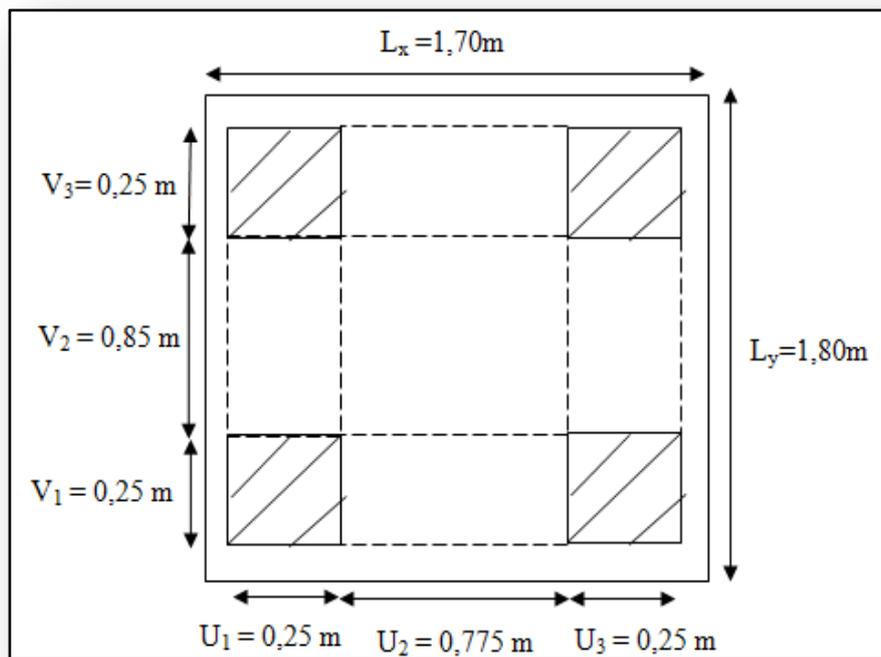


Figure IV.25: Dessin montrant la concentration des charges.

1) Rectangle (1)

$$\begin{cases} U = 1,27\text{ m.} \\ V = 1,35\text{ m.} \end{cases}$$

2) Rectangle (2)

$$\begin{cases} U = 0,775\text{ m.} \\ V = 1,35\text{ m.} \end{cases}$$

3) Rectangle (3)

$$\begin{cases} U = 1,27\text{ m.} \\ V = 0,85\text{ m.} \end{cases}$$

4) Rectangle (4)

$$\begin{cases} U = 0,775\text{ m.} \\ V = 0,85\text{ m.} \end{cases}$$

b) Calcul des moments suivant les deux directions

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P \text{ et } M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

ν : Le coefficient de Poisson

➤ à l'E.L.U

$$(\nu = 0): M_x = M_1 \times P \text{ et } M_y = M_2 \times P \text{ et } P = P' \times S$$

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A (25 × 25) cm² est :

$$P' = \frac{q_0}{u \times v} = \frac{1490,14}{0,25^2} = 23842,24 \text{ kg/m}^2.$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 1,70 \text{ m}$ et $L_y = 1,80 \text{ m}$.

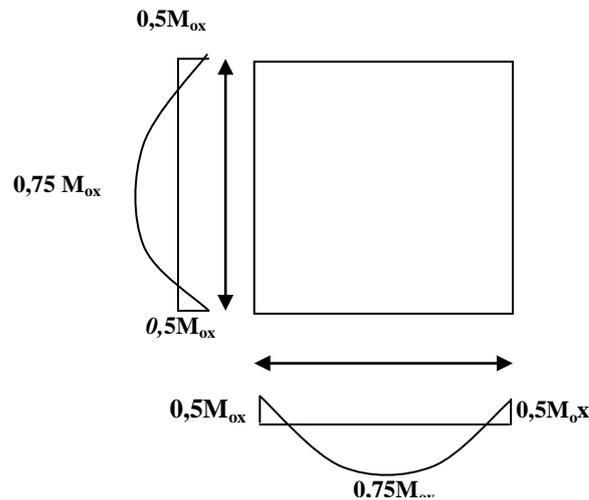


Figure IV.26: Moments de la dalle.

Tableau IV.16: Les résultats des moments isostatiques des rectangles.

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	M_x (Kg.m)	M_y (Kg.m)
1	0,74	0,75	0,069	0,052	1,71	23842,24	40774,23	2813,42	2120,26
2	0,45	0,75	0,098	0,065	1,04	23842,24	24795,92	2430,00	1611,73
3	0,74	0,47	0,078	0,068	1,07	23842,24	25511,19	1989,87	1734,76
4	0,45	0,47	0,109	0,089	0,65	23842,24	15497,45	1689,22	1379,27

IV.5.6. Les moments dus aux charges concentrées

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 82,77 \text{ kg. m ;}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 152,04 \text{ kg. m.}$$

IV.5.7. Moments dus aux charges réparties (poids propre)**a) Chargement**

$$L_x = 1,70 \text{ m} ; L_y = 1,80 \text{ m} ; h_0 = 15 \text{ cm.}$$

$$\text{Poids propre : } G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}^2.$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg/m}^2.$$

$$\text{Charge ultime : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg/m}^2.$$

b) Sollicitations

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,70}{1,80} = 0,94.$$

$$\text{Donc la dalle travaille suivant les deux sens : } \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,94 \rightarrow \mu_x = 0,0419 \text{ et } \mu_y = 0,8661.$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 79,46 \text{ kg.m et } M_{y2} = 68,82 \text{ kg.m.}$$

c) Les moments appliqués à la dalle

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 82,77 + 79,46 = 162,23 \text{ kg.m.}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 152,04 + 68,82 = 220,86 \text{ kg.m.}$$

IV.5.8. Les moments retenus sont**a) En travée**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_{0x} = 121,67 \text{ kg.m.}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_{0y} = 164,64 \text{ kg.m.}$$

b) Sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 81,11 \text{ kg.m.}$$

IV.5.9. Calcul du ferrailage de la dalle

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

On a :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 ; \mu_1 = 0,392.$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration peu préjudiciable.}$$

a) En travée**a.1) Sens L_x** **➤ Le moment ultime**

$$M_{tx} = 121,67 \text{ kg.m} = 1216,7 \text{ N.m.}$$

➤ Le moment réduit μ

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1216,7}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,0047 < \mu_1 \rightarrow A' = 0.$$

On a : $\beta = 0,997$

➤ **La section d'acier**

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1216,7}{0,997 \times 13,5 \times 348} = 0,25 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

a.2) Sens L_y

➤ **Le moment ultime**

$$M_{ty} = 164,64 \text{ kg.m} = 1646,4 \text{ N.m}.$$

➤ **Le moment réduit μ**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1646,4}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,0063 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,996$

➤ **La section d'acier**

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1646,4}{0,996 \times 13,5 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

b) Sur appuis

➤ **Le moment ultime**

$$M_{ax} = M_{ay} = 81,11 \text{ kg.m} = 811,1 \text{ N.m}.$$

➤ **Le moment réduit μ**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{811,1}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,0031 < \mu_1 \rightarrow A' = 0.$$

On a : $\beta = 0,998$.

➤ **La section d'acier**

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{811,1}{0,998 \times 13,5 \times 348} = 0,17 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

c) Section minimale des armatures

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 0,94$, on peut appliquer la formule suivante :

c.1) Sens L_y

$$A_{y \min} = 8 \times h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,35 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ay} = 0,17 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

c.2) Sens L_x

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3-0,94}{2} \right) = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} .$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 0,25 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{x \min} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 0,17 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \min} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

d) Choix des aciers

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm.}$$

d.1) En travée➤ **Sens L_x**

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,23 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_{tx} \leq \min(3 \times h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm.} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p. m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_{tx} = 33 \text{ cm.} \end{cases}$$

➤ **Sens L_y**

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm.} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p. m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_{ty} = 33 \text{ cm.} \end{cases}$$

d.2) Sur appuis (chapeaux)

$$\begin{cases} A_a = 1,23 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm.} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 33 \text{ cm.} \end{cases}$$

e) Armatures transversal

La mise des armatures transversales dépend de la condition suivante :

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

La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.

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

Avec

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10 \times h_0}{3} \min(0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$V_{\text{tot}} = V_x + V_v ; \text{ Sens } L_x$$

$$V_{\text{tot}} = V_y + V_u ; \text{ Sens } L_y$$

V_x et V_y : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties.

V_v et V_u : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées.

On calcule V_x et V_y :

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_y = q_u \times \frac{L_x}{3} \end{cases} ; V_x > V_y$$

$$V_x = 6562,5 \times \frac{1,70}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,94}{2}} = 3794,64 \text{ N} = 3,79 \text{ kN}$$

$$V_y = 6562,5 \times \frac{1,70}{3} = 3718,75 \text{ N} = 3,71 \text{ kN}$$

$$V_y < V_x$$

On calcul V_v et V_u

$$V_v = \frac{q_0}{2u+v} = \frac{14901,4}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 19868,53 \text{ N} = 19,86 \text{ kN.}$$

$$V_u = \frac{q_0}{3u} = \frac{14901,4}{3 \times 0,25} = 19868,53 \text{ N} = 19,86 \text{ kN.}$$

$$V_v = V_u \text{ parce que } u = v$$

Donc

$$V_{\text{tot}} = V_x + V_v = 3,79 + 19,86 = 23,65 \text{ kN ; Sens } L_x$$

$$V_{\text{tot}} = V_y + V_u = 3,71 + 19,86 = 23,57 \text{ kN ; Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{\text{tot}} = \max(V_{u \text{ tot } x} ; V_{u \text{ tot } y}) = 23,65 \text{ kN.}$$

Donc on a

$$\tau_u = \frac{V_{\text{tot}}}{b \times d} = \frac{23,65 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,175 \text{ MPa.}$$

15 cm \leq $h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$; on vérifié que :

$$\bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 1,625 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,175 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,625 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

On en déduit que les armatures transversal ne sont pas nécessaires.

IV.5.10.Vérification à l'E.L.S

a)Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + vM_2)P'_{\text{ser}} \\ M_{0y} = (M_2 + vM_1)P'_{\text{ser}} \end{cases}$$

Avec : $v = 0,2$ (E. L. S)

$$P'_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} \times S' = \frac{P_{a \text{ ser}}}{u \times v} \times S'$$

$$P_{a \text{ ser}} = (G + Q) \frac{1}{4} = (3665,24 + 675) \frac{1}{4} = 1085,06 \text{ kg.}$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{P_{a \text{ ser}}}{u \times v} = \frac{1085,06}{0,25^2} = 17360,96 \text{ kg/m}^2.$$

$$P'_{\text{ser}} = 17360,96 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant :

$$L_x = 1,70 \text{ m} ; L_y = 1,80 \text{ m.}$$

Tableau IV. 17: Les résultats des moments isostatiques des rectangles.

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	M _x (Kg.m)	M _y (Kg.m)
1	0,74	0,75	0,069	0,052	1,71	17360,96	29687,24	2048,41	1543,73
2	0,45	0,75	0,098	0,065	1,04	17360,96	18055,39	1769,42	1173,60
3	0,74	0,47	0,078	0,068	1,07	17360,96	18576,22	1448,94	1263,18
4	0,45	0,47	0,109	0,089	0,65	17360,96	11284,62	1230,02	1004,33

b) Les moments dus aux charges concentrées

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 60,07 \text{ kg.m.}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 111,28 \text{ kg.m.}$$

c) Moments dus aux charges réparties (poids propre)

$$L_x = 1,70 \text{ m ; } L_y = 1,80 \text{ m ; } h_0 = 15 \text{ cm.}$$

➤ **Poids propre :** $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m.}$

➤ **Charge d'exploitation :** $Q = 100 \text{ kg/m.}$

Charge ultime : $q_{ser} = G + Q = 475 \text{ kg/m.}$

d) Moments dus aux charges réparties (E.L.S)

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,70}{1,80} = 0,94.$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr} \end{cases}$

$$\alpha = 0,94 \rightarrow \mu_x = 0,0491 \text{ et } \mu_y = 0,9087; \text{ Tirée de l'abaques}$$

Donc : $M_{0xr} = 67,40 \text{ kg.m ;}$

$$M_{0yr} = 61,24 \text{ kg.m.}$$

e) Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 60,07 + 67,40 = 127,47 \text{ kg/m.}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 111,28 + 61,24 = 172,52 \text{ kg/m.}$$

➤ **Les moments retenus****En travée**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_{0x} = 95,60 \text{ kg.m.}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_{0y} = 129,39 \text{ kg.m.}$$

Sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 63,73 \text{ kg.m.}$$

f) Vérification des contraintes dans le béton➤ **Suivant L_x** **En travée**

$$M_{tx} = 9,56 \text{ N.m} ; A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm.}$$

➤ **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 + (\eta \cdot A')(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm.}$$

➤ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + (\eta \cdot A_s)(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2)$$

$$I = 6087,14 \text{ cm}^4.$$

➤ **Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{956}{6087,14} \times 3,12 = 0,49 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,49 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis

$$M_a = 637,3 \text{ N.m} ;$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0.$$

➤ **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 + (\eta \cdot A')(y - d) - (\eta \cdot A)(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm.}$$

➤ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + (\eta \cdot A_s)(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2).$$

$$I = 6087,14 \text{ cm}^4.$$

➤ **Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{637,3}{6087,14} \times 3,12 = 0,32 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,32 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Suivant L_y** **En travée**

$$M_{ty} = 1293,9 \text{ N.m} ; A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm.}$$

➤ **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 + (\eta \cdot A')(y - d) - (\eta \cdot A)(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm.}$$

➤ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + (\eta \cdot A_s)(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14) \times (13,5 - 3,12)^2$$

$$I = 6087,14 \text{ cm}^4.$$

➤ **Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1293,9}{6087,14} \times 3,12 = 0,66 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,66 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.5.11. Disposition du ferrailage**a) Arrêt des barres**

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct,

On a : $f_e = 400$ et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

$$L_s = 40 \times \Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm.}$$

Cas des charges uniformes

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

b) Arrêt des barres sur appuis

$$L_1 = \max \left(L_s ; \frac{1}{4} \left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}} \right) L_x \right) = \max(32 \text{ cm} ; 41 \text{ cm}) = 41 \text{ cm.}$$

$$L_2 = \max \left(L_s ; \frac{L_1}{2} \right) = \max(32 \text{ cm} ; 20 \text{ cm}) = 32 \text{ cm.}$$

c) Arrêt des barres en travée dans les deux sens

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{170}{10} = 17 \text{ cm.}$$

d) Armatures finales

Suivant L_x

$$A_t = 3,14 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \Leftrightarrow 4\text{T}10 \text{ p. m avec } S_t = 33 \text{ cm.}$$

$$A_a = 3,14 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \Leftrightarrow 4\text{T}10 \text{ p. m avec } S_t = 33 \text{ cm.}$$

Suivant L_y

$$A_t = 3,14 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \Leftrightarrow 4\text{T10 p.m avec } S_t = 33 \text{ cm.}$$

$$A_a = 3,14 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \Leftrightarrow 4\text{T10 p.m avec } S_t = 33 \text{ cm.}$$

IV.5.12.Voile de la cage d'ascenseur

D'après le **R.P.A 99/ version 2003**, l'épaisseur du voile doit être $e_p \geq 15 \text{ cm}$.

On adopte une épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$.

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrillé par :

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Le voile est ferrillé en deux nappes avec 5T10 / ml soit : $A_{\text{adop}} = 3,93 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$.

L'espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

IV.5.13.Schéma de ferrailage

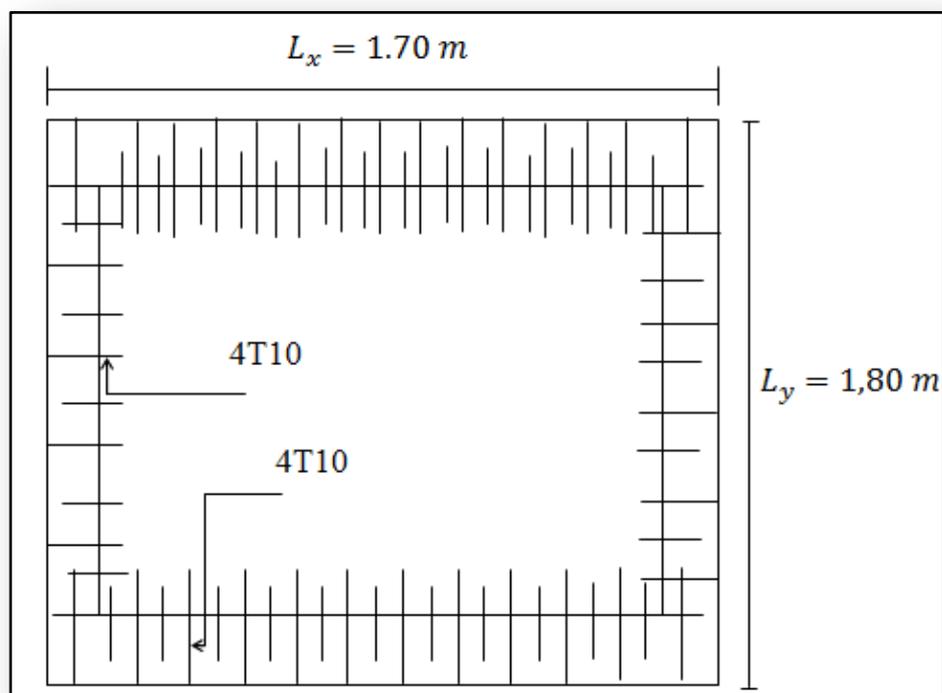


Figure IV.27 : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.

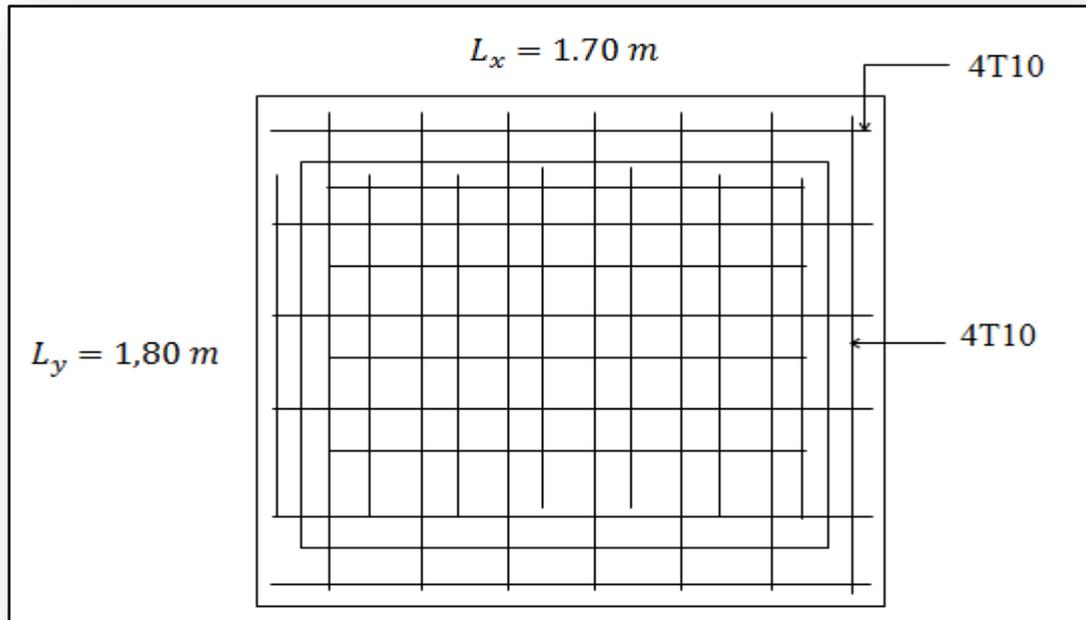


Figure IV.28 : Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur

IV.6.Conclusion

Dans ce chapitre on a calculé le ferrailage des éléments non structuraux (les éléments secondaires), tel que (Acrotère, balcon, escalier et l'ascenseur).

V.1.Introduction

Le séisme est le résultat de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches, le résultat de la rupture des roches en surface s'appelle une faille. Le lieu de la rupture des roches en profondeur se nomme le foyer.

Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions par exemple). Il se produit de très nombreux séismes tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices. La science qui étudie ces phénomènes est la sismologie (étudiée par des sismologues) et l'instrument d'étude principal est le sismographe.

V.1.1.Causes du séisme

- 1- Activités volcaniques (explosions, ascension des matières fondues).
- 2- Actions de l'eau souterraine.
- 3- Mouvements tectoniques (tension et rupture dans l'écorce causées par les mouvements des plaques).

V.1.2.Effets du séisme sur les structures

- La translation du sol entraîne des oscillations forcées dans les structures portées.
- Les composantes horizontales H (qui sont dangereuses) produisent des oscillations latérales de flexion dans les 2 directions.
- Dissymétrie de rigidité ou de masse dans la structure qui
- V.1.3.L'étude sismique produit des oscillations de torsion d'axe vertical.
- Les composantes verticales V produisent des vibrations longitudinales qui affectent la résistance des poteaux aux charges latérales et leur ductilité.

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action sismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées à fin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée.

V.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.

V.3.Méthodes de calcul

Selon le **(R.P.A 99/version 2003)** le calcul des forces sismiques peut être mener suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode statique équivalente.

V.3.1.Analyse statique équivalente

Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

V.3.2.Analyse modale spectrale

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

V.3.3.Choix de la méthode

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable puisque notre bâtiments ne vérifient pas toutes les conditions de l'article (4.1.2),D'où la méthode choisit sera la méthode d'analyse modale spectrale.

V.4.Modélisation

La modélisation est la détermination d'un modèle, tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur de tous les éléments d'une structure, qui est par la suite une phase essentielle pour l'étude de la réponse au séisme.

Le choix du modèle représente une phase très importante de l'étude : plus il se rapproche de la réalité, plus l'étude ne sera précise. C'est également une phase délicate : un mauvais modèle peut s'écarter totalement de la réalité, ou encore l'incohérence des hypothèses peut apporter un degré de précision illusoire.

La modélisation doit rendre compte du comportement mécanique réel du bâtiment. Il ne s'agit pas toujours de recopier simplement le plan du bâtiment, il faut surtout prendre en compte le comportement des éléments d'ossature pour les utiliser de la meilleure manière.

V.4.1.Modélisation des structures

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un logiciel de calcul dynamique.

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel **(ETABS V9.7.4)** qui peut les calculer suivant différentes méthodes :(Réponse Spectrum Function, Time History Function, ...)

(Réponse Spectrum Function) a été choisi parce qu'elle est basée sur la méthode dynamique modale spectrale et qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes équivalente et la méthode dynamique modale spectrale.

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maitre) ;
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan ;
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

V.4.2.Présentation du logiciel ETABS V9.7.4

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code...etc).

De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, **(ETABS V9.7.4)** offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre des masses et des rigidités, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau... etc).

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments (**SHELL**) à quatre nœuds.
- Les dalles ont été modélisées par des éléments (**SHELL**) (dalles pleines).

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité $\beta.Q$ selon **RPA99/version 2003** (dans notre cas $\beta=0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation.

La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$.

V.4.3.Démarches de modélisation sur ETABS V9.7.4 à suivre

Modélisation de la structure

Cette étape consiste à construire un modèle équivalente au projet réel, concernant la géométrie et les liaisons entre les éléments de modèle comme suite.

- **Edite Grid data**

Nous permet de définir les grille à suivre prochainement.

- **Add New System**

Pour ajoute un autre forme cartésien ou cylindrique.

- **Define materials**

Permet de définir le matériau utilisé et ces différentes propriétés :

1. CONC (béton).
2. STEEL (acier).
3. OTHER (autre).

- **Define/frame section**

Pour saisir les dimensions des sections des éléments et matériel utilisé, ainsi pour définir la nature d'éléments (**poteau ; poutre**).

- **Define/static load case**

Pour définir les types des charges statiques (**G,Q**) et leurs coefficients de majoration.

- **Assign /joint /restreint**

Pour définir le degré de liberté de nœuds sélectionnés (translations et rotations).

- **Assign /joint / diaphragme**

Pour l'affectation d'un diaphragme rigide.

- **Assign/frame line load /Distributed:**

Permet d'appliquer les charges réparties sur élément frame sélectionné.

- **Define /load combinaison**

Permet de définir les différentes combinaisons d'actions.

- **Define responses pectrum function**

Pour introduire la fonction de la réponse spectrale de la structure d'après un fichier texte.

- **Define response spectrum Cases**

Pour la nomination l'effort sismique, et la détermination de leur sens d'application, amortissement, angle d'excitation et la portion d'excentricité.

- **Définition du centre de masse**

Lorsque la définition des diaphragmes des plancher **ETABS** permet une création automatiquement d'un nœud (c'est le centre des masses) ainsi il sera lié tous les nœuds situés à ce plan par ce dernier avec une excentricité qu'il est définir précédemment.

- **Analyse /set options**

Pour spécifier le nombre des modes propres de vibration à tenir en compte dans le calcul.

- **Analyse/ Run**

C'est la commande qui permet de lancer le calcul.

V.4.4.Organigramme des étapes de la modélisation

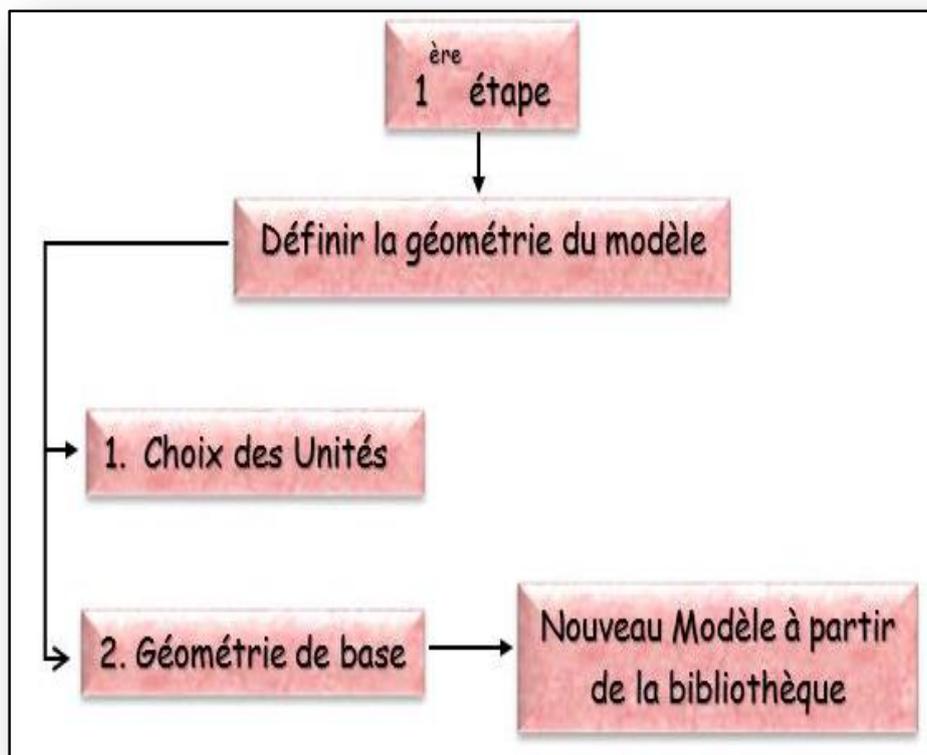


Figure V.1 : Organigramme de la première étape de la modélisation.

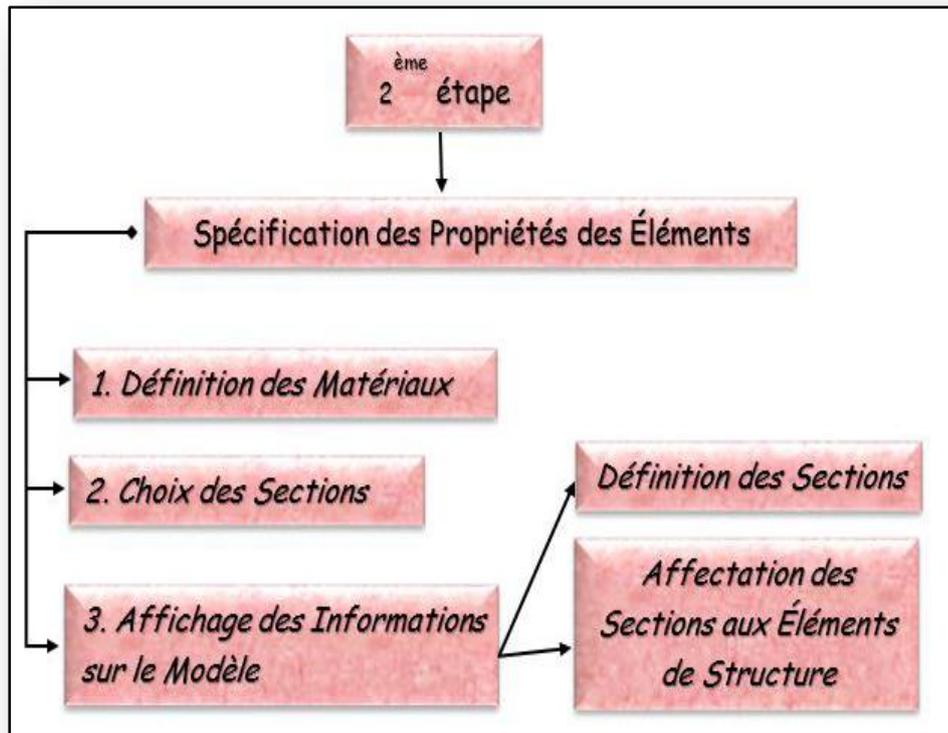


Figure V.2 : Organigramme de la deuxième étape de la modélisation.

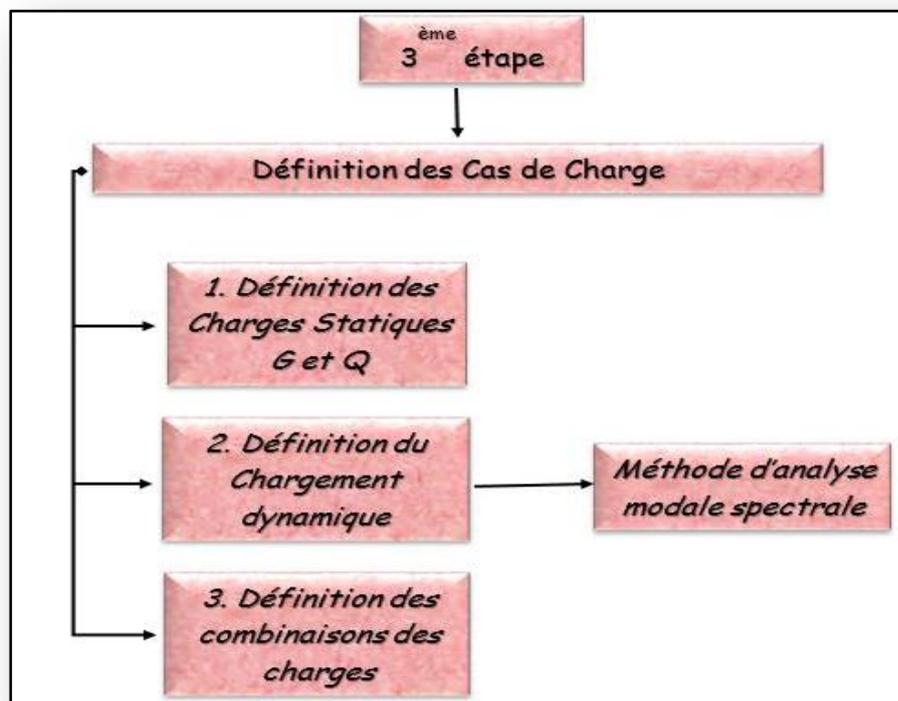


Figure V.3: Organigramme de la troisième étape de la modélisation.

V.5.Évaluation des efforts sismiques

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme « spectre» qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0\text{sec} \end{cases}$$

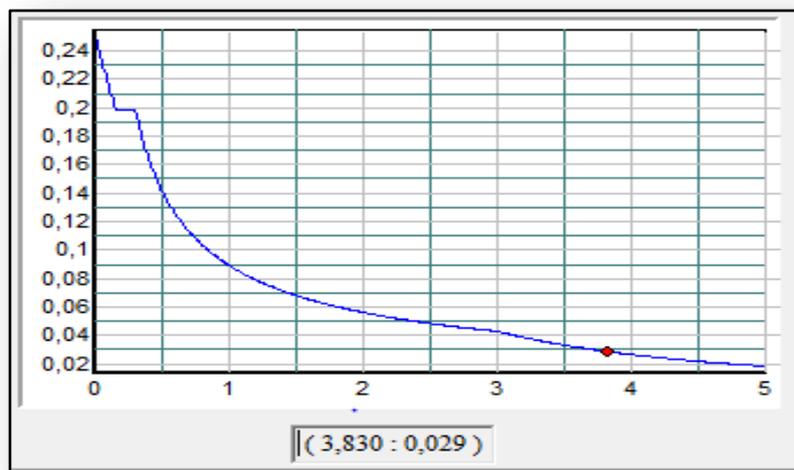


Figure V.4: Spectre de réponse.

Avec: $\frac{S_a}{g}$ Spectre de Réponse de calcul.

V.6.Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des (R.P.A99/Version 2003) :

Avec

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

V.6.1.Coefficient d'accélération de zone «A »

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone sismique IIa} \\ \text{Groupe d'usage 1B} \end{array} \Rightarrow A = 0,20$$

V.6.2.Facteur d'amplification dynamique moyenne« D»

Est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

V.6.3.Pourcentage d'amortissement critique« ξ »

Est en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\xi = 10\% \left\{ \begin{array}{l} \text{voiles en béton armé.} \\ \text{Remplissage dense.} \end{array} \right.$$

V.6.4.Le facteur de correction d'amortissement « η »

Est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

$$\eta = \sqrt{7/(2+10)} = 0,763 \geq 0,7$$

V.6.5.La valeur de la période fondamentale« T»

De la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{array} \right.$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau ;

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage ;

ξ : pourcentage d'amortissement critique ;

Q : Facteur de qualité ;

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

On à

(T_1, T_2) : Période caractéristique associé la catégorie du sol :

Sol rocheux \Rightarrow Site 01 donc $T_1 = 0,15\text{sec}$ et $T_2 = 0,30\text{sec}$.

On à

$$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \rightarrow 0,30\text{s} \leq 1,022\text{s} \leq 3\text{s}.$$

T : La valeur de la période fondamentale T

$$h_N = 55,95 \text{ m}.$$

$$C_t = 0,050.$$

$$T = C_t \cdot h_N^{3/4} = 0,050 \times (55,95)^{3/4} = 1,022\text{s}.$$

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 22,00\text{m}$$

$$\Rightarrow T_x = \min \begin{cases} C_T \times (h_N)^{3/4} = 0,05 \times (55,95)^{3/4} = 1,022\text{s} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \times \frac{55,95}{\sqrt{22,00}} = 1,073\text{s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_x = 1,022\text{s}.$$

$$D_y = 23,10\text{m}$$

$$\Rightarrow T_y = \min \begin{cases} C_T \times (h_N)^{3/4} = 0,05 \times (55,95)^{3/4} = 1,022\text{s} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \times \frac{55,95}{\sqrt{23,10}} = 1,047\text{s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_y = 1,022\text{s}.$$

On prend :

$$T=1,022 \text{ s}.$$

$$\Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,763 \times \left(\frac{0,30}{1,022} \right)^{2/3} = 0,84.$$

V.6.6.Coefficient de comportement de la structure « R »

- Mixte portiques/voiles $\Rightarrow R = 5$.

V.6.7.Le facteur de qualité de la structure est fonction de « Q »

$$Q = 1 + \Sigma Pq = 1 + (0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1,20.$$

V.6.8.La masse de la structure « W »

La valeur **W** à prendre en compte est égale à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau de la structure.

$$W = \sum W_i$$

Avec

$$W_i = G_i + \beta P_i$$

G_i : Poids des charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuellement solidaires de la structure.

P_i : Charge d'exploitation.

V.6.9. Coefficient de pondération « β »

Est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Pour notre projet (cas des bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés) $\Rightarrow \beta = 0,2$.

Le tableau suivant résume le poids en (KN) aux différents niveaux :

Avec : $S = 22,00 \times 23,10 = 508,2\text{m}^2$.

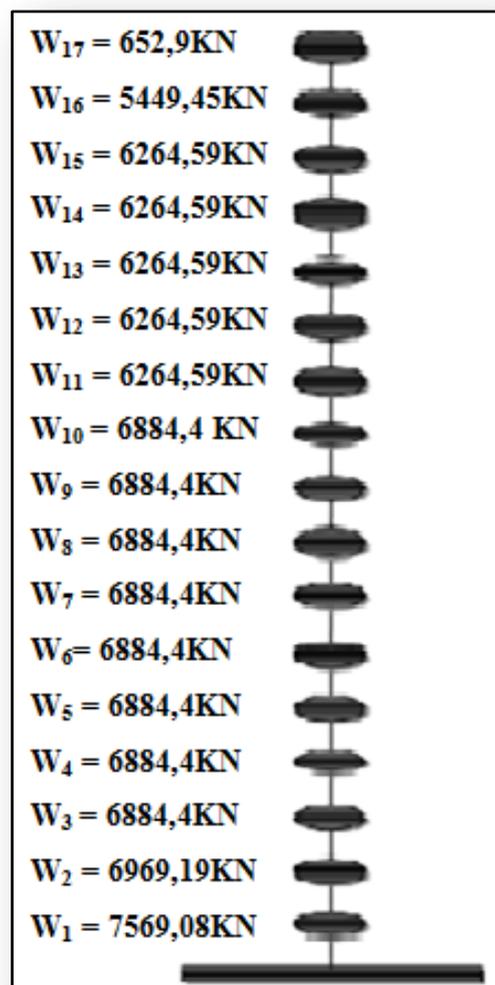


Figure V.5: Poids de chaque étage.

Tableau V.1: Détermination des poids des différents niveaux W(KN).

Éléments	Poids (KN)	R.D.C	1 ^{er}	2 ^{ème} -9 ^{ème}	10 ^{ème} -14 ^{ème}	15 ^{ème}	16 ^{ème}
Acrotère	$G_a \times \sum L$	—	—	—	—	206,56	59,85
Plancher (Corps creux)	$G_{cc} \times S$	2189,93	2237,55	2124,86	1981,82	2551,99	—
Plancher (Dalle pleine)	$G_{dp} \times S$	241,82	241,82	241,82	241,82	241,82	241,82
Poteaux	$n \times b \times h \times \gamma_b \times H_t$	1666,17	1323,13	1093,5	673,92	189,54	36,78
Poutre principale	$b \times h \times \gamma_b \times \sum l$	510,60	510,60	510,60	483,00	483,00	47,4
Poutre secondaire	$b \times h \times \gamma_b \times \sum l$	381,67	381,67	439,68	423,93	423,93	50,40
Murs extérieurs	$0,8 \times G_m \times H_t \times \sum L$	624,24	624,24	830,47	835,94	417,97	121,11
Murs voiles	$e \times H_t \times \gamma_b \times \sum L$	1652,80	1312,52	1312,52	1312,52	656,26	86,08
Escaliers à 2 volées	$G_v \times S_v + G_p \times S_p$	69,03	—	—	—	—	—
Escaliers à 3 volées	$G_v \times S_v + G_p \times S_p$	40,09	40,09	40,09	40,09	40,09	—
Balcon	$G_b \times S_b$	—	150,19	150,19	150,19	150,19	—
Charge permanente	$\sum G_i$	7376,35	6821,81	6743,73	6143,23	5361,35	643,44
Charge d'exploitation	$P = Q \times S_t$	963,66	736,92	703,38	606,81	440,54	47,32
Poids total W_i	$G + \beta \times P$	7569,08	6969,19	6884,40	6264,59	5449,45	652,90
Poids totale de la structure	$\sum W_i$	107038,77KN					

Définition des masses

On définit chaque masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau (voir tableau V.2).

$$D'où : I_M = \frac{M}{S} (I_{x_g} + I_{y_g})$$

I_M : Inertie massique (t.m²) ;

M: Masse sismique qui égale au rapport W/g ;

W : Le poids de chaque niveau i ;

g : L'accélération de pesanteur 9,81 ;

S : Surface du plancher ;

I_{x_g} : Inertie du plancher suivant l'axe X ;

I_{y_g} : Inertie du plancher suivant l'axe Y.

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{\max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{\max} \end{cases}$$

X_G et Y_G : coordonnées de l'excentricité fictive de 5% de la longueur max.

x_g et y_g : coordonnées du centre de gravité.

Tableau V.2: Masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau.

Niveau	Poids W(KN)	Surface (m ²)	x _g (m)	y _g (m)	X _g (m)	Y _g (m)	I _{xg} (m ⁴)	I _{yg} (m ⁴)	Masse sismique M(KN)	I _M (KN.m ²)
16 ^{ème}	652,90	47,32	4,80	3,95	4,95	4,18	387,9	550,8	66,55	1320,17
15 ^{ème}	5449,45	440,54	11,00	12,07	11,15	12,30	19053,5	23850,9	555,49	54099,43
14 ^{ème}	6264,59	440,54	11,00	12,07	11,15	12,30	19053,5	23850,9	638,59	62192,58
13 ^{ème}	6264,59	440,54	11,00	12,07	11,15	12,30	19053,5	23850,9	638,59	62192,58
12 ^{ème}	6264,59	440,54	11,00	12,07	11,15	12,30	19053,5	23850,9	638,59	62192,58
11 ^{ème}	6264,59	440,54	11,00	12,07	11,15	12,30	19053,5	23850,9	638,59	62192,58
10 ^{ème}	6264,59	440,54	11,00	12,07	11,15	12,30	19053,5	23850,9	638,59	62192,58
9 ^{ème}	6884,40	468,92	11,00	11,55	11,15	11,78	21580,5	24087,2	701,77	68344,75
8 ^{ème}	6884,40	468,92	11,00	11,55	11,15	11,78	21580,5	24087,2	701,77	68344,75
7 ^{ème}	6884,40	468,92	11,00	11,55	11,15	11,78	21580,5	24087,2	701,77	68344,75
6 ^{ème}	6884,40	468,92	11,00	11,55	11,15	11,78	21580,5	24087,2	701,77	68344,75
5 ^{ème}	6884,40	468,92	11,00	11,55	11,15	11,78	21580,5	24087,2	701,77	68344,75
4 ^{ème}	6884,40	468,92	11,00	11,55	11,15	11,78	21580,5	24087,2	701,77	68344,75
3 ^{ème}	6884,40	468,92	11,00	11,55	11,15	11,78	21580,5	24087,2	701,77	68344,75
2 ^{ème}	6884,40	468,92	11,00	11,55	11,15	11,78	21580,5	24087,2	701,77	68344,75
1 ^{ér}	6969,19	491,28	11,00	11,55	11,15	11,78	22598,3	20497,4	710,41	62318,05
R.D.C	7569,08	481,83	11,00	11,55	11,15	11,78	22598,3	20497,4	771,56	69009,64

V.7. Disposition des voiles

La forme architecturale et la présence de locaux commerciaux dans notre structure a compliqué le choix de disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti, soit à un mauvais comportement de la structure, soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques.

La meilleure position c'est elle qui vérifie tous les articles des règles parasismiques algériennes (**R.P.A99/Version 2003**) tel que période, déplacements, participation de la masse et l'effort tranchant à la base.

Après plusieurs essais, on a retenu la disposition représentée en figure V.6.

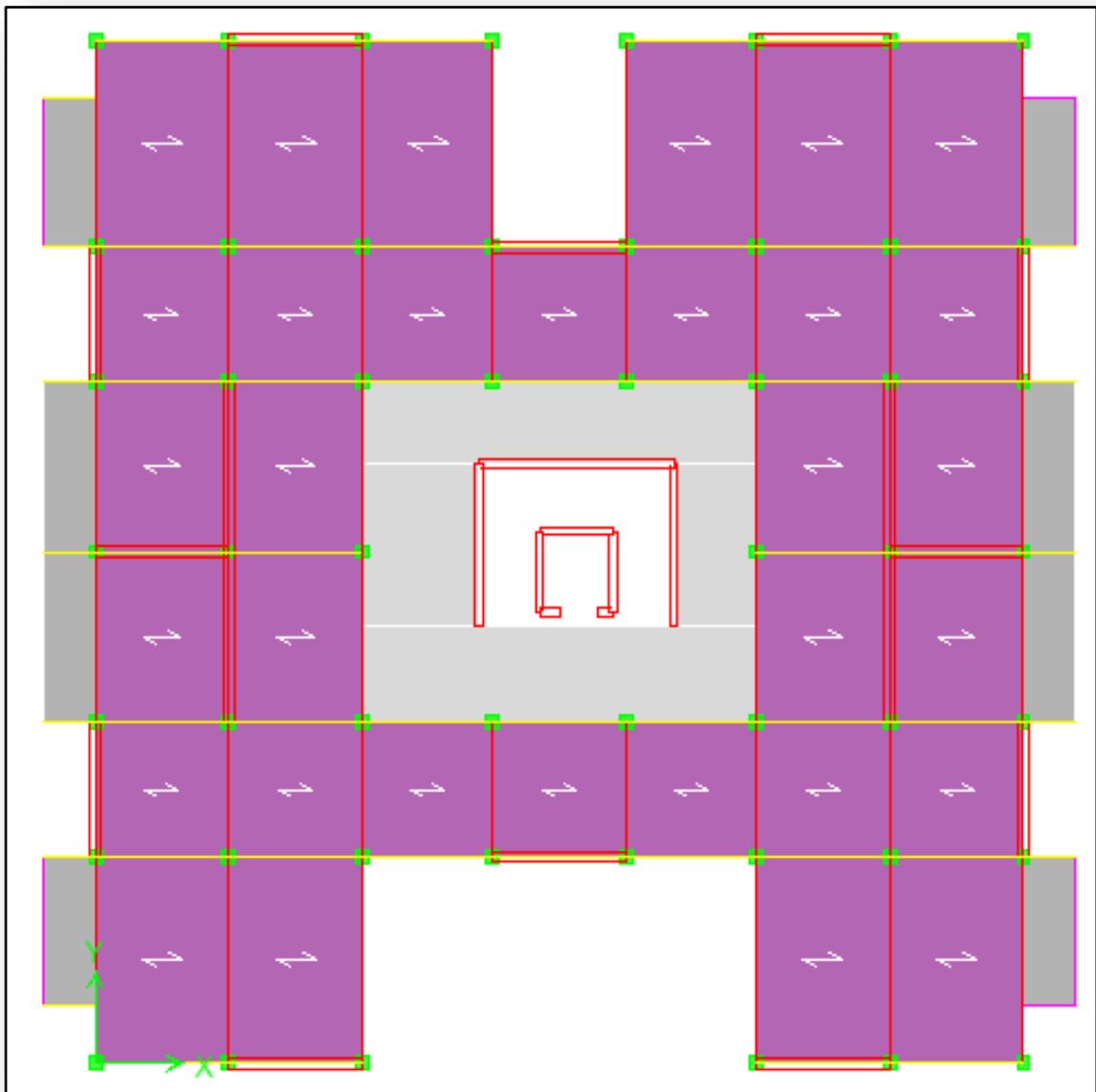


Figure V.6: Disposition des voiles.

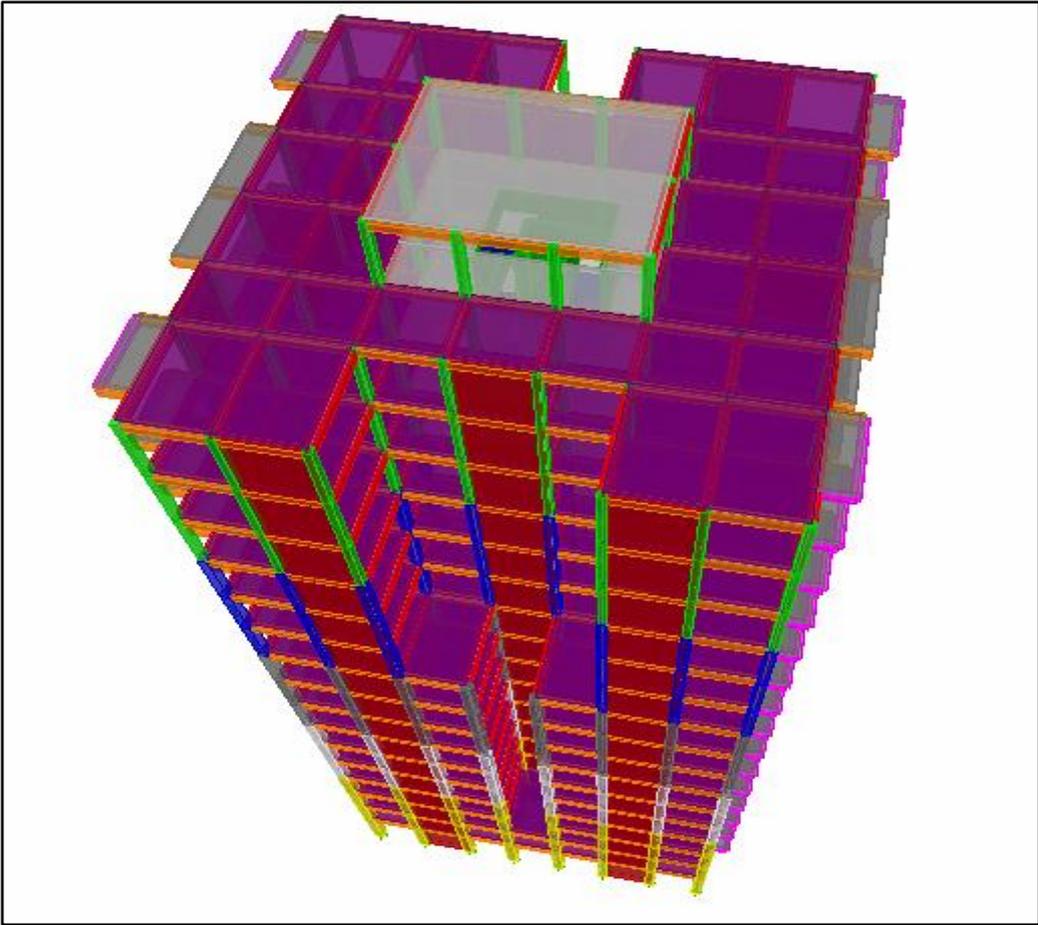


Figure V.7: Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS 9.7.4.

Les trois premiers modes de vibration sont comme suit :

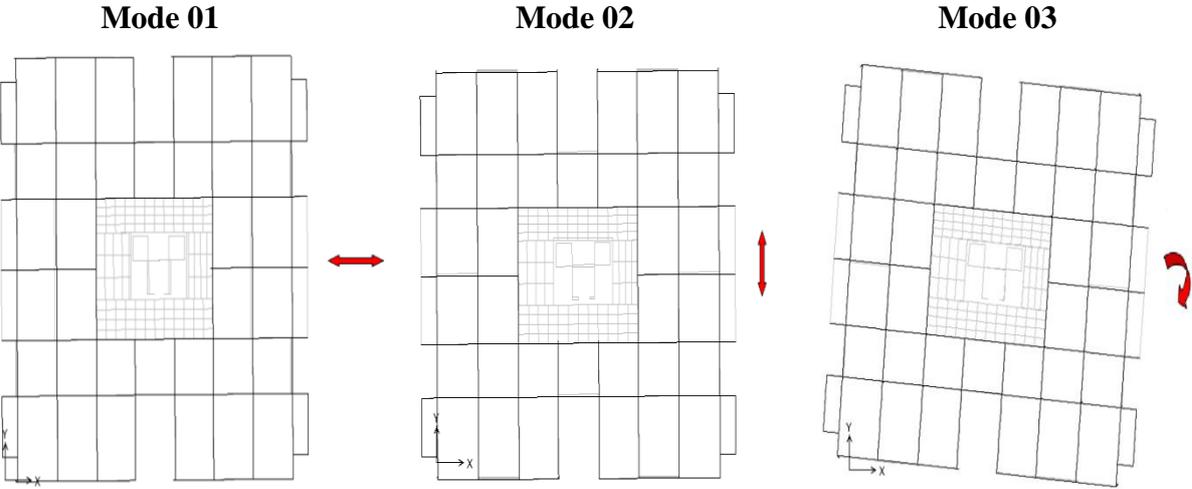


Figure V.8: Modes principaux de la vibration.

V.8.Vérifications**V.8.1.Calcul de l'effort tranchant**

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base «V» obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Telle que :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0,20. \\ D = 0,84. \\ Q = 1,20. \\ W = 10703,877 \text{ t.} \end{array} \right.$$

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

$$\Rightarrow V = \frac{0,20 \times 0,84 \times 1,20 \times 10703,877}{5} \Rightarrow V = 431,5 \text{ t.}$$

V.8.1.1.Sens longitudinal

$$V_{dx} = 7238,06 \text{ KN} \phi 80\% V_{st} = 80\% \times 4315 \text{ KN} = 345,26 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.8.1.2.Sens transversal

$$V_{dy} = 7233,29 \text{ KN} \phi 80\% V_{st} = 80\% \times 4315 \text{ KN} = 345,26 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.8.2.Calcul des coefficients de participation modale

On doit vérifier que :

$$\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$$

Avec :

$$\bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \cdot \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

$$W = \sum W_K = 107038,77 \text{ KN}$$

Le logiciel **ETAPS V9.7.4** peut déterminer directement les valeurs des coefficient de participation modale, les valeurs données sont :

Tableau V.3: Participation massique cumulée.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1,310655	66,349	0,001	66,349	0,001
2	1,071328	0,0002	66,473	66,349	66,474
3	1,037483	0,233	0,110	66,582	66,584
4	0,348731	16,830	0	83,413	66,584
5	0,281578	0,008	16,790	83,422	83,375
6	0,278386	0,366	0,415	83,789	83,790
7	0,202018	0	0	83,789	83,791
8	0,190425	0	0,788	83,789	84,578
9	0,185064	0,839	0	84,628	84,578
10	0,146856	6,270	0	90,898	84,578
11	0,121129	0,125	0,184	91,023	84,763
12	0,119632	0,003	6,715	91,027	91,478

a- Sens longitudinal

$$\sum \bar{\alpha}_x \geq 90\% \Rightarrow 91,027\% \geq 90\% \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b- Sens transversal

$$\sum \bar{\alpha}_y \geq 90\% \Rightarrow 91,478\% \geq 90\% \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.8.3.Vérification de la période

On doit vérifier aussi que la période dynamique (T_{dyn}) ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de période statique fondamentale "T".

$T_{\text{dyn}} = 1,310 \text{ sec} < 1,30 \times T_{\text{st}} = 1,30 \times 1,022 = 1,328 \text{ sec}$ Condition vérifiée.

Tableau V.4: Tableau des modes et des périodes.

Mode	Période (s)
1	1,310655
2	1,071328
3	1,037483
4	0,348731
5	0,281578
6	0,278386
7	0,202018
8	0,190425
9	0,185064
10	0,146856
11	0,121129
12	0,119632

V.8.4.Vérification des déplacements

Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \leq \bar{\delta}_K ;$$

Avec :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek}$$

R : Coefficient de comportement ; R = 5.

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion).

Le tableau suivant résume les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Tableau V.5: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens.

Niveau	Sens longitudinal (m)		Sens transversal (m)		Dx(m)	Dy(m)
	δ_{ex}	δ_x	δ_{ey}	δ_y		
16 ^{ème}	0,0555	0,2775	0,0433	0,2165	0,0110	0,0145
15 ^{ème}	0,0533	0,2665	0,0404	0,2020	0,0185	0,0145
14 ^{ème}	0,0496	0,2480	0,0375	0,1875	0,0190	0,0140
13 ^{ème}	0,0458	0,2290	0,0347	0,1735	0,0195	0,0150
12 ^{ème}	0,0419	0,2095	0,0317	0,1585	0,0195	0,0145
11 ^{ème}	0,0380	0,1900	0,0288	0,1440	0,0200	0,0150
10 ^{ème}	0,0340	0,1700	0,0258	0,1290	0,0185	0,0150
9 ^{ème}	0,0303	0,1515	0,0228	0,1140	0,0195	0,0155
8 ^{ème}	0,0264	0,1320	0,0197	0,0985	0,0200	0,0145
7 ^{ème}	0,0224	0,1120	0,0168	0,0840	0,0195	0,0150
6 ^{ème}	0,0185	0,0925	0,0138	0,0690	0,0185	0,0140
5 ^{ème}	0,0148	0,0740	0,0110	0,0550	0,0180	0,0130
4 ^{ème}	0,0112	0,0560	0,0084	0,0420	0,0160	0,0120
3 ^{ème}	0,0080	0,040	0,0060	0,0300	0,0145	0,0105
2 ^{ème}	0,0051	0,0255	0,0039	0,0195	0,0120	0,0090
1 ^{er}	0,0027	0,0135	0,0021	0,0105	0,0085	0,0065
RDC	0,0010	0,0050	0,0008	0,0040	0,0050	0,0040

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0 % de la hauteur d'étage $1,0\% \times h_e = 0,0408$; donc la condition est vérifiée.

V.8.5. Vérification de l'effet P- Δ

Les effets du seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « K » ;

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K";

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante:

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \times T \times V & \text{si: } T > 0,7\text{sec;} \\ F_t = 0 & \text{si: } T \leq 0,7\text{sec.} \end{cases}$$

Dans notre structure ($F_t \neq 0$) puisque : $T = 1,022 \text{ sec} > 0,7\text{sec}$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante:

$$F_i = (V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i / \sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j$$

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 $i ; j$.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » ;

h_K : Hauteur de l'étage « K ».

$$\text{Si : } \begin{cases} \theta_K \leq 0,1 \Rightarrow \text{Effet P - } \Delta \text{ peut être négligé.} \\ 0,1 < \theta_K \leq 0,2 \text{ Amplifiant les effets de } \frac{1}{(1 - \theta_K)}. \\ \theta_K > 0,2 \Rightarrow \text{Structure instable et doit être redimensionnée.} \end{cases}$$

Tableau V.6: Vérification à l'effet P- Δ .

Niveau	Hauteur	W_i	P_K	Sens-x			Sens-y		
				Δ_k	V_k	θ	Δ_k	V_k	θ
16 ^{ème}	55,95	652,90	652,90	0,0110	178,47	0,0007	0,0145	210,22	0,0008
15 ^{ème}	52,68	5449,45	6102,35	0,0185	1077,42	0,0019	0,0145	1222,27	0,0013
14 ^{ème}	49,44	6264,59	12366,94	0,0190	1942,46	0,0024	0,0140	2182,44	0,0016
13 ^{ème}	46,2	6264,59	18631,53	0,0195	2559,17	0,0030	0,0150	2876,04	0,0021
12 ^{ème}	42,96	6264,59	24896,12	0,0195	2996,22	0,0037	0,0145	3375,41	0,0024
11 ^{ème}	39,72	6264,59	31160,71	0,0200	3328,12	0,0047	0,0150	3758,69	0,0031
10 ^{ème}	36,48	6264,59	37425,30	0,0185	3612,62	0,0052	0,0150	4087,04	0,0037
9 ^{ème}	33,24	6884,40	44309,70	0,0195	3911,03	0,0066	0,0155	4428,64	0,0046
8 ^{ème}	30,00	6884,40	51194,10	0,0200	4220,21	0,0080	0,0145	4781,97	0,0051
7 ^{ème}	26,76	6884,40	58078,50	0,0195	4529,68	0,0093	0,0150	5136,15	0,0063
6 ^{ème}	23,52	6884,40	64962,90	0,0185	4846,27	0,0105	0,0140	5496,97	0,0070
5 ^{ème}	20,28	6884,40	71847,30	0,0180	5180,02	0,0123	0,0130	5872,77	0,0078
4 ^{ème}	17,04	6884,40	78731,70	0,0160	5523,35	0,0133	0,0120	6254,35	0,0088
3 ^{ème}	13,80	6884,40	85616,10	0,0145	5856,30	0,0153	0,0105	6622,10	0,0098
2 ^{ème}	10,56	6884,40	92500,50	0,0120	6136,60	0,0171	0,0090	6932,84	0,0113
1 ^{ér}	7,32	6969,19	99469,69	0,0085	7397,23	0,0182	0,0065	7145,47	0,0123
RDC	4,08	7569,08	107038,77	0,0050	7532,76	0,0204	0,0040	7238,06	0,0144

- **Remarque**

D'après les résultats obtenus ($\theta < 0,10$) dans les deux sens. Les effets du deuxième ordre peuvent être négligés pour notre cas. Après ces résultats obtenus dans notre étude dynamique et sismique on peut dire que la structure peut résister aux chocs extérieurs tels que le séisme.

Pour cela, nous allons continuer les calculs avec les efforts développés et qui sont déduits du logiciel de modélisation **ETABS V 9.7.4**.

V.9.Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **(R.P.A99/version 2003)**, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

VI.1.Introduction

La présente étude consiste à fournir les procédures et principes généraux pour la détermination des actions des vents sur l'ensemble de la construction et sur ses différentes parties, le document technique réglementaire (**D.T.R B.C-2.47**) intitulé "Règlement Neige et vent (**R.N.V 2013**) fournit les procédures et principe généraux pour la détermination des actions.

L'ouvrage se comporte comme une console verticale encastrée dans le sol soumise à une pression dynamique répartie sur la hauteur.

VI.2.Géométrie

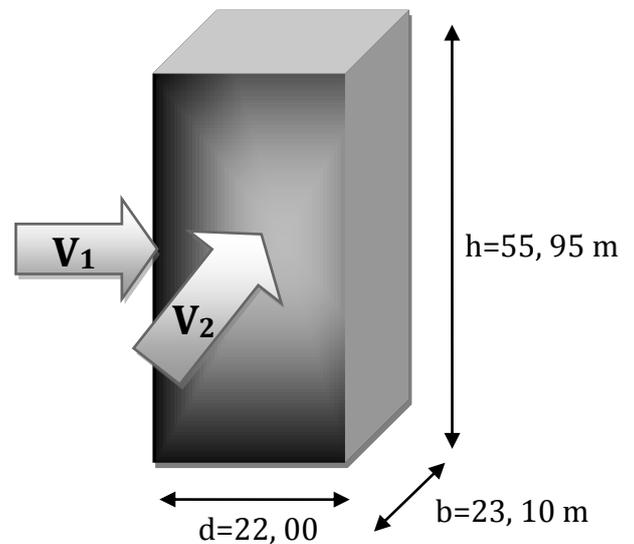
Longueur : $L = 23,10 \text{ m}$;

Largeur : $b = 22,00 \text{ m}$;

Hauteur : $h = 55,95 \text{ m}$.

La wilaya de tissemsilt son classé dans la zone II

(**Tableau A.2**) Selon le « **R.N.V 2013**».



VI.3.Valeur de la pression dynamique de référence

Zone II : $q_{réf} = 435 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$ (cf. §2.3.1«**R.N.V 2013**»).

VI.4.Catégories de terrain (cf. § 2.4.3«**R.N.V.2013**»).

Tableau VI.1 : Paramètres de calcul.

Catégories de terrain	K_T	$Z_0(\text{m})$	$Z_{\min}(\text{m})$	ϵ
(II): zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelque obstacles isolées (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52

K_T :Le facteur de terrain (tableau 2.4) ;

Z_0 : (en m) est le paramètre de rugosité (tableau 2.4);

Z_{min} : (en m) est la hauteur minimale (tableau 2.4) ;

ε : Coefficient utilisée pour le calcul du coefficient C_d ;

Z : (en m) est la hauteur considérée.

VI.5.Paramètre de calcul

➤ **Suivant x**

Hauteur de référence Z_e (cf. §2.3.2 «**R.N.V.2013**»).

➤ Pour les murs au vent : On définit 3 bandes (voir la figure IV.1).

➤ **bande 1** : $Z_e = b = 23,10m$;

➤ **bande 2** : $Z_e = Z_{strip}$

$$\left\{ \begin{array}{l} Z_{strip1} = 23,52m ; \\ Z_{strip2} = 26,76m ; \\ Z_{strip3} = 30,00m ; \\ Z_{strip4} = 32,85m ; \end{array} \right.$$

➤ **bande 3** : $Z_e = h = 55,95m$.

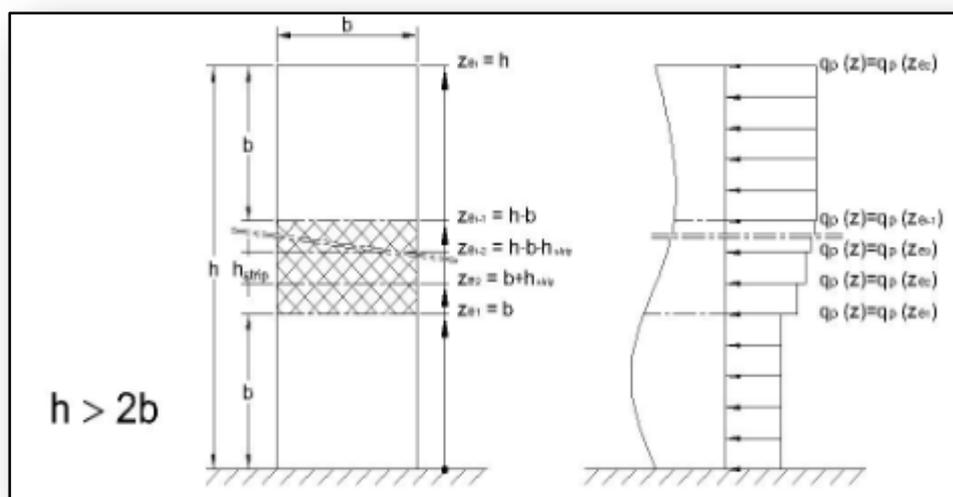


Figure VI.1 : Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

VI.5.1.Coefficient de rugosité (cf. §2.4.4 «R.N.V 2013»).

$$\begin{cases} C_{r(Z)} = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) & \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m.} \\ C_{r(Z)} = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) & \text{pour } Z < Z_{\min}. \end{cases}$$

Tableau VI.2 :Coefficient de rugosité.

Troçon	Z=Z _e (m)	C _r
de 0 à 23,10m	23,10	1,165
de 23,10 à 23,52m	23,52	1,169
de 23,52 à 26,76m	26,76	1,193
de 26,76 à 30,00m	30,00	1,215
de 30,00 à 32,85m	32,85	1,232
de 32,85 à 55,95m	55,95	1,333

VI.5.2. Coefficient de topographie

C_T=1 car le site est plat.

VI.5.3.Coefficient d'exposition (cf. §2.4.5«R.N.V 2013»).

$$C_e(Z) = C_{T^2}(Z) \cdot C_{r^2}(Z) \cdot [1 + 7I_V(Z)].$$

Tableau VI.3 :Coefficient d'exposition.

Troçon	Z=Z _e (m)	C _e
de 0 à 23,10m	23,10	2,89
de 23,10 à 23,52m	23,52	2,91
de 23,52 à 26,76m	26,76	3,00
de 26,76 à 30,00m	30,00	3,08
de 30,00 à 32,85m	32,85	3,15
de 32,85 à 55,95m	55,95	3,54

VI.5.4.Intensité de turbulance (cf. §2.4.6«R.N.V 2013»).

$$\begin{cases} I_v(Z) = \frac{1}{C_{t(Z) \times \ln(\frac{Z}{Z_0})}} & \text{pour } Z > Z_{\min}. \\ I_v(Z) = \frac{1}{C_{t(Z) \times \ln(\frac{Z}{Z_0})}} & \text{pour } Z \leq Z_{\min}. \end{cases}$$

Tableau VI.4 :Valeur de $I_v(Z)$ (Intensité de turbulance).

Troçon	$Z=Z_e$ (m)	$I_v(Z)$
de 0 à 23,10m	23,10	0,162
de 23,10 à 23,52m	23,52	0,162
de 23,52 à 26,76m	26,76	0,159
de 26,76 à 30,00m	30,00	0,156
de 30,00 à 32,85m	32,85	0,154
de 32,85 à 55,95m	55,95	0,142

VI.5.5.Pression dynamique de pointe

➤ **La pression dynamique de pointe est déterminée par** (cf. §2.3«R.N.V.2013»).

$$Q_p(Z_e) = Q_{\text{réf}} \times C_e(Z); \quad Q_{\text{réf}} = 435 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} .$$

La valeur de $Q_p(Z_e)$ sont données dans le tableau **IV.5** pour chaque tronçon du bâtiment.

Tableau VI.5:Valeur de $Q_p(Z_e)$ la pression dynamique de pointe.

Troçon	$Z=Z_e$ (m)	$Q_p(Z_e)$ ($\frac{\text{N}}{\text{m}^2}$)
de 0 à 23,10m	23,10	1257,15
de 23,10 à 23,52m	23,52	1265,85
de 23,52 à 26,76m	26,76	1305,00
de 26,76 à 30,00m	30,00	1339,80
de 30,00 à 32,85m	32,85	1370,25
de 32,85 à 55,95m	55,95	1539,90

Tableau VI.6 : Récapitulatif.

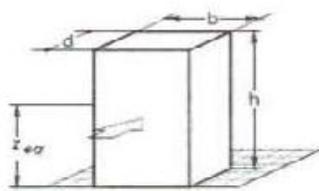
Troçon	Z_e (m)	C_r	$C_t(Z_e)$	$I_v(Z)$	$C_e(Z_e)$	$Q_p(Z_e)$ ($\frac{N}{m^2}$)
de 0 à 23,10m	23,10	1,165	1	0,162	2,89	1257,15
de 23,10 à 23,52m	23,52	1,169	1	0,162	2,91	1265,85
de 23,52 à 26,76m	26,76	1,193	1	0,159	3,00	1305,00
de 26,76 à 30,00m	30,00	1,215	1	0,156	3,08	1339,80
de 30,00 à 32,85m	32,85	1,232	1	0,154	3,15	1370,25
de 32,85 à 55,95m	55,95	1,333	1	0,142	3,54	1539,9

VI.5.6. Coefficient dynamique C_d (Cf. §3.2 «R.N.V.2013»)

Du fait qu'il s'agit d'un bâtiment à ossature et comportant des murs, et dans la hauteur h est inférieure à 100 m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent, la valeur simplifiée et conservative $C_d=1$ peut être considéré.

Cependant pour montrer l'applicabilité de la procédure détaillée, le tableau VI.7 illustre les différentes étapes de calcul du coefficient C_d .

Tableau VI.7 : Coefficient dynamique C_d .

Paramètre	Forme analytique	Référence	Résultat
$L_i(Z_{eq})$	$300 \times \left(\frac{Z}{200}\right)^\varepsilon$	Cf§3.3.1 formule 3.3a	118,59
Q^2	$\frac{1}{1 + 0,9 \times \left[\frac{(b+h)}{L_i(Z_{eq})}\right]^{0,63}}$	Cf§3.3.1 formule 3.2	0,589
n_{ix}	$\frac{46}{h}$	Cf§3.3.4.2 formule 3.14	0,82
δ	$\delta_a + \delta_s$ (avec $\delta_a = 0$)	Cf§3.3.2 formule 3.9	0,10
$V_m(Z_{eq})$	$C_r(Z) \times C_t(Z) \times V_{ref}$	Cf .annexe 2	33,21
N_x	$\frac{n_{ix} \times L_i}{V_m(Z_{eq})}$	Cf§3.3.2 formule 3.6	2,92
R_N	$\frac{6,8 \times N_x}{(1 + 1,02 \times N_x)^{\frac{2}{3}}}$	Cf§3.3.2 formule 3.5	0,065
η	$\frac{4,6 \times N_x \times h}{L_i(Z_{eq})}$	Cf§3.3.2 formule 3.8a	6,337
	$\frac{4,6 \times N_x \times b}{L_i(Z_{eq})}$	Cf§3.3.2 formule 3.8b	2,616
R_h	$\left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_h})$	Cf§3.3.2 formule 3.7a	0,0019
R_b	$\left(\frac{1}{\eta_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b})$	Cf§3.3.2 formule 3.7b	0,027
R^2	$\frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$	Cf§3.3.2 formule 3.4	$1,64 \times 10^{-4}$
V	$n_{ix} \times \sqrt{\frac{R^2}{R^2 + Q^2}} \geq 0,08$	Cf§3.3.3 formule 3.12	0,013
g	$\sqrt{2 \times \ln(600v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600v)}} \geq 3$	Cf§3.3.3 formule 3.11	3,68
$I_v(Z_{eq})$	$\frac{1}{\ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \times C_{t(z)}}$ pour $Z > Z_{min}$	 <p>a) Constructions verticales, telles que bâtiments, etc.</p>	0,153
C_d	$\frac{1 + 2 \times g \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(Z_{eq})}$	Cf§3.3 formule 3.1	$0,90 \approx 1$

VI.6.La toiture

VI.6.1.Calcul des forces a l'aide des coefficient de forces

La force exercée par le vent F_w (Cf. §2.6.1 formule 2.9 «R.N.V 2013»).

$$F_w = C_d \times C_f \times Q_p \times A_{réf} ;$$

$$C_d = 1 ;$$

C_f :est le coefficient de force definit au (chapitre 4 «R.N.V 2013»).

$$C_f = C_{f0} \times \Psi_\lambda ;$$

D'après le tableau (5-10) page71 on prend :

$$\lambda_e = \min\left(0,7 \frac{1}{b}; 70\right) = \left(0,7 \frac{55,95}{23,10}; 70\right) ; \lambda_e = 1,69 ;$$

ϕ :Coefficient de remplissage ; $\phi=1$ pour les structure fermé ;

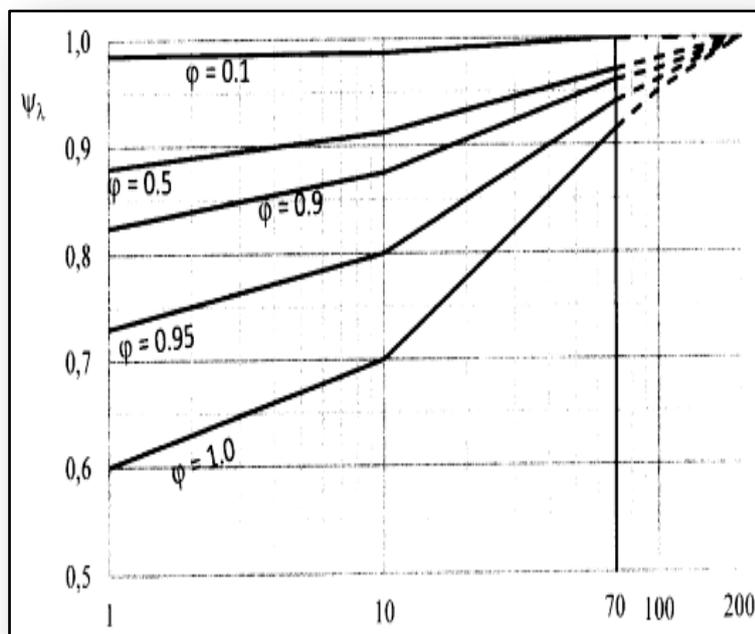


Figure VI.2 :Facteur elancement Ψ_λ .

On prend

$$\Psi_\lambda = 0,61 ;$$

$$\frac{d}{b} = \frac{22}{23,10} = 0,95 ;$$

On prend

$$C_{f0} = 2,2 ;$$

$$C_f = 2,2 \times 0,61 = 1,342 ;$$

Tableau VI.8 : Récapitulatif (La force exercée par le vent F_w).

Etage	C_d	C_f	$Q_p(Z_j) \left(\frac{kN}{m^2} \right)$	$A_{réf}(m^2)$	$F_w(KN)$
RDC	1	1,342	1,078	94,24	136,130
1	1	1,342	1,078	74,84	108,107
2	1	1,342	1,078	74,84	108,107
3	1	1,342	1,078	74,84	108,107
4	1	1,342	1,078	74,84	108,107
5	1	1,342	1,078	74,84	108,107
6	1	1,342	1,078	74,84	108,107
7	1	1,342	1,305	74,84	131,068
8	1	1,342	1,339	74,84	134,482
9	1	1,342	1,370	74,84	137,596
10	1	1,342	1,539	74,84	154,569
11	1	1,342	1,539	74,84	154,569
12	1	1,342	1,539	74,84	154,569
13	1	1,342	1,539	74,84	154,569
14	1	1,342	1,539	74,84	154,569
15	1	1,342	1,539	74,84	154,569
Terrasse	1	1,342	1,539	75,53	155,994

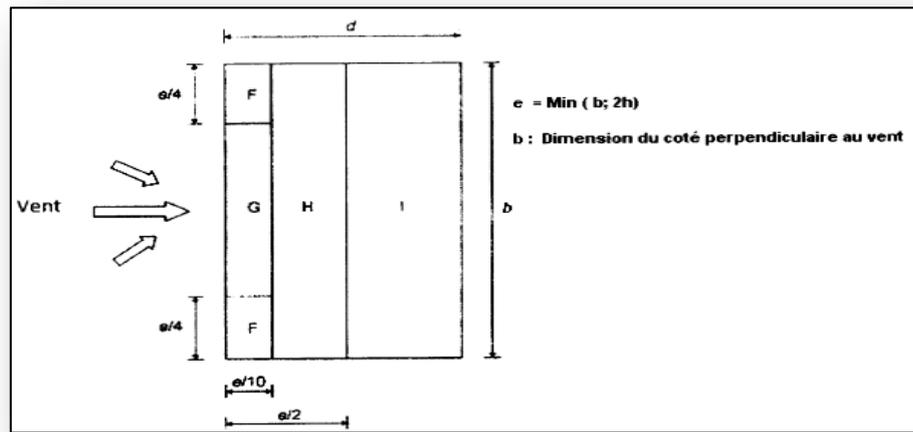


Figure VI.3:Légende pour les toiture plat.

$$e = \min(b; 2h) = 23,10\text{m};$$

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0,6}{55,95} = 0,010 ;$$

➤ Lois de interpolation

Exemple

$$x_a = 0,05 \longrightarrow y_a = -1,4$$

$$x = 0,10 \longrightarrow y$$

$$x_b = 0,10 \longrightarrow y_b = -1,2$$

$$y = y_a + (x - x_a) \cdot \frac{y_b - y_a}{x_b - x_a} = -1,4 + (0,10 - 0,05) \cdot \frac{-1,2 + 1,4}{0,10 - 0,05} = -1,56 ;$$

$$F_{we} = C_d \sum W_e \times A_{réf} \dots \dots \dots \text{(Cf. §2.6.2 «R.N.V 2013») ;}$$

$$W_e = Q_{p(h)} \times C_{pe} ;$$

F_{we} : Force extérieure.

W_e :est la pression extérieure exercée sur la surface élémentaire à la hauteur Z_e donnée par l'expression :

$$F_{wi} = \sum w_i \times A_{réf} ;$$

$$W_i = Q_{p(h)} \times C_{pi} ;$$

F_{wi} : Force intérieure .

W_i :est la pression interieure exercée sur la surface élémentaire à la hauteur Z_i donnée par l'expression :

➤ **Force de frottement**

$F_{fr} = C_{fr} \times Q_p(z_e) \times A_{réf}$ (Cf. §2.6.2 «R.N.V 2013») ;

Tableau VI.9 : Récapitulatif (Légende pour les toiture plat)

Section	$Q_p(z_j)$ ($\frac{kN}{m^2}$)	$A_{réf}$ (m^2)	C_{pe}	C_{pi}	C_{pnet}	W_e ($\frac{kN}{m^2}$)	W_i ($\frac{kN}{m^2}$)	F_{we} (KN)	F_{wi} (KN)	A_{fr} (m^2)	F_{fr} (KN)
F	1,539	13,34	-1,56	-0,50	-1,15	-2,53	-0,76	-1,015	-3,051	508,2	15,64
G		26,56	-1,56	-0,50	-1,15	-2,53	-0,76	-1,015	-3,051	508,2	15,64
H		105,68	-1,56	-0,50	-1,15	-2,53	-0,76	-1,015	-3,051	508,2	15,64
I		242,55	-1,56	-0,50	-1,15	-2,53	-0,76	-1,015	-3,051	508,2	15,64

$F_{toiture} = \sqrt{F_{fr}^2 + F_{we}^2 + F_{wi}^2}$;

$F_{toiture} = 1060,84$ KN.

➤ **Direction 1**

$F_{vent 1} = F_{toiture} + F_{wi}$

$F_{vent 1} = 3189,84$ KN.

VI.6.1.1.Coefficient de pression(cf.chapitre 5«R.N.V 2013»).

➤ **Coefficient de pression extérieur** (cf.eq.5.1«R.N.V 2013»).

$C_{pe} = C_{pe,1}$Si $S \leq 1m^2$.

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \dots \dots \dots \text{Si } 1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2.$$

Cas de vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment.

$$C_{pe} = C_{pe,10} \dots \dots \dots \text{Si } S \geq 10\text{m}^2.$$

VI.7.Parois verticales : $C_{pe,10}$

$$e = \min(b, 2h) = \min(23,10 ; 111,90) \implies e = 23,10 \text{ m} > d = 22 \text{ m}.$$

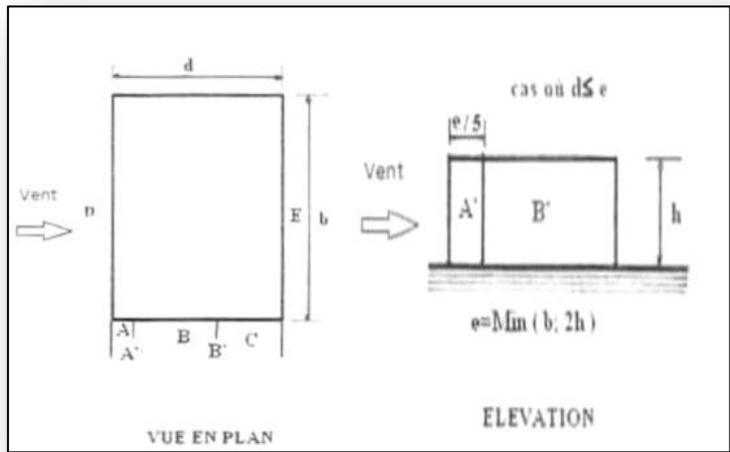


Figure VI.4 :Légende pour les parois verticales.

- Aire de zone :

$$A = \frac{e}{5} \times 55,95 = 258,48 \text{ m}^2;$$

- Aire de zone :

$$B = 17,38 \times 55,95 = 972,41\text{m}^2;$$

- Aire de zone :

$$D = 23,10 \times 55,95 = 1292,42\text{m}^2;$$

- Aire de zone :

$$E = 23,10 \times 55,95 = 1292,42 \text{ m}^2.$$

$$S \geq 10\text{m}^2; C_{pe} = C_{pe,10}$$

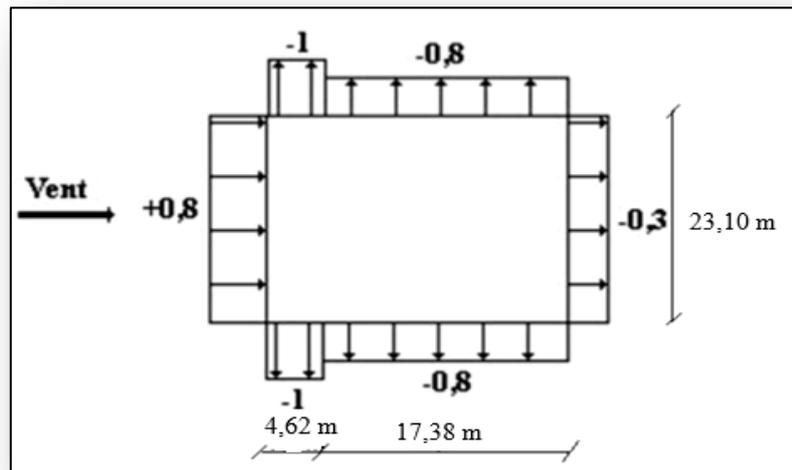


Figure VI.5: Les valeurs des coefficients de pression extérieure C_{pe} (selon la direction V_1).

Tableau VI.10 : Valeur de coefficient C_{pe} .

zone	Aire (m ²)	C_{pe}
A	258,48	-1,0
B	972,41	-0,8
D	1292,44	+0,8
E	1292,44	-0,3

VI.7.1. Coefficient de pression intérieure

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\text{des surfaces des toutes les ouvertures}}$$

Les ouvertures ou C_{pe} est négatif ou nul sont situées au niveau des zones ou A, B, C et E.

En considérant sur chaque face des fenêtres de dimensions (1,00 × 1,20) m.

Il ne s'agit donc pas de cas de bâtiment avec face dominante. On se reporte donc au

(Cf. §5.2.2. « R.N.V 2013 »).

Pour la détermination de C_{pi} .

Surface de toutes les ouvertures : 256,736 m².

Surface des ouvertures ou $C_{pe} \leq 0$: 204,614 m² ;

$$\mu_p = \frac{204,614}{256,736} = 0,79.$$

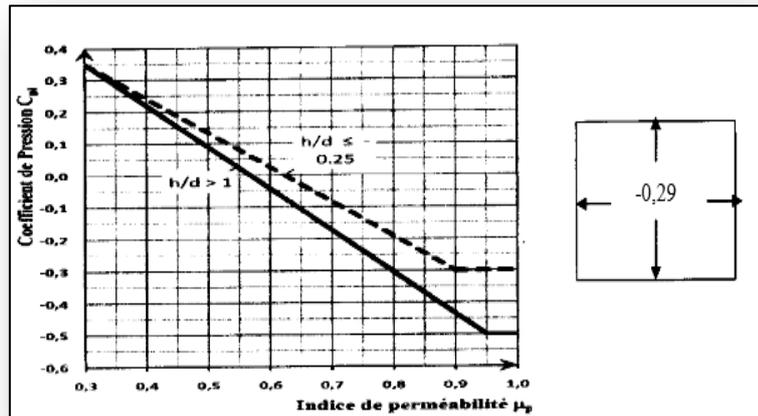


Figure VI.6 : Coefficient de pression C_{pi} en fonction de l'indice de perméabilité μ_p .

➤ Pression sur les parois au vent : (zone D)

Tableau VI.11 : Forces extérieures sur les parois au vent.

		Force extérieure en (KN)				
Z(m)	$Q_p(Z_e) (\frac{kN}{m^2})$	$A_{réf}(m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W (\frac{kN}{m^2})$	Force totale (KN)
23,10	1,078	533,61	+0,8	-0,29	1,17	624,32
23,52	1,265	9,70	+0,8	-0,29	1,37	13,28
26,76	1,305	74,84	+0,8	-0,29	1,42	106,27
30,00	1,339	74,84	+0,8	-0,29	1,45	108,51
32,85	1,370	65,83	+0,8	-0,29	1,49	90,08
55,95	1,539	533,61	+0,8	-0,29	1,67	891,12

- Pression sur les parois parallèles au vent et sous le vent :(zone A, B et E)

Tableau VI.12 : Forces extérieures sur les parois parallèles au vent et sous le vent.

Z(m)	$Q_p(Z_e)$ ($\frac{kN}{m^2}$)	zone	Force extérieure en KN				
			$A_{réf}(m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(\frac{kN}{m^2})$	Force totale (KN)
55,95m	1,539	A	258,48	-1	-0,29	-1,09	-281,74
		B	978,41	-0,8	-0,29	-0,78	-75,847
		E	1292,44	-0,3	-0,29	-0,01	-12,92

VI.8.Paramètres de calcul

- Suivant y

Hauteur de référence z_e (Cf. § 2.3.2«R.N.V 2013»)

Pour les murs au vent on définit 3 bandes (voir figure VI.7) :

Bande 1: $Z_e = b = 22m$

$$\text{Bande 2: } \left\{ \begin{array}{l} Z_e = Z_{strip1} = 23,52m. \\ Z_e = Z_{strip2} = 26,76m. \\ Z_e = Z_{strip3} = 30,00 m. \\ Z_e = Z_{strip4} = 33,24m. \\ Z_e = Z_{strip5} = 33,95m. \end{array} \right.$$

Bande 3: $Z_e = h = 55,95 m$.

Pour les murs sous le vent et parallèle au vent :

$z_e = h = 55,95 m$ (hauteur totale du mur).

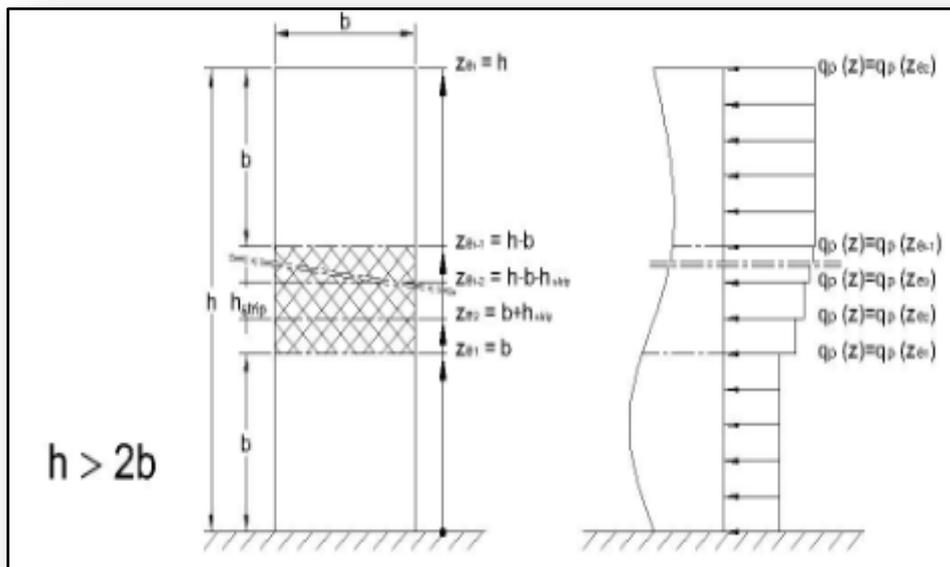


Figure VI.7 : Subdivision du bâtiment pour la définition de la hauteur de référence.

VI.8.1.Coefficient de rugosité (Cf. § 2.4.4«R.N.V 2013»)

$$\begin{cases} Cr = Kt \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{pour } z_{\min} \leq z \leq 200 \text{ m} \\ Cr = Kt \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) & \text{pour } z < z_{\min} \end{cases}$$

VI.8.2.Coefficient de topographie (Cf.chapitre 2 § 2.4.5«R.N.V 2013»)

$C_t = 1$ car le site est plat.

VI.8.3.Intensité de turbulance (Cf. § 2.4.6«R.N.V 2013»)

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{pour } z > z_{\min}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} \quad \text{pour } z \leq z_{\min}$$

On obtient les valeurs du tableau VI.13 :

Tableau VI.13 : Valeur de $I_v(z)$.

Tronçon	$z = z_c(m)$	$I_v(z)$
De 0 à 22,00m	22,00	0,164
De 22,00 à 23,52m	23,52	0,162
De 23,52 à 26,76m	26,76	0,159
De 26,76 à 30,00m	30,00	0,156
De 30,00 à 33,24m	33,24	0,153
De 33,24 à 33,95m	33,95	0,153
De 33,95 à 55,95m	55,95	0,142

➤ Coefficient de rugosité

Tableau VI.14: Coefficient de rugosité.

Troçon	$Z = Z_e(m)$	C_r
De 0 à 22,00m	22,00	1,156
De 22,00 à 23,52m	23,52	1,169
De 23,52 à 26,76m	26,76	1,193
De 26,76 à 30,00m	30,00	1,215
De 30,00 à 33,24m	33,24	1,234
De 33,24 à 33,95m	33,95	1,238
De 33,95 à 55,95m	55,95	1,333

VI.8.4. Coefficient d'exposition (Cf. § 2.4«R.N.V 2013»)

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)]$$

Tableau VI.15 : Valeur de $C_e(z)$.

Tronçon	$z = z_e(m)$	$C_e(z)$
De 0 à 22,00m	22,00	2,87
De 22,00 à 23,52m	23,52	2,91
De 23,52 à 26,76m	26,76	3,00
De 26,76 à 30,00m	30,00	3,08
De 30,00 à 33,24m	33,24	3,15
De 33,24 à 33,95m	33,95	3,17
De 33,95 à 55,95m	55,95	3,54

VI.8.5.Pression dynamique de pointe

La pression dynamique de pointe est déterminée par (Cf. § 2.3 «R.N.V 2013»)

$$q_p(z) = q_{réf} \times q_e(z) ;$$

$$\text{Avec : } q_{réf} = 435 \frac{N}{m^2} ;$$

Les valeurs de $q_p(z)$ sont données dans le tableau VI.16 pour chaque tronçon du bâtiment.

Tableau VI.16: Valeur de $q_p(z)$.

Tronçon	$z = z_e(m)$	$q_p(z) \left(\frac{N}{m^2}\right)$
De 0 à 22,00m	22,00	1248,45
De 22,00 à 23,52m	23,52	1265,85
De 23,52 à 26,76m	26,76	1305,00
De 26,76 à 30,00m	30,00	1339,80
De 30,00 à 33,24m	33,24	1370,25
De 33,24 à 33,95m	33,95	1378,95
De 33,95 à 55,95m	55,95	1539,90

Tableau VI.17 : Récapitulatif.

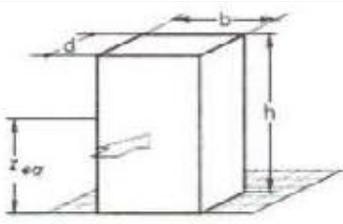
Tronçon	$z=z_e(\text{m})$	$C_r(z)$	$I_v(z)$	$C_t(z)$	$C_e(z)$	$q_p(z) \left(\frac{\text{N}}{\text{m}^2}\right)$
De 0 à 22,00m	22,00	1,156	0,164	1	2,87	1248,45
De 22,00 à 23,52m	23,52	1,169	0,162	1	2,91	1265,85
De 23,52 à 26,76m	26,76	1,193	0,159	1	3,00	1305,00
De 26,76 à 30,00m	30,00	1,215	0,156	1	3,08	1339,80
De 30,00 à 33,24m	33,24	1,234	0,153	1	3,15	1370,25
De 33,24 à 33,95m	33,95	1,238	0,153	1	3,17	1378,95
De 33,95 à 55,95m	55,95	1,333	0,142	1	3,54	1539,90

VI.8.6. Coefficient dynamique C_d (Cf. Chapitre 3 «R.N.V 2013»)

Du fait qu'il s'agit d'un bâtiment à ossature et comportement des murs, et dont la hauteur h est inférieure à 100m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent, la valeur simplifiée et conservative $C_d=1$ peut être considérée. (Cf. § 3.2 «R.N.V 2013»).

Cependant pour montrer l'application de la procédure détaillée, le tableau VI.18 illustre les différentes étapes de calcul du coefficient C_d .

Tableau VI.18 : Illustre les différentes étapes de calcul du coefficient C_d .

paramètre	Forme analytique	référence	résultat
$L_i(Z_{eq})$	$300 \times \left(\frac{Z}{200}\right)^\varepsilon$	Cf§3.3.1 formule 3.3a	118,59
Q^2	$\frac{1}{1 + 0,9 \times \left[\frac{(b+h)}{L_i(Z_{eq})}\right]^{0,63}}$	Cf. § 3.3.1 formule 3.2	0,591
n_{ix}	$\frac{46}{h}$	Cf. § 3.3.4.2 formule 3.14	0,82
δ	$\delta_a + \delta_s$ (avec $\delta_a = 0$)	Cf. § 3.3.2 formule 3.9 tableau 3.1	0,10
$V_m(Z_{eq})$	$C_r(Z) \times C_t(Z) \times V_{ref}$	Cf. annexe 2	33,21
N_x	$\frac{n_{ix} \times L_i}{V_m(Z_{eq})}$	Cf§3.3.2 formule 3.6	2,92
R_N	$\frac{6,8 \times N_x}{(1 + 1,02 \times N_x)^{\frac{2}{3}}}$	Cf§3.3.2 formule 3.5	0,065
η	$\frac{4,6 \times N_x \times h}{L_i(Z_{eq})}$	Cf§3.3.2 formule 3.8a	6,337
	$\frac{4,6 \times N_x \times b}{L_i(Z_{eq})}$	Cf§3.3.2 formule 3.8b	2,491
R_h	$\left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_h})$	Cf§3.3.2 formule 3.7a	0,0019
R_b	$\left(\frac{1}{\eta_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b})$	Cf§3.3.2 formule 3.7b	0,032
R^2	$\frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$	Cf§3.3.2 formule 3.4	$1,94 \times 10^{-4}$
V	$n_{ix} \times \sqrt{\frac{R^2}{R^2 + Q^2}} \geq 0,08$	Cf§3.3.3 formule 3.12	0,014
g	$\sqrt{2 \times \ln(600v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600v)}} \geq 3$	Cf§3.3.3 formule 3.11	3,68
$I_v(Z_{eq})$	$\frac{1}{\ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \times C_t(Z)}$ pour $Z > Z_{min}$	 a) Constructions verticales, telles que bâtiments, etc.	118,59
C_d	$\frac{1 + 2 \times g \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(Z_{eq})}$	Cf§3.3 formule 3.1	$0,591 \approx 1$

VI.9.La toiture

VI.9.1.Calcul des forces a l'aide des coefficient de forces

La force exercée par le vent F_w (Cf. §2.6.1 formule 2.9 «R.N.V 2013»).

$$F_w = C_d \times C_f \times Q_p \times A_{\text{réf}} ; C_d = 1$$

$$C_f = C_{f0} \times \Psi_\lambda.$$

D'après le tableau (5-10) page 71 on prend ; $\lambda_e = \min(0,7 \frac{l}{b}; 70) = (0,7 \frac{55,95}{22}; 70) ; \lambda_e = 1,78$

φ : Coefficient de remplissage ; $\varphi = 1$ pour les structure fermée.

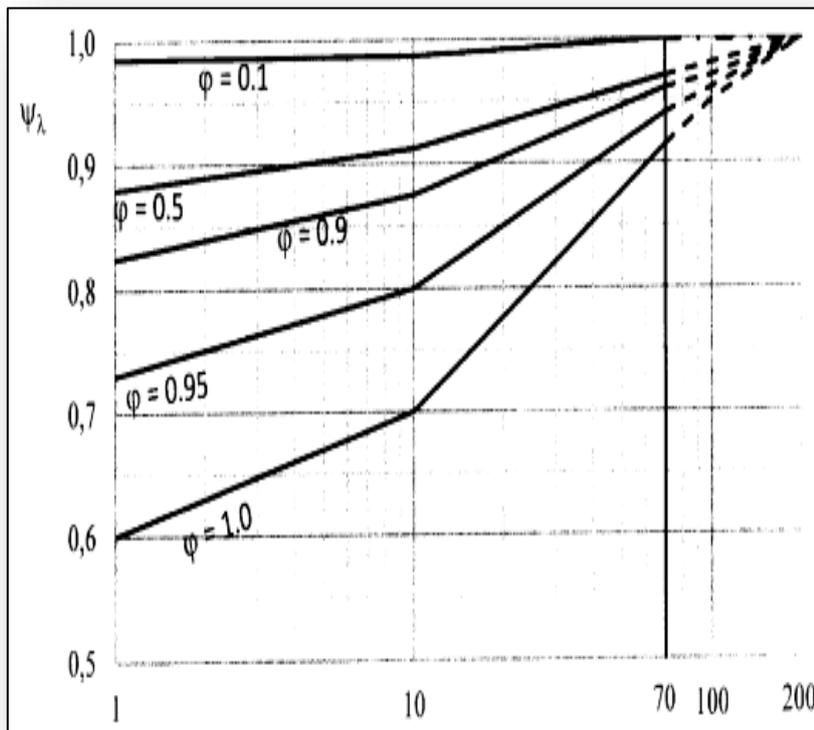


Figure VI.8 :Facteur elancement Ψ_λ .

On prend : $\Psi_\lambda = 0,61$; $C_f = C_{f0} \times \Psi_\lambda$;

$$\frac{d}{b} = \frac{23,10}{22} = 1,05 ;$$

On prend : $C_{f0} = 2,1$;

$$C_f = 2,1 \times 0,62 = 1,302 ;$$

Tableau VI.19 : Récapitulatif (La force exercée par le vent F_w).

Etage	C_d	C_f	$Q_p(z_j) \left(\frac{kN}{m^2}\right)$	$A_{réf}(m^2)$	$F_w(KN)$
RDC	1	1,302	1,248	89,76	145,85
1	1	1,302	1,248	71,28	115,82
2	1	1,302	1,248	71,28	115,82
3	1	1,302	1,248	71,28	115,82
4	1	1,302	1,248	71,28	115,82
5	1	1,302	1,248	71,28	115,82
6	1	1,302	1,248	71,28	115,82
7	1	1,302	1,265	71,28	117,40
8	1	1,302	1,305	71,28	121,11
9	1	1,302	1,339	71,28	124,26
10	1	1,302	1,370	71,28	127,14
11	1	1,302	1,378	71,28	127,88
12	1	1,302	1,539	71,28	142,82
13	1	1,302	1,539	71,28	142,82
14	1	1,302	1,539	71,28	142,82
15	1	1,302	1,539	71,28	142,82
Terrasse	1	1,302	1,539	79,94	160,18

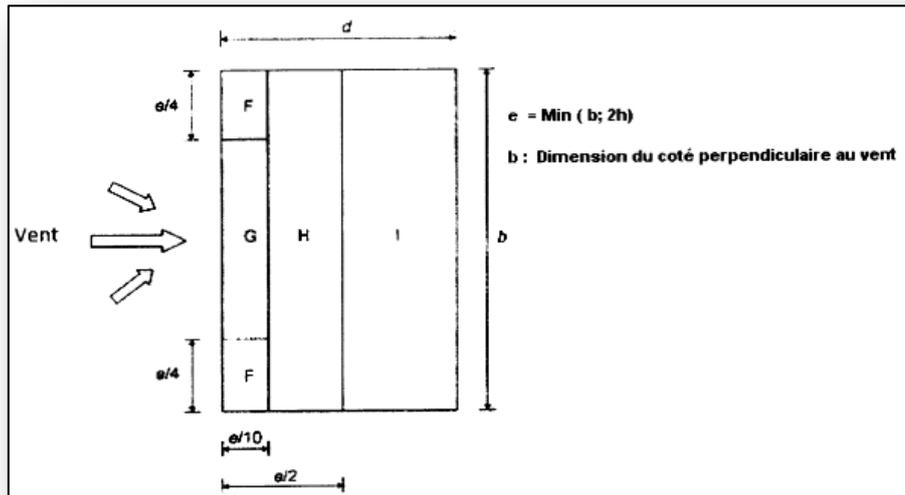


Figure VI.9 :Légende pour les toiture plat.

$$e = \min(b ; 2h) = 22 \text{ m.}$$

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0,6}{55,95} = 0,010.$$

➤ Lois de interpolation

Exemple

$$x_a = 0,05 \longrightarrow y_a = -1,4$$

$$x = 0,10 \longrightarrow y$$

$$x_b = 0,10 \longrightarrow y_b = -1,2$$

$$y = y_a + (x - x_a) \frac{y_b - y_a}{x_b - x_a} = -1,4 + (0,10 - 0,05) \frac{-1,2 + 1,4}{0,10 - 0,05} = -1,56$$

$$F_{we} = C_d \sum w_e \times A_{réf} ;$$

$$w_e = Q_p(h) \times C_{pe} ;$$

$$F_{wi} = \sum w_i \times A_{réf} ; w_i = Q_p(h) \times C_{pi} ;$$

➤ Force de frottement

$$F_{fr} = C_{fr} \times Q_p(z_e) \times A_{fr} ;$$

Tableau VI.20:Récapitulatif (Légende pour les toiture plat).

Section	$q_p(z_j)$ ($\frac{kN}{m^2}$)	$A_{réf}$ (m^2)	C_{pe}	C_{pi}	C_{pnet}	W_e ($\frac{kN}{m^2}$)	W_i ($\frac{kN}{m^2}$)	F_{we} (KN)	F_{wi} (KN)	A_{fr} (m^2)	F_{fr} (KN)
F	1,539	12,1	-1,56	-0,50	-1,06	-1,63	-0,76	-827,5	-385,8	508,2	31,28
G		24,2	-1,56	-0,50	-1,06	-1,63	-0,76	-827,5	-385,8	508,2	31,28
H		193,6	-1,56	-0,50	-1,06	-1,63	-0,76	-827,5	-385,8	508,2	31,28
I		266,2	-1,56	-0,50	-1,06	-1,63	-0,76	-827,5	-385,8	508,2	31,28

$$F_{toiture} = \sqrt{F_{fr^2} + F_{we^2} + F_{wi^2}} ;$$

$$F_{toiture} = 913,61 \text{ KN.}$$

➤ **Direction 2**

$$F_{vent\ 2} = F_{toiture} + F_{wi} ;$$

$$F_{vent\ 2} = 3161,96 \text{ KN.}$$

➤ **Coefficient de pression (Cf. Chapitre 5«R.N.V 2013»).**

➤ **Coefficient de pression extérieur**

$$C_{pe} = C_{pe} \dots \dots \dots \text{si } S \leq 1m^2.$$

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \times \log_{10}(S) \dots \dots \dots \text{si } 1\ m^2 < S < 10\ m^2.$$

Cas de vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment.

$$C_{pe} = C_{pe10} \dots \dots \dots \text{si } S \geq 10\ m^2.$$

VI.10.Parois verticales : C_{pe10}

$$e = \min (b ; 2h) = \min (22 ; 111,9) = 22m ;$$

$$e = 22m < d = 23,1m \implies \text{Cas 01: } e < d$$

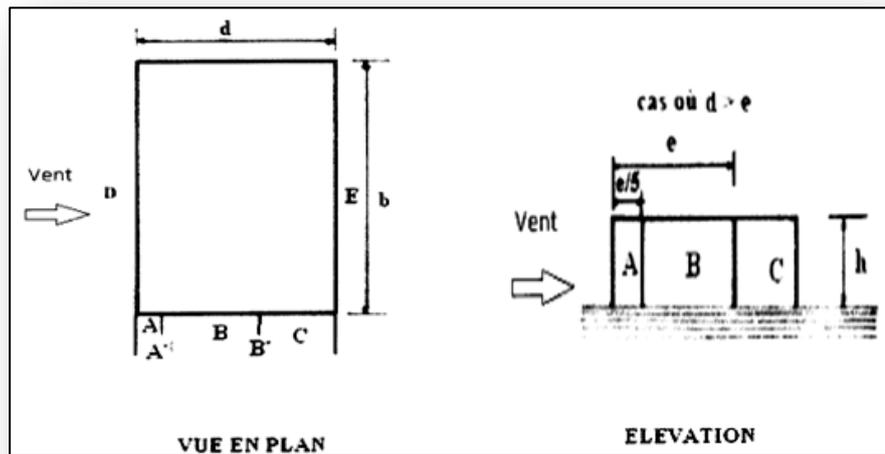


Figure VI.10 :Légende pour les parois verticales.

-Aire de la zone : $A = \frac{e}{5} \times 55,95 = 246,18 \text{ m}^2$;

-Aire de la zone : $B = \left(e - \frac{e}{5}\right) \times 55,95 = 984,72 \text{ m}^2$;

-Aire de la zone : $C = (d - e) \times 55,95 = 61,54 \text{ m}^2$;

-Aire de la zone : $D = 22 \times 55,95 = 1230,90 \text{ m}^2$;

-Aire de la zone : $E = 22 \times 55,95 = 1230,90 \text{ m}^2$;

$S \geq 10 \text{ m}^2$; On prend : $C_{pe} = C_{pe10}$

Tableau VI.21: Valeur des coefficients C_{pe} .

Zone	Aire (m ²)	C_{pe}
A	246,48	-1
B	984,72	-0,8
C	61,54	-0,5
D	1230,90	+0,8
E	1230,90	-0,3

VI.10.1.Coefficient de pression intérieure

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces des toutes les ouvertures}}$$

Les ouvertures ou C_{pe} est négatif ou nul sont situées au niveau des zones A, B, C, et E.

- Surface des toutes les ouvertures : **256,63 m²**.
- Surface des ouvertures ou $C_{pe} \leq 0$: **180,85 m²**.
- $\mu_p = 180,85/256,63 \implies \mu_p = 0,70$;

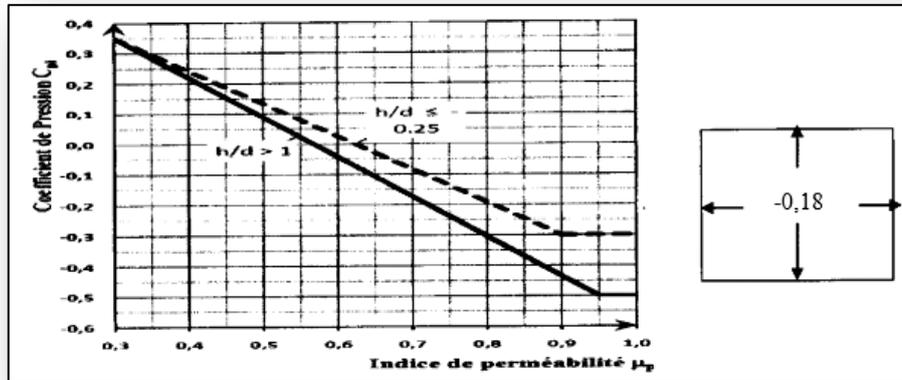


Figure VI.11: Coefficient de pression C_{pi} en fonction de l'indice de perméabilité μ_p .

Pour : $\mu_p = 0,70$ et $h/d = 55,95/23,1 = 2,42 > 1$ $C_{pi} = -0,18$.

- Pression sur les parois au vent : (zone D)

Tableau VI.22: Force extérieur sur les parois au vent.

		Force extérieur en KN				
Z(m)	$q_p(z_e)$ (KN/m ²)	$A_{réf}$ (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	W (z_e) (KN/m ²)	Force totale (KN)
$z_{eq}=22,00$	1,248	484,00	+0,8	-0,18	1,22	590,48
$z_{eq}=23,52$	1,265	33,34	+0,8	-0,18	1,23	41,13
$z_{eq}=26,76$	1,305	71,28	+0,8	-0,18	1,27	90,52
$z_{eq}=30,00$	1,339	71,28	+0,8	-0,18	1,31	93,37
$z_{eq}=33,24$	1,370	71,28	+0,8	-0,18	1,34	95,51
$z_{eq}=33,95$	1,378	15,62	+0,8	-0,18	1,35	21,08
$z_{eq}=55,95$	1,539	484,00	+0,8	-0,18	1,50	726,00

➤ Pression sur les parois parallèles au vent et sous le vent :(zone À, B, C, E)

Tableau VI.23 : Forces extérieurs sur les parois parallèles au vent et sous le vent.

		Force extérieur en KN					
Z(m)	$q_p(z_e)$ (KN/m ²)	Zone	$A_{réf}$ (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	W (z _e) (KN/m ²)	Force totale (KN)
z _{eq} =55,95	1,539	A	246,18	-1	-0,18	-1,26	-310,18
		B	984,72	-0,8	-0,18	-0,95	-935,48
		C	61,54	-0,5	-0,18	-0,49	-30,15
		E	1230,90	-0,3	-0,18	-0,18	-221,56

VI.11.Vérification de la stabilité

La force résultante « F » dans chaque direction est négligeable devant le poids de bâtiment donc il n'y a pas de risque de soulèvement ou de renversement.

VI.12.Conclusion

Aucun risque de soulèvement du bâtiment, car le poids du bâtiment étant plus grand que celui de la portance extrême. Par comparaison entre les forces horizontales dues au séisme et celle dues au vent, on remarque que le cas le plus défavorable à prendre en considération dans les calculs est le cas de l'action sismique, car elle est la plus importante.

VII.1. Introduction

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

VII.2. Étude des charges verticales et horizontales

L'étude charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres, voiles) dans les différents nœuds et travées.

Pour déterminer les sollicitations on a utilisé le programme (ETABS V 9.7.4) ce qui nous a permis de calculer les portiques.

VII.3. Les combinaisons de calcul

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [B.A.E.L 91 modifiée 99 et R.P.A 99/ (version 2003)].

VII.3.1. Poutres

- Sollicitation du 1^{er} genre (B.A.E.L 91 modifiée 99)
 $1,35G + 1,5 Q$
- Sollicitation du 2^{ème} genre [R.P.A 99/ (version 2003)]
 $0,8G \pm E$
 $G + Q \pm E$

VII.3.2. Poteaux

- Sollicitation du 1^{er} genre (B.A.E.L 91 modifiée 99)
 $1,35 G + 1,5 Q$
- Sollicitation du 2^{ème} genre [R.P.A 99/ (version 2003)]
 $0,8G \pm E$
 $G + Q \pm E$

Avec : G : Charge permanente ;

Q : Charge d'exploitation ;

E : Effort sismique.

VII.4. Ferrailage des poutres

VII.4.1. Méthode de calcul

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort

normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{ème} genre.

- Sollicitation du 1^{er} genre $S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1} .
- Sollicitation du 2^{ème} genre $\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E. \\ S_{p2} = G + Q \pm E. \end{cases} \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2} .

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1} .

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

Dans le calcul relatif au « **E.L.U** » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b).

Pour situation accidentelle : $\gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400$ MPa.

$\gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48$ MPa.

Pour les autres cas : $\gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348$ MPa.

$\gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17$ MPa.

VII.4.2. Les armatures minimales

D'après le **R.P.A 99/ (version 2003)** on a :

➤ Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$

➤ Section d'armature maximale : $A_{max1} = 4\% \times b \times h_t$ (Zone courante) ;

$A_{max2} = 6\% \times b \times h_t$ (Zone de recouvrement).

VII.4.3. Poutre principale (30x40) cm²

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t = \frac{0,5 \times 30 \times 40}{100} = 6 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section).}$$

$$A_{max1} = 4\% \times b \times h_t = \frac{4 \times 30 \times 40}{100} = 48 \text{ cm}^2.$$

$$A_{max2} = 6\% \times b \times h_t = \frac{6 \times 30 \times 40}{100} = 72 \text{ cm}^2.$$

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

VII.4.3.1. Exemple de calcul

a) Poutre (RDC, 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème})

➤ En travée

$$(S_{p1}) \Rightarrow M_{tsp1} = 40,01 \text{ KN.m.}$$

$(S_{p2}) \Rightarrow M_{tsp2} = 103,46 \text{ KN. m.}$

$M_{sp2}/M_{sp1} = 2,58 > 1,15$ donc le calcul se fait sous (S_{p2}) .

- Données :
- Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$;
 - Hauteur de la section $h_t = 40 \text{ cm}$;
 - Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times h_t = 36 \text{ cm}$;
 - Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ MPa}$;
 - Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
 - Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
 - Fissuration peu préjudiciable.

Tableau VII.1: Exemple de ferrailage des poutres en travée.

Moment ultime M_u	M_u	103,46 KN.m	$\mu = 0,144 < \mu_1 = 0,392$ pas d'acier comprimé $A' = 0$
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,144	
État limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,921$		
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	7,79 cm²	

➤ **Sur appuis**

$(S_{p1}) \Rightarrow M_{tsp1} = 50,53 \text{ KN. m.}$

$(S_{p2}) \Rightarrow M_{tsp2} = 129,28 \text{ KN. m.}$

$M_{sp2}/M_{sp1} = 2,55 > 1,15$ donc le calcul se fait sous (S_{p2}) .

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section $h_t = 40 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times h_t = 36 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

Tableau VII.2 : Exemple de ferrailage des poutres sur appuis.

Moment ultime M_u	M_u	129,28KN.m	$\mu=0,180 < \mu_l=0,392$ pas d'acier comprimé $A' = 0$
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,180	
État limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient β	$\beta = 0,899$		
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	9,97 cm²	

VII.4.3.2. Tableaux récapitulatif du ferrailage des différents niveaux

Tableau VII.3: Ferrailage des différents niveaux (poutres principales).

Niveau	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M_{sp1}	M_{sp2}				
RDC au 3 ^{ème}	Appuis	50,53	129,28	129,28	6,00	9,97	3T16+3T14=10,65
	Travée	40,01	103,46	103,46		8,79	3T16+2T14=9,11
4 ^{ème} au 6 ^{ème}	Appuis	50,66	145,06	145,06	6,00	11,36	3T16+3T16=12,06
	Travée	32,43	114,43	114,43		8,70	3T16+2T16=10,05
7 ^{ème} au 9 ^{ème}	Appuis	57,68	157,02	157,02	6,00	12,06	3T16+3T16=12,06
	Travée	34,12	125,87	125,87		9,68	3T16+2T16=10,05
10 ^{ème} au 12 ^{ème}	Appuis	65,18	159,40	159,40	6,00	12,07	3T16+3T16=12,06
	Travée	39,05	100,39	100,39		7,54	3T16+2T16=10,05
13 ^{ème} au 16 ^{ème}	Appuis	72,72	139,75	139,75	6,00	10,89	3T16+3T16=12,06
	Travée	49,73	71,66	71,66		5,25	3T16=6,03

VII.4.4. Poutre secondaire (30x35) cm²

VII.4.4.1. Armatures minimales

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on a :

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h_t = \frac{0,5 \times 30 \times 35}{100} = 5,25 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section).}$$

$$A_{\max 1} = 4\% \times b \times h_t = \frac{4 \times 30 \times 35}{100} = 42 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\max 2} = 6\% \times b \times h_t = \frac{6 \times 30 \times 35}{100} = 63 \text{ cm}^2.$$

VII.4.4.2. Tableaux récapitulatif du ferrailage des différents niveaux

Tableau VII.4: Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaires).

Niveau	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC au 3 ^{ème}	Appuis	28,39	90,75	90,75	5,25	7,92	3T14+3T12=8,01
	Travée	18,15	84,01	84,01		7,27	3T14+3T12=8,01
4 ^{ème} au 6 ^{ème}	Appuis	41,90	116,88	116,88	5,25	10,53	3T16+3T14=10,65
	Travée	32,94	106,67	106,67		9,50	3T16+3T14=10,65
7 ^{ème} au 9 ^{ème}	Appuis	56,45	127,79	127,79	5,25	11,71	3T16+3T16=12,06
	Travée	48,81	116,29	116,29		10,48	3T16+3T16=12,06
10 ^{ème} au 12 ^{ème}	Appuis	56,18	129,00	129,00	5,25	11,84	3T16+3T16=12,06
	Travée	52,80	114,40	114,40		10,29	3T16+3T16=12,06
13 ^{ème} au 16 ^{ème}	Appuis	80,61	126,94	126,94	5,25	11,62	3T16+3T16=12,06
	Travée	89,41	103,06	103,06		9,13	3T16+2T16=10,05

VII.4.5. Calcul les armatures transversales

VII.4.5.1. Diamètre des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l) ;$$

$$\Phi_t \leq \min(11,42 ; 30 ; 16) ;$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm.}$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm.}$

VII.4.5.2. Calcul de L'espacement

Selon le **R.P.A 99/version 2003**

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \min(36; 40 \text{ cm}) \end{cases} \leq 30 \text{ cm.}$$

- **Zone nodale**

$$\begin{cases} S_t \leq \min(12\Phi_l; h/4) \\ S_t \leq \min(19,20; 10 \text{ cm}) \end{cases} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$$

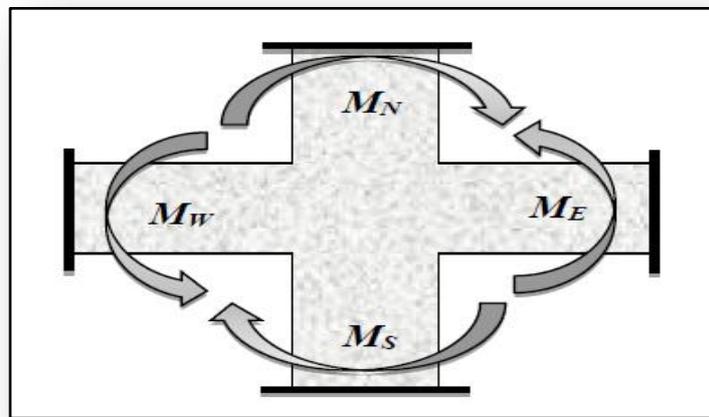


Figure VII.1 : Répartition des moments dans la zone nodale.

- **Zone courante**

$$S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm.}$$

VII.4.6. Ancrage des armatures tendues

$$\tau_s = 0,6 \times \psi s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \Phi \cdot f_c / 4 \cdot \tau_s$

Avec

Φ : diamètre d'une barre.

$$L_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,29 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \cdot \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm.}$

VII.4.7. Calcul des crochets

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 36 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,2\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 26,30\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 0,80 \text{ cm.}$$

$$\phi_L = 1,4\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 25,10\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 3,91 \text{ cm.}$$

$$\phi_L = 1,6\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 23,90\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 7,03 \text{ cm.}$$

VII.4.8. La longueur de recouvrement

D'après le **R.P.A 99 /version 2003**, la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 1,2\text{cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm.}$$

VII.4.9. Les vérifications

VII.4.9.1. Vérifications des contraintes (E.L.S)

a) Poutre principale (30x40) cm²

➤ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{c28}/f_c = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30\text{cm}^2.$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\min}$ Condition vérifiée.

➤ En travée

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}}$$

Le moment maximum en travée $M_{\text{tmax}} = 40,01 \text{ KN. m}$

$$M_{\text{ser}} = 29,02 \text{ KN. m}$$

$$\alpha = 0,144 \text{ et } \gamma = \frac{40,01}{29,02} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} \quad ; \quad \alpha \leq 0,435 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sur appuis

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

Le moment maximum en travée $M_{a \text{ max}} = 50,53 \text{ KN. m.}$

$$M_{\text{ser}} = 36,65 \text{ KN. m.}$$

$$\alpha = 0,180 \text{ et } \gamma = \frac{50,53}{36,65} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} ; \alpha \leq 0,435 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Poutre secondaire (30x35) cm²

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adopté} > A_{min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée**

Il faut vérifier que :

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

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 18,15 \text{ KN.m}$

$M_{ser} = 13,20 \text{ KN.m}$

$$\alpha = 0,043 \text{ et } \gamma = \frac{18,15}{13,20} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} ; \alpha \leq 0,435 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sur appuis**

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

Le moment maximum en appuis $M_{a max} = 28,39 \text{ KN.m}$

$M_{ser} = 20,67 \text{ KN.m}$.

$$\alpha = 0,067 \text{ et } \gamma = \frac{28,39}{20,67} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} ; \alpha \leq 0,435 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4.9.2. Vérification de l'effort tranchant

c) Vérification de l'effort tranchant : (poutre principale)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 123,51 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{123,51 \times 10^3}{0,30 \times 0,36} = 1,14 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable: $\bar{\tau}_u = \{ \min(0,2(\frac{f_{cj}}{\gamma_b}) ; 5 \text{ MPa})$

$$\tau_u = 1,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque du cisaillement.

d) Vérification de l'effort tranchant : (poutre secondaire)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 75,59$ KN.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{75,59 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315} = 0,79 \text{ MPa.}$$

Fissuration peu préjudiciable: $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \left(\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right); 5 \text{ MPa} \right\}$

$\tau_u = 0,79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

Pas de risque du cisaillement.

VII.4.9.3. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée **B.A.E.L 91 modifiée 99 (Art B.6.5)**.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{h}{L} > \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

e) Poutres principales

$M_{tmax} = 12,58 \text{ t. m ;}$

$M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8} = \frac{(3+2) \times 4,6^2}{8} = 1,32 \text{ t. m.}$

(à l'E.L.S) ; $A_s = 8,01 \text{ cm}^2$.

$\frac{h}{L} > 1/16 ; 0,086 > 0,0625$Condition vérifiée.

$\frac{h}{L} > M_t/10M_0 ; 0,086 > 0,057$ Condition vérifiée.

$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e} ; 0,0074 < 0,010$Condition vérifiée.

f) Poutres secondaires

$M_{tmax} = 11,62 \text{ t. m ;}$

$M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8} = \frac{((2,62+2) \times (3,10))^2}{8} = 0,54 \text{ t. m.}$

(à l'E.L.S)

$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} ; 0,1129 > 0,0625$ Condition vérifiée.

$\frac{A_s}{b.d} < \frac{4,2}{f_e} ; 0,008 < 0,0105$ Condition vérifiée.

Tableau VII.5: Ferrailage des poutres principales.

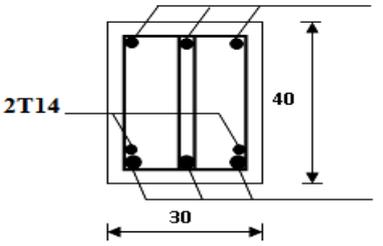
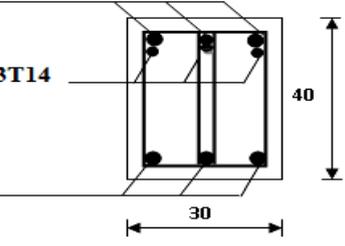
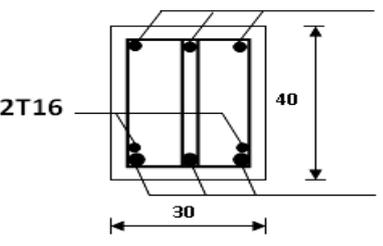
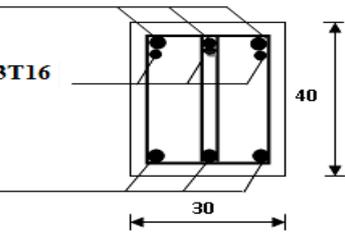
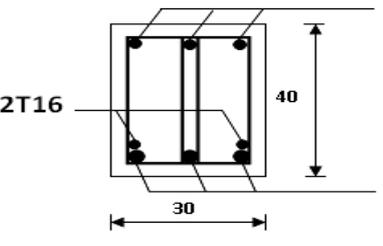
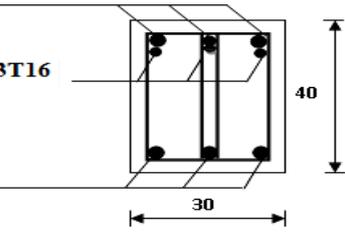
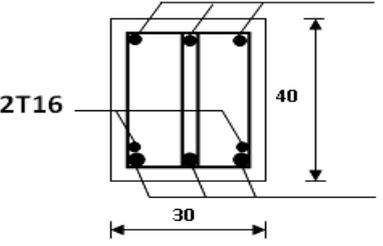
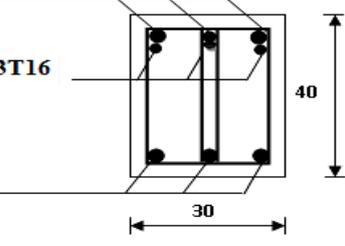
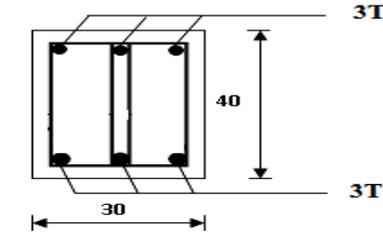
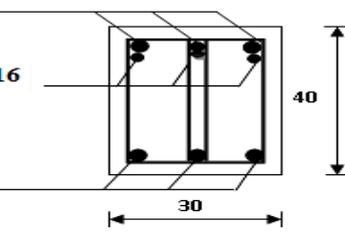
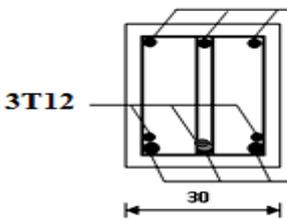
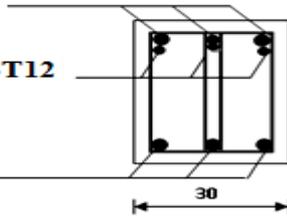
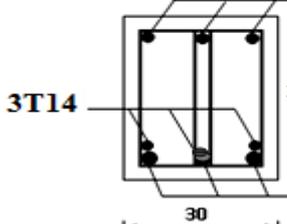
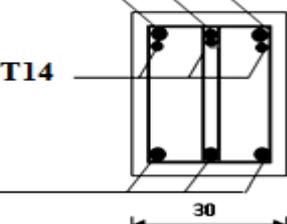
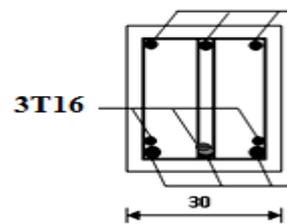
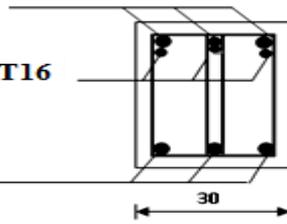
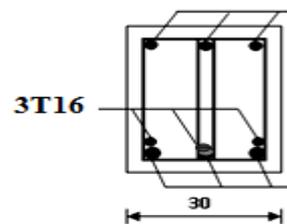
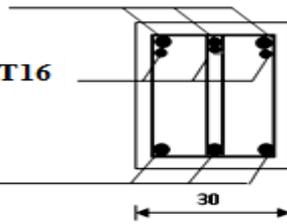
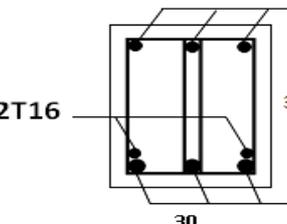
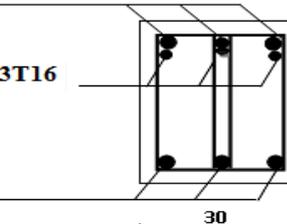
Niveau	Travée	Appuis
RDC au 3 ^{ème}		
4 ^{ème} au 7 ^{ème}		
7 ^{ème} au 9 ^{ème}		
10 ^{ème} au 12 ^{ème}		
13 ^{ème} au 16 ^{ème}		

Tableau VII.6: Ferrailage des poutres secondaires.

Niveau	Travée	Appuis
RDC au 3 ^{ème}		
4 ^{ème} au 7 ^{ème}		
7 ^{ème} au 9 ^{ème}		
10 ^{ème} au 12 ^{ème}		
13 ^{ème} au 16 ^{ème}		

VII.5.Ferraillage des poteaux

VII.5.1.Méthode de calcul

En général, Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferraillage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 Combinaisons suivante :

- 1^{er} Genre : $1,35G+1,5Q$

$$\begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_1 \\ N_{\min} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_2 \\ M_{\max} ; N_{\text{coresp}} \rightarrow A_3 \end{cases}$$
- 2^{ème} Genre : $0,8G \pm E$.

$$\begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_4 \\ N_{\min} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_5 \\ M_{\max} ; N_{\text{coresp}} \rightarrow A_6 \end{cases}$$

Dans le calcul relatif aux « **E.L.U** », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

- Pour situation accidentelle :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa.} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa.} \end{cases}$$
- Pour les autres cas :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,1 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa.} \\ \gamma_b = 1, \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa.} \end{cases}$$

VII.5.2.Ferraillage exigé par R.P.A 99/version 2003

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone IIa).
- Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4 % en zone courante, 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (zone IIa).
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.
- On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres seront mis dans un tableau

La zone nodale est définie par l' et h' , $l' = 2h$.

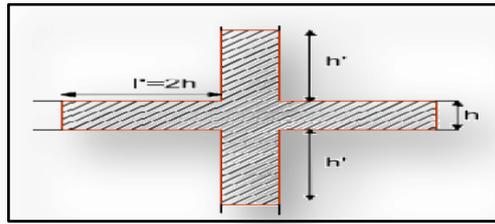


Figure VII.2 : Zone nodale.

$$h' = \max\left(\frac{h}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

VII.5.3. Sollicitations de calcul

Tableau VII.7: Les sections minimales et maximales imposée par le R.P.A 99/version 2003.

Famille des poteaux	$A_{\min} = 0,8 \% b \cdot h_t$	$A_{\max 1} = 4 \% b \cdot h_t$	$A_{\max 2} = 6 \% b \cdot h_t$
(55x55) cm ²	24,20 cm ²	121,00 cm ²	181,50 cm ²
(50x50) cm ²	20,00 cm ²	100,00 cm ²	150,00 cm ²
(45x45) cm ²	16,20 cm ²	81,00 cm ²	121,50 cm ²
(40x40) cm ²	12,80 cm ²	64,00 cm ²	96,00 cm ²
(30x30) cm ²	7,20 cm ²	36,00 cm ²	54,00 cm ²

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel (ETABS 9.7.4), les résultats sont résumés dans les tableaux VII.8.

Tableau VII.8: Les sollicitations défavorables du 1^{er} genre.

Famille		(55x55)	(50x50)	(45x45)	(40x40)	(30x30)
Combinison						
(a)	N_{\max} (KN)	2196,80	1501,16	1035,21	672,17	363,76
	M_{corr} (KN.m)	0,33	0,148	0,22	10,87	5,51
(b)	N_{\min} (KN)	763,39	426,57	92,38	221,68	22,52
	M_{corr} (KN.m)	29,91	23,47	40,17	14,57	4,24
(c)	M_{\max} (KN.m)	47,23	29,11	40,17	27,25	19,36
	N_{corr} (KN.m)	1061,62	861,08	92,38	356,36	106,27

Tableau VII.9: Les sollicitations défavorables du 2^{ème} genre.

Famille Combinison		(55x55)	(50x50)	(45x45)	(40x40)	(30x30)
		(a)	N_{\max} (KN)	2105,80	1476,41	1011,07
	M_{corr} (KN.m)	40,43	77,63	80,20	58,62	27,43
(b)	N_{\min} (KN)	76,60	79,11	62,48	32,37	38,50
	M_{corr} (KN.m)	13,69	16,87	23,75	23,76	22,51
(c)	M_{\max} (KN.m)	110,48	125,95	122,01	108,95	61,64
	N_{corr} (KN.m)	419,20	1160,86	734,13	376,59	101,18

VII.5.4.Exemple de calcul

Poteau (RDC) de section (55×55) cm².

VII.5.4.1.Calcul les armatures longitudinale

Données :

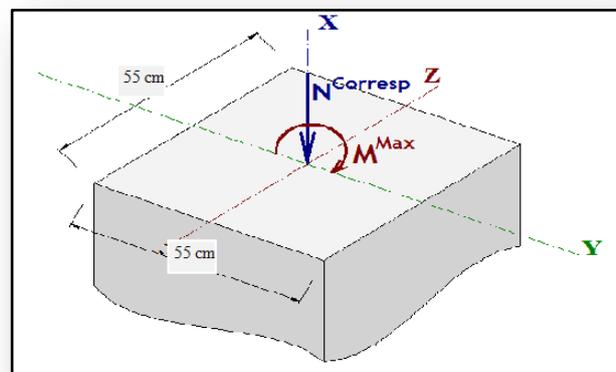
- Largeur du poteau $b = 55$ cm ;
- Hauteur de la section $h_t = 55$ cm ;
- Enrobage $c = 2,5$ cm ;
- Hauteur utile des aciers tendus $d = h_t - c = 52,5$ cm ;
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ MPa ;
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa ;
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1$ MPa ;
- Fissuration peu préjudiciable.

g) Combinaison du 1^{ère} genre

➤ 1^{er} cas :

$$N_{\max} = 2196,80 \text{ KN ;}$$

$$M_{\text{corresp}} = 0,33 \text{ KN. m.}$$



➤ **Détermination le centre de pression**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,33}{2196,80} = 0,00015 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 2196,80 \times \left(0,495 - \frac{0,55}{2} + 0,00015 \right) = 483,62 \text{ KN. m.}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 2196,80 \text{ KN} < 3472,00 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_u = 483,62 \text{ KN. m} < 769,13 \text{ KN. m} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = A'_1 = 0$).

➤ **2^{ème} cas**

$$\Rightarrow N_{\min} = 763,39 \text{ KN} ; M_{\text{corresp}} = 29,91 \text{ KN. m}$$

➤ **Détermination le centre de pression**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{29,91}{763,39} = 0,039 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 763,39 \times \left(0,495 - \frac{0,55}{2} + 0,039 \right) = 197,71 \text{ KN. m.}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 763,39 \text{ KN} < 3472,00 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_u = 197,71 \text{ KN. m} < 339,44 \text{ KN. m} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = A'_2 = 0$).

➤ **3^{ème} cas**

$$M_{\max} = 47,23 \text{ KN. m} ;$$

$$N_{\text{corresp}} = 1061,62 \text{ KN.}$$

➤ **Détermination le centre de pression**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{47,23}{1061,62} = 0,044 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1061,62 \times \left(0,495 - \frac{0,55}{2} + 0,044 \right) = 280,26 \text{ KN.m.}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t. \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 1061,62 \text{ KN} < 3472,00 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_u = 280,26 \text{ KN.m} < 451,17 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3=A'_3=0$).

h) Combinaisons du 2^{ème} genre

➤ **1^{er} cas**

$$N_{\max} = 2105,80 \text{ KN} ;$$

$$M_{\text{corresp}} = 40,43 \text{ KN.m.}$$

➤ **Détermination le centre de pression**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{40,43}{2105,80} = 0,019 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 2105,80 \times \left(0,495 - \frac{0,55}{2} + 0,019 \right) = 503,70 \text{ KN.m.}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t. \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right). \end{cases}$$

$$N_u = 2105,80 \text{ KN} < 4525,60 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_u = 503,70 \text{ KN.m} < 817,99 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4=A'_4=0$).

2^{ème} cas

$$N_{\min} = 76,60 \text{ KN} ;$$

$$M_{\text{corresp}} = 13,69 \text{ KN.m.}$$

➤ **Détermination le centre de pression**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{13,69}{76,60} = 0,17 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 76,60 \times \left(0,495 - \frac{0,55}{2} + 0,17 \right) = 30,54 \text{ KN.m.}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d (1 - 0,514 \times N_u / b \times d \times f_{bc}) \end{cases}$$

$N_u = 76,60 \text{ KN} < 4525,60 \text{ KN}$Condition vérifiée.

$M_u = 30,54 \text{ KN.m} > 37,62 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_s = A'_s = 0$).

➤ **3^{ème} cas**

$$\Rightarrow M_{\max} = 110,48 \text{ KN.m ;}$$

$$N_{\text{corresp}} = 419,20 \text{ KN.}$$

➤ **Détermination le centre de pression**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{110,48}{419,20} = 0,26 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 419,20 \times \left(0,495 - \frac{0,55}{2} + 0,26 \right) = 202,70 \text{ KN.m.}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d (1 - 0,514 \times N_u / b \times d \times f_{bc}) \end{cases}$$

$N_u = 419,20 \text{ KN} < 4525,6 \text{ KN}$Condition vérifiée.

$M_u = 202,70 \text{ KN.m} > 198,61 \text{ KN.m}$Condition non vérifiée.

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc la section n'est pas surabondante, le calcul du ferrailage est obligatoire. On doit d'abord procéder par vérifier si la section est entièrement ou partiellement comprimée :

$$(d - c) \times N_u - M_u \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c}{d} \right) b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$(0,495 - 0,025) \times 419,2 - 110,48 = 86,54 \text{ KN.m}$$

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,025}{0,495} \right) \times 0,55 \times (0,495)^2 \times 18,48 \times 10^3 = 728,84 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow 86,54 \text{ KN.m} \leq 728,84 \text{ KN.m.}$$

La section est partiellement comprimée.

➤ **Calcul du ferrailage**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{110,48 \times 10^3}{55 \times 49,5^2 \times 18,47} = 0,044 < \mu_1 \rightarrow A' = 0.$$

On a

$$\beta = 0,977.$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{110,48 \times 10^3}{0,977 \times 49,5 \times 400} = 5,70 \text{ cm}^2.$$

➤Section adoptée

$$A_{min} = 0,008 \times 55 \times 55 = 24,2 \text{ cm}.$$

$$A_{adopté} = \max(A1, A2, A3, A4, A5, A6, , A_{min}) = \max(0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 5,70; 0; 24,2)$$

$$A_{adopté} = 24,20 \text{ cm}^2.$$

Tableau VII. 10:Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux.

Famille	Combinaison	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _U (t)	M _u (t.m)	A _{calcul} (cm ²)	N _U (t)	M _u (t.m)	A _{calcul} (cm ²)		
(55x55)	(a)	219,6	0,03	0	210,5	4,04	0	24,20	4T20+8T14 As=24,89
	(b)	76,33	2,99	0	7,66	1,36	0		
	(c)	106,1	4,72	0	41,92	11,04	5,70		
(50x50)	(a)	150,1	0,01	0	147,64	7,76	0	20,00	4T16+8T14 As=20,36
	(b)	42,65	2,34	0	7,91	1,68	0		
	(c)	86 ,10	2,91	0	116,08	12,59	0		
(45x45)	(a)	103,5	0,02	0	101,10	8,02	0	16,20	4T14+8T14 As=18,48
	(b)	9,23	4,01	2,90	6,24	2,37	1,47		
	(c)	4,01	9,23	2,90	73,41	12,20	0		
(40x40)	(a)	67,21	1,08	0	64,83	5,86	0	12,80	4T16+4T14 As = 14,20
	(b)	22,16	1,45	0	3,23	2,37	1,67		
	(c)	35,63	2,72	0	37,65	10,89	8,05		
(30x30)	(a)	36,37	0,55	0	35,36	2,74	0	7,20	4T12+4T12 As= 9,05
	(b)	2,25	0,42	0,45	3,85	2,25	2,14		
	(c)	10,62	1,93	2,12	10,11	6,16	6,22		

VII.5.4.2. Calcul des armatures transversales**i) Diamètre des armatures transversales**

$$\Phi_t = \Phi / 3 ;$$

$$\Phi_t = 20/3 ;$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm} ;$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_l : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ_a : Est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.

S_t : Espacement des armatures transversales.

j) Calcul de l'espacement

D'après le **R.P.A 99/ version 2003** on à :

-En zone nodale : $S_t \leq \min (10 \varnothing_L ; 15\text{cm}) = 15 \text{ cm}$ Soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

-En zone courante : $S_t \leq 15 \varnothing_L = 18 \text{ cm}$ Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

k) Calcul de l'élançement géométrique λ_g

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 \times L_0.$$

$$\lambda_g = 0,7 \times L_0 / b = \frac{0,7 \times 4,08}{0,55} = 5,19 \text{ m}.$$

$\lambda_g = 5,19 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5$ (D'après le **RPA.99/version 2003**"Art 7.4.2.2").

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_l \cdot f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 17,8}{55 \times 235} = 0,05 \text{ cm}^2.$$

l) Quantité d'armatures transversales minimales

$A_t / S_t \cdot b$: En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 0,3 \% \rightarrow \lambda_g = 5,71 > 5$$

$$\begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,50 \text{ cm}^2. \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

Le choix : $\begin{cases} A_t = 8\phi_8 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml} . \\ S_t = 13 \text{ cm} . \end{cases}$

m) Vérification de la section minimale d'armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{MPa}) = 0,4 \text{MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \times S_t \times b / f_e ; \text{Ronds lisses} \Rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}.$$

$$A_t \geq 0,4 \times 15 \times 55 / 235 = 1,40 \text{ cm}^2 < 4,02 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

n) Détermination de la zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

$$\begin{cases} h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{cm} \right) = \text{Max} \left(\frac{408}{6} ; 55 ; 55 ; 60 \right) = 68 \text{ cm} . \\ L' = 2 \times h = 2 \times 55 = 110 \text{ cm} . \end{cases}$$

VII.6. Les vérifications

VII.6.1. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec

a: Coefficient fonction de l'élancement **I**;

B_r : Section réduite du béton ;

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times (\lambda/35)^2} \dots \dots \dots \text{si } \lambda < 50 \\ \frac{0,6 \times (\lambda/35)^2}{\dots \dots \dots} \dots \dots \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Exemple de calcul (RDC)

Longueur de flambement : $L_f = 0,7 \times l_0 \Rightarrow L_f = 2,85$.

Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0,15 \text{ m}.$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2,85}{0,15} \Rightarrow \lambda = 19 \Rightarrow \alpha = 0,80.$$

-La section réduite : $B_r = 2809 \text{ cm}^2$

-Selon « R.P.A 99/version 2003 » $A_s = 0,8\% \times B_r$Zone IIa

$$A_s = 0,8\% \times B_r = 22,47 \text{ cm}^2$$

Donc

$$N_u = 0,80 \times \left(\frac{0,2809 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 22,47 \cdot 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) \cdot 10^3 = 4786,73 \text{ KN.}$$

On a $N_{\max} = 2196,80 \text{ KN} < N_u = 4907,71 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

Il n'y a pas de risque de flambement.

Le même calcul s'applique pour tous les autres poteaux, et les résultats sont représenté dans le tableau VII.11.

Tableau VII.11: Vérification au flambement des poteaux des différents étages.

Étage	I	l	a	A_s (cm^2)	B_r (cm^2)	N_u^{\max} (KN)	N_u (KN)	Observation
RDC → 3 ^{ème}	0,15	19,00	0,80	22,47	2809	2196,80	4786,73	Condition vérifiée
4 ^{ème} → 6 ^{ème}	0,14	16,20	0,81	18,43	2304	1501,16	3975,24	Condition vérifiée
7 ^{ème} → 9 ^{ème}	0,13	17,44	0,77	14,49	1849	1035,21	3024,61	Condition vérifiée
10 ^{ème} → 12 ^{ème}	0,12	18,90	0,80	11,55	1444	672,17	2460,65	Condition vérifiée
13 ^{ème} → Terrasse	0,08	28,35	0,75	6,27	784	363,76	1252,45	Condition vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux donc il n'ya pas de risque de flambement.

VII.6.2. Vérification de la contrainte de cisaillement

« Le poteau le plus sollicité (55×55) cm^2 »

$$T_{\max} = 66,92 \text{ KN.}$$

Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{66,92 \times 10}{55 \times 49,5} = 0,24 \text{ MPa.}$$

Contrainte tangente admissible : $\bar{\tau}_u = \min (0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ MPa.}$

$\bar{\tau}_u = 0,24 \text{ MPa} < \tau_u = 3,25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement.

Tableau VII. 12: Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux liés aux voiles.

Famille	Combinaison	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _U (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)	N _U (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)		
(55x55)	(a)	144,7	1,217	0	367,7	4,46	0	24,20	4T20+8T14 As=24,89
	(b)	87,9	0,99	0	205,4	1,017	0		
	(c)	3,66	123,4	0	38,79	11,04	0		
(50x50)	(a)	100,2	0,56	0	165,2	4,94	0	20,00	4T16+8T14 As=20,36
	(b)	58,39	1,01	0	56,45	2,51	0		
	(c)	65 ,39	3,22	0	8,89	8,41	0		
(45x45)	(a)	66,88	0,43	0	93,06	4,66	0	16,20	4T14+8T14 As=18,48
	(b)	33,52	1,03	0	23,01	2,83	0		
	(c)	38,55	3,29	0	8,09	7,40	0		
(40x40)	(a)	39,22	0,31	0	55,27	3,89	2,73	12,80	4T16+4T14 As = 14,20
	(b)	15,05	0,59	0	16,07	2,33	0		
	(c)	16,74	3,19	5,92	4,39	5,74	2,40		
(30x30)	(a)	14,53	0,12	0	18,75	0,43	0	7,20	4T12+4T12 As= 9,05
	(b)	0,38	0,13	0,14	6,32	0,94	0		
	(c)	1,49	2,35	2,60	3,57	3,38	3,30		

Tableau VII.13: Ferrailages des poteaux.

Niveaux	Poteaux non liés aux voiles	Poteaux liés aux voiles
(13 ^{ème} → 16 ^{ème} étage)	<p>4T12+4T12</p> <p>30 cm</p>	<p>4T12+4T12</p> <p>30 cm</p>
(10 ^{ème} → 12 ^{ème} étage)	<p>4T16+4T14</p> <p>40 cm</p>	<p>4T16+4T14</p> <p>40 cm</p>
(7 ^{ème} → 9 ^{ème} étage)	<p>4T14+8T14</p> <p>45 cm</p>	<p>4T14+8T14</p> <p>45 cm</p>
(4 ^{ème} → 6 ^{ème} étage)	<p>4T16+8T14</p> <p>50 cm</p>	<p>4T16+8T14</p> <p>50 cm</p>
(RDC au 3 ^{ème} étage)	<p>4T20+8T16</p> <p>55 cm</p>	<p>4T20+8T16</p> <p>55 cm</p>

VII.7.Conclusion

Dans ce chapitre nous avons calculé le ferrailage de différents éléments de portique (poteaux, poutres).

- Les poutres sont calculés en flexion simple.
- Les poteaux sont calculés en flexion composée.

VIII.1.Introduction

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction verticale surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Dans leurs plans, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...).

VIII.2.Le système de contreventement

Les voiles sollicités à la fois par des efforts normaux dus aux charges verticales et par des efforts de flexion et de cisaillement dans leur plan dus aux actions horizontales.

Ces murs fonctionnent comme des consoles encastrées dans les fondations ou au niveau du rez-de-chaussée ; ces consoles pouvant, en fonction de leur élancement, être analysées soit comme des poutres, soit comme des parois porteuses.

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile-portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'a ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement .Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

VIII.2.1.Conception

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION) ;
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) ;
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

VIII.3.Calcul du système de contreventement

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

VIII.3.1.Principe de calcul du voiles

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable.

Selon les combinaisons suivantes :

- **G + Q ± E** (vérification du béton) ;
- **0,8G ± E** (calcul des aciers de flexion).

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement **R.P.A 99/ (version 2003)**.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

VIII.3.2.La méthode de calcul du voiles

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \sigma = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa.}$$

Avec

N : Effort normal appliqué ;

M : Moment fléchissant appliqué ;

A : Section du voile ;

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;

I : Moment d'inertie ;

On distingue **3 cas** :

- **1^{er} cas**

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le **R.P.A 99/ version 2003**

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L$$

- **2^{ème} cas**

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée".

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = F_t / f_e ; \text{ on compare } A_v \text{ par la section minimale exigée par le } \mathbf{R.P.A 99 /version 2003}.$$

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a \times L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

➤ 3^{ème} cas

Si : (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

VIII.4. Les recommandations du R.P.A99/version 2003

VIII.4.1. Armatures verticales

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le **R.P.A 99/version 2003** exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

VIII.4.2. Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15% ;
- En zone courante 0,10 %.

VIII.4.3. Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VIII.4.4. Armatures de couture

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} \text{ Avec : } V = 1,4 V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

VIII.5.Calcul ferrailage des voiles

VIII.5.1.Exemple de calcul (Voile intermédiaire)

$A = 1,242 \text{ m}^2;$

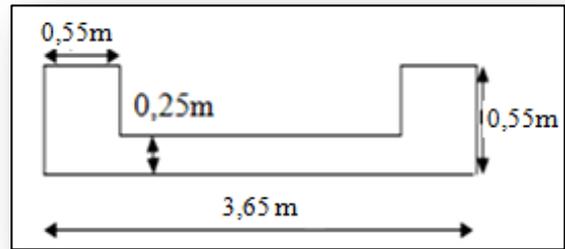
$I = 1,814 \text{ m}^4;$

$V = 1,825 \text{ m};$

$N = 651,944 \text{ t};$

$M = 804,087 \text{ t.m};$

$T = 8,84 \text{ t}.$



VIII.5.1.1.Détermination des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{651,944 \times 10^{-2}}{1,242} + \frac{804,087 \times 1,825 \times 10^{-2}}{1,814} = 13,33 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{651,944 \times 10^{-2}}{1,242} - \frac{804,087 \times 1,825 \times 10^{-2}}{1,814} = 6,51 \text{ MPa}.$$

On à la $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le **R.P.A 99/ version 2003**.

VIII.5.1.2.Calcul des armatures verticales

D'après le **R.P.A 99/ version 2003** on a :

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L = (0,0015 \times 25 \times 100) = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

➤ **Le diamètre**

$$\left\{ \begin{array}{l} D \leq \frac{1 \times a}{10} \\ D \leq \frac{1 \times 250}{10} \Rightarrow D \leq 25 \text{ cm} \\ \text{On adopte: } D = 12 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

➤ **L'espace**

• Selon le **B.A.E.L 91 modifier 99**, on a :

$$S_t \leq \min \{ 2 \times a ; 33 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 2 \times 25 ; 33 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

Selon le **R.P.A 99/version 2003** on a :

$$S_t \leq \min \{ 1,5 \times a ; 30 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 1,5 \times 25 ; 30 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(2).$$

$$\text{Donc : } S_t \leq \min \left\{ S_{t_{\text{BEAL}}} ; S_{t_{\text{RPA99}}} \right\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}.$$

On adopte un espacement de 25 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est 5T12 ($A_{\text{adopté}} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$).

VIII.5.1.3.Calcul des armatures horizontales

D'après le **R.P.A99/version 2003**, on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit 5T12 ($A_{\text{adopté}} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de 25 cm.

VIII.5.1.4.Calcul des armatures transversales

D'après le **D.T.R-B.C-2,42 et le B.A.E.L 91 modifier 99**, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on prend donc 4Ø8 par m².

VIII.5.1.5.Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b

On calcul la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.L}$

Avec

$\bar{T} = 1,4 T_{\text{cal}}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40% ;

a : Épaisseur du voile ;

L : Longueur du voile.

Cette contrainte est limitée par: $\bar{\tau} = 0,2 \times f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.l} = \frac{1,4 \times 8,84 \times 10^3}{250 \times 3650} = 0,013 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,013 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

« Donc pas de risque de cisaillement ».

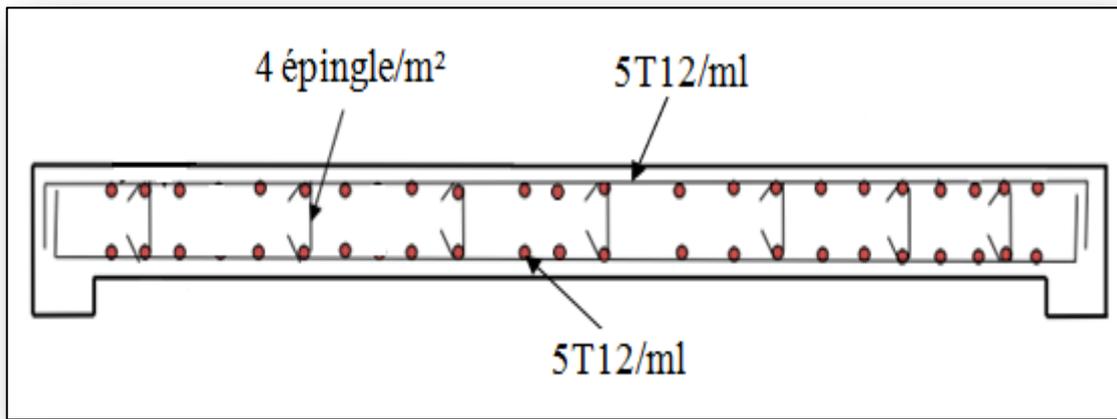


Figure VIII.1 : Schéma de ferrailage du mur voile.

VIII.5.2. Voile avec ouverture

$$A = 0,492 \text{ m}^2;$$

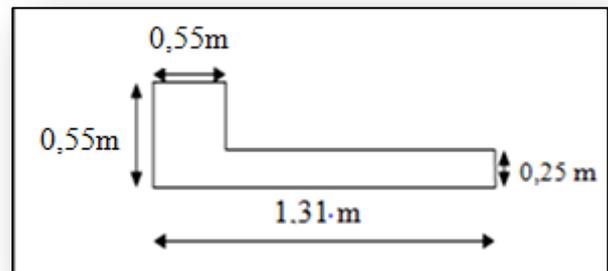
$$I = 0,066 \text{ m}^4;$$

$$V = 0,527 \text{ m};$$

$$N = 457,45 \text{ t};$$

$$M = 45,29 \text{ t.m};$$

$$T = 21,25 \text{ t}.$$



VIII.5.2.1. Détermination des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{457,45 \times 10^{-2}}{0,492} + \frac{45,29 \times 0,527 \times 10^{-2}}{0,066} = 12,91 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{457,45 \times 10^{-2}}{0,492} - \frac{45,29 \times 0,527 \times 10^{-2}}{0,066} = 5,68 \text{ MPa.}$$

On a la $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue".

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le **R.P.A 99/version 2003**.

VIII.5.2.2. Calcul des armatures verticales

D'après le **R.P.A 99/version 2003** on a :

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$).

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L = (0,0015 \times 25 \times 100) = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

➤ **Le diamètre**

$$D \leq \frac{1 \times a}{10}$$

$$D \leq \frac{1 \times 250}{10}$$

$$D \leq 25 \text{ cm.}$$

⇒ On adopte: $D = 12 \text{ mm.}$

➤ **L'espacement**

- Selon le **B.A.E.L 91 modifier 99**, on a :

$$S_t \leq \min \{ 2 \times a ; 33 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 2 \times 25 ; 33 \text{ cm} \}$$

- $S_t \leq 33 \text{ cm.}$(1)

Selon le **R.P.A 99/version 2003**, on a :

$$S_t \leq \min \{ 1,5 \times a ; 30 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 1,5 \times 25 ; 30 \text{ cm} \}$$

- $S_t \leq 30 \text{ cm.}$(2)

$$\text{Donc : } S_t \leq \min \left\{ S_{t_{\text{BEAL}}} ; S_{t_{\text{RPA99}}} \right\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm.}$$

On adopte un espacement de 20cm

Le choix de la section des armatures verticales est 5T12 ($A_{\text{adopté}} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$).

VIII.5.2.3.Calcul des armatures horizontales

D'après le **R.P.A99/version 2003**, on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit 5T12 ($A_{\text{adopté}} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$), avec un espacement de 20cm .

VIII.5.2.4.Calcul des armatures transversales

D'après le **D.T.R-B.C-2,42 et le B.A.E.L 91 modifier 99**, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on prend donc 4Ø8 par m².

VIII.5.2.5.Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b

On calcul la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\overline{T}}{a.L}$

Avec : $\overline{T} = 1,4 T_{\text{cal}}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40% ;

a : Épaisseur du voile ;

L : Longueur du voile.

Cette contrainte est limitée par: $\bar{\tau} = 0,2 \times f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$.

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.l} = \frac{1,4 \times 21,25 \times 10^3}{250 \times 1310} = 0,090 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,090 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

« Donc pas de risque de cisaillement ».

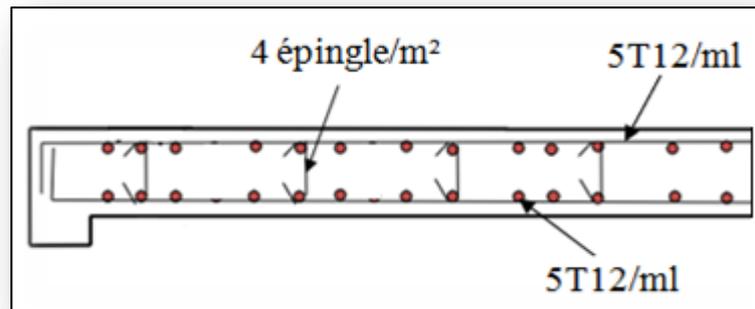


Figure VIII.2 : Schéma de ferrailage d'un trumeau.

VIII.5.3.Ferrailage des linteaux

VIII.5.3.1.Introduction

L'importance du voile de contreventement dans un système structural c'est de reprendre la majorité des efforts horizontaux grâce à leur géométrie (inertie), donc la présence des ouvertures au niveau des voiles menace la rigidité d'élément, a cet effet la zone au-dessus du voile doit être renforcée par ce qu'on appelle (linteau) Les linteaux sont des poutres courtes encastrées aux extrémités et reliant les deux trumeaux de voile au niveau des ouvertures.

VIII.5.3.2.Sollicitation des linteaux

Les linteaux seront calculés en flexion simple, de façon à éviter leur rupture, et reprendre les moments fléchissant, les efforts tranchants dus aux charges permanentes et au charge d'exploitation ainsi l'action du séisme.

$$M=38,22 \text{ t.m ;}$$

$$T=73,44 \text{ t.}$$

VIII.5.3.3.Vérification de la contrainte de cisaillement τ

$$\tau_u < \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}.$$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{b_0 \times d}$$

Avec : \bar{T} : 1,4 T calcul ;

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile ;

d : Hauteur utile : $0,9 \times h$;

h : Hauteur totale de la section brute.

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{b_0 \times d} = \frac{1,4 \times 73,44 \times 10^{-2}}{0,25 \times 0,9 \times 1,36} = 3,36 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b = 3,36 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.5.3.4. Calcul ferrillages des linteaux

On à $\tau_b = 3,36 \text{ MPa} > \bar{\tau} = 0,06 \times f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$.

D'après les Règles Parasismiques Algériennes, Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement (**Figure VIII.3**).

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2.f_c \sin \alpha}$$

et $V = V$ calcul (sans majoration)

$$\text{Avec : } \text{tg} \alpha = \frac{h - 2d'}{l}$$

$$\tan \alpha = \frac{h - 2d'}{L} = \frac{1,36 - 2 \times (0,025)}{1,03} = 1,27 \Rightarrow \alpha = 51,82^\circ.$$

$$A_D = \frac{V}{2f_c \sin \alpha} = \frac{73,44 \times 10^3}{2 \times 400 \times 0,78} = 1,17 \text{ cm}^2.$$

➤ **Section minimale**

On a pour : $\tau_b > 0,06 \times f_{c28}$.

$$A_D \geq 0,0015 \times b \times h = 5,1 \text{ cm}^2.$$

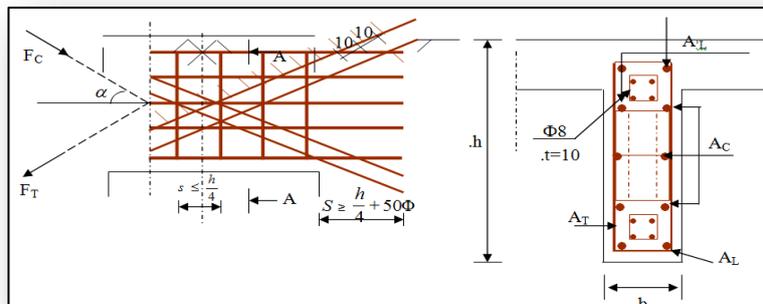


Figure VIII.3: Schéma explicatif du linteau.

Donc

On adopte pour des armatures diagonales en 6T12 ($S=6,79 \text{ cm}^2$).

VIII.5.3.5. Ferrailage minimal : Selon R.P.A99/version 2003

a) Armatures longitudinales

$$(A_L, A_L') \geq 0,0015 \times b \times h.$$

$$(A_L, A_L') \geq 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 25 \times 136 = 5,10 \text{ cm}^2$$

Donc

On adopte pour des armatures longitudinales 4T14 ($S=6,16 \text{ cm}^2$).

b) Armatures transversales :

$$\text{➤ Pour } \tau_b \leq 0,025 \times f_{c28}: \quad A_t \geq 0,0015 \times b \times St.$$

$$\text{➤ Pour } \tau_b > 0,025 \times f_{c28}: \quad A_t > 0,0025 \times b \times St.$$

$$\text{On a: } S_t \leq h/4 = 136/4 = 34 \text{ cm} \quad \text{soit } St = 20 \text{ cm.}$$

$$A_t > 0,0025 \times b \times s = 0,0025 \times 25 \times 20 = 1,25 \text{ cm}^2.$$

Donc

On adopte pour des armatures transversale 4Ø8 ($S=2,01 \text{ cm}^2$).

c) Armatures en section courante (armatures de peau)

Les armatures longitudinales de peau A_c , en deux nappes doivent être au total d'un minimum égal à : 0,2%.

$$A_c \geq 0,0020 \times b \times h = 0,0020 \times 25 \times 136 = 6,80 \text{ cm}^2.$$

On peut adopter comme armatures de peau 6T12 ($S=6,79 \text{ cm}^2$) [Répartie en deux nappes soit 3 barres /nappe].

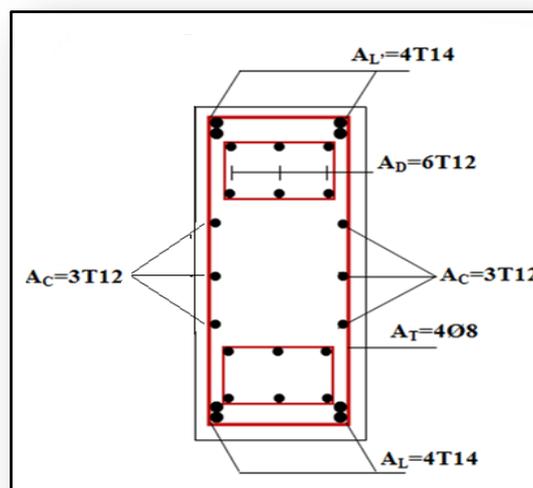


Figure VIII.4: Schéma du ferrailage de linteau.

VII.6.Conclusion

Les voiles jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnées et bien armés.

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du **R.P.A 99 /version 2003** qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

IX.1.Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

IX.2.Le voile périphérique

Le voile périphérique (pour un vide sanitaire) est un mur en béton armé qui entoure tout le bâtiment et assure un bon chaînage et une bonne stabilité de l'ensemble.

Il se comporte comme un mur de soutènement encastré à sa base ou radier pour résister à la poussée des terres et reprend les efforts du séisme au niveau de la base et la construction.

D'après le **R.P.A 99/version 2003**, le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

Q : Surcharge d'exploitation $Q = 4 \text{ KN/m}^2$;

γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 18,7 \text{ KN/m}^3$;

φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 48^\circ$.

Ka : Coefficient de poussée des terres $Ka = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$Ka' = Ka/\cos(\beta - \lambda)$

avec $(\beta = \lambda = 0^\circ)$

$Ka' = Ka = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{48^\circ}{2}\right) = \text{tg}^2(21^\circ) = 0,147$

$Ka' = Ka = 0,147$.

IX.2.1.Dimensionnement

D'après le **R.P.A 99/version 2003** ; l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15 cm.

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

IX.2.2.Calcul des charges

IX.2.2.1.Poussée des terres

$$P_1 = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma \cdot h^2 \quad \text{avec : } \begin{cases} P_1 : \text{Poussée des terres.} \\ \gamma : \text{Poids spécifique des terres} \\ h : \text{Hauteur du voile.} \end{cases}$$

$$P_1 = \frac{1}{2} \times 0,147 \times 1,87 \times 9,61 = 1,32 \text{ t/ml.}$$

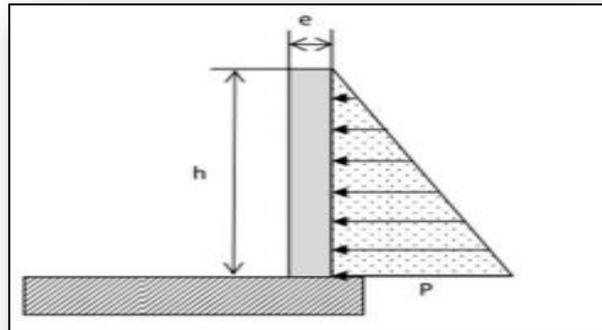


Figure IX. 1: Schéma de la distribution des charges sur de voile périphérique.

IX.2.2.2.Poussée supplémentaire due à la surcharge

$$P_2 = K'_a \times q \times h = 0,147 \times 0,4 \times 3,10 = 0,182 \text{ t/ml.}$$

Le diagramme des pressions correspondant à P_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K'_a \cdot \varphi$, et la résultante P_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

IX.2.2.3.La charge pondérée

$$Q = 1,35 \times P_1 + 1,5 \times P_2 = 1,35 \times 1,32 + 1,5 \times 0,182 = 1,78 \text{ t/ml.}$$

$$Q = 1,78 \text{ t/ml.}$$

IX.2.3.Ferraillage du voile périphérique

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 3,10 - 0,55 = 2,55 \text{ m ; } L_y = 4,60 - 0,55 = 4,05 \text{ m.}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,55}{4,05} = 0,62 > 0,4$$

⇒ La dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

$$\begin{aligned} M_{ox} &= \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \\ M_{oy} &= \mu_y \cdot M_{ox} \end{aligned} \quad \text{avec : } \begin{cases} \alpha = 0,62 \\ v = 0 \text{ (E.L.U)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0794 \\ \mu_y = 0,3205 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 0,91 \text{ t.m ; } M_{oy} = 0,29 \text{ t.m.}$$

IX.2.3.1. Les valeurs des moments en travée sont

$$M_{tx} = 0,75M_{ox} = 0,68 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{oy} = 0,22 \text{ t.m}$$

➤ Vérification

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Leftrightarrow 0,22 \text{ t.m} > 0,17 \text{ t.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IX.2.3.2. Calcul du Ferrailage**➤ Sens (x)**

$$M_{tx} = 0,68 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 25 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 22,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,68 \times 10^4}{100 \times (22,5)^2 \times 14,17} = 0,0094 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,995$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,68 \cdot 10^4}{0,995 \times 22,5 \times 348} = 0,87 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ Sens (y)

$$M_{ty} = 0,22 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 25 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 22,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,22 \cdot 10^4}{100 \times (22,5)^2 \times 14,17} = 0,0030 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A'$$

$$\beta = 0,998$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,22 \cdot 10^4}{0,998 \times 22,5 \times 348} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

IX.2.3.3. Condition de non fragilité**➤ Sens (y)**

D'après **R.P.A 99/ version 2003** on a:

$$A_{y \min} = 0,10\% \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 25 = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Et d'après **B.A.E.L 91 modifier 99** on a :

$$A_{y \min} = 8 \times h = 8 \times 0,25 = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{Donc: } A_{\text{adopté}} = \max \left\{ A_{\text{calculée}}, A_{\min \text{ R.P.A2003}}, A_{\min \text{ B.A.E.L91}} \right\}.$$

$$A_{\text{adopté}} = \max \{ 0,28 ; 2,50 ; 2,00 \}$$

$$A_{\text{adopté}} = 2,50 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prend : 5T10/ml soit une section de 3,93 cm²/ml et un espacement de 20 cm.

➤ Sens (x)

D'après R.P.A 99/version 2003 on a :

$$A_{x \min} = 2,50 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

D'après B.A.E.L 91modifier 99 on a :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 2,0 \left(\frac{3 - 0,62}{2} \right) = 2,38 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{donc : } A_{\text{adopté}} = \max \{ 0,68 ; 2,50 ; 2,38 \}$$

$$A_{\text{adopté}} = 2,50 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prend : 5T10/ml soit une section de 3,93 cm²/ml et un espacement de 20 cm.

IX.2.4. Les vérifications**IX.2.4.1. Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{\max} = q \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 1,78 \times \frac{2,55}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,62}{2}} = 1,73 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_o \cdot d} = \frac{1,73 \cdot 10^4}{100 \times 22,5 \times 10^2} = 0,076 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{u \text{ limi}} = 0,07 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,07 \times 25 / 1,5 = 1,17 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{u \text{ limt}} = 1,17 \text{ MPa} > \tau_u = 0,076 \text{ MPa.} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la dalle est bétonnée sans reprise.

IX.2.4.2. Vérification des contraintes à L'E.L.S

$$\begin{cases} \alpha = 0,62 \\ v = 0,2 \text{ (E. L. S)} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0844 \\ \mu_y = 0,4892 \end{cases}$$

$$q_{\text{ser}} = P_1 + P_2 = 1,50 \text{ t/ml.}$$

$$M_{\text{ox}} = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot L_x^2 = 0,82 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{oy}} = \mu_y \cdot M_{\text{ox}} = 0,40 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} M_{\text{tx}} = 0,75 \times M_{\text{ox}} = 0,62 \text{ t.m.} \\ M_{\text{ty}} = 0,75 \times M_{\text{oy}} = 0,30 \text{ t.m.} \end{cases}$$

➤ Sens (x)

$$M_{\text{ser}} = 0,62 \text{ t.m}$$

$$A = 3,93 \text{ cm}^2.$$

Position de l'axe neutre

$$\frac{by^2}{2} + (n \times A) (d - y) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 + 58,95y - 1326,37 = 0 \Rightarrow y = 4,59 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + (n \times A)(d - y)^2 = 22132,69 \text{ cm}^4.$$

Contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{0,62 \cdot 10^4}{22132,69} \times 4,59 = 1,28 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 1,28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min (266,67 ; 201,63).$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I_x} \times (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0,62 \times 10^4}{22132,69} \times (22,5 - 4,59) = 75,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 75,25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc Les armatures à **L'.E.L.U.R** conviennent.

➤ **Sens (y)**

$$M_{ser} = 0,30 \text{ t.m.}$$

$$A = 3,93 \text{ cm}^2.$$

Position de l'axe neutre

$$\frac{by^2}{2} + (n \times A)(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 58,95y - 1326,37 = 0 \Rightarrow y = 4,59 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + (n \times A)(d - y)^2 = 22132,69 \text{ cm}^4.$$

Contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{0,30 \cdot 10^4}{22132,69} \times 4,59 = 0,62 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 0,62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) = \min(266,67; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I_x} \times (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0,30 \cdot 10^4}{22132,69} \times (22,5 - 4,59) = 36,41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 36,41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures à **L'E.L.U.R** conviennent. Le voile sera ferrailé en deux nappes avec $5T12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

IX.3. Calcul des fondations

IX.3.1. Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrages qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol. D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 2,00 bars à un ancrage de 3,10m.

- Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.
- Le calcul des fondations se fait comme suit :
 - Dimensionnement à **P'E.L.S** : $N_{ser} = G + Q$;
 - Ferrailage à **P'E.L.U** : $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$;
 - Vérification de la stabilité et des contraintes à l'état accidentel : $\begin{cases} 0,8 G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$
 - La facilité de réalisation.

IX.3.2. Choix du type de fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol ;

- Les charges transmises au sol ;
- La distance entre axes des poteaux ;
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant: les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est de 2,00 bars à une profondeur de 3,10 m.

IX.3.2.1.Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est: $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

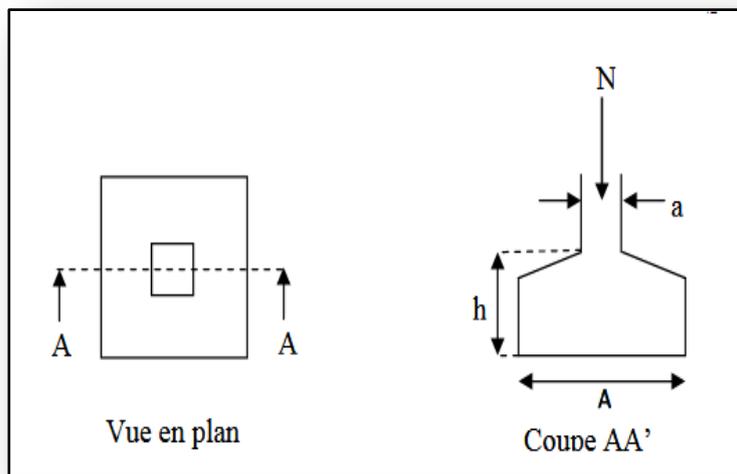


Figure IX. 2:Schéma d'une semelle isolée.

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : L'effort normal agissant sur la semelle obtenu par l'ETABS 9.7.4 ;

S : Surface d'appui de la semelle ;

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée (B× B), donc S= B².

Ns= 1254,40 KN ;

$\overline{\sigma_{sol}}=200$ KN/m².

$\Rightarrow \frac{Ns}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

$\Rightarrow B^2 \geq \frac{Ns}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{Ns}{\overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{1254,40}{200}}$ AN : B ≥ 2,50m.

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3,00 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

IX.3.2.2. Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 7 poteaux.

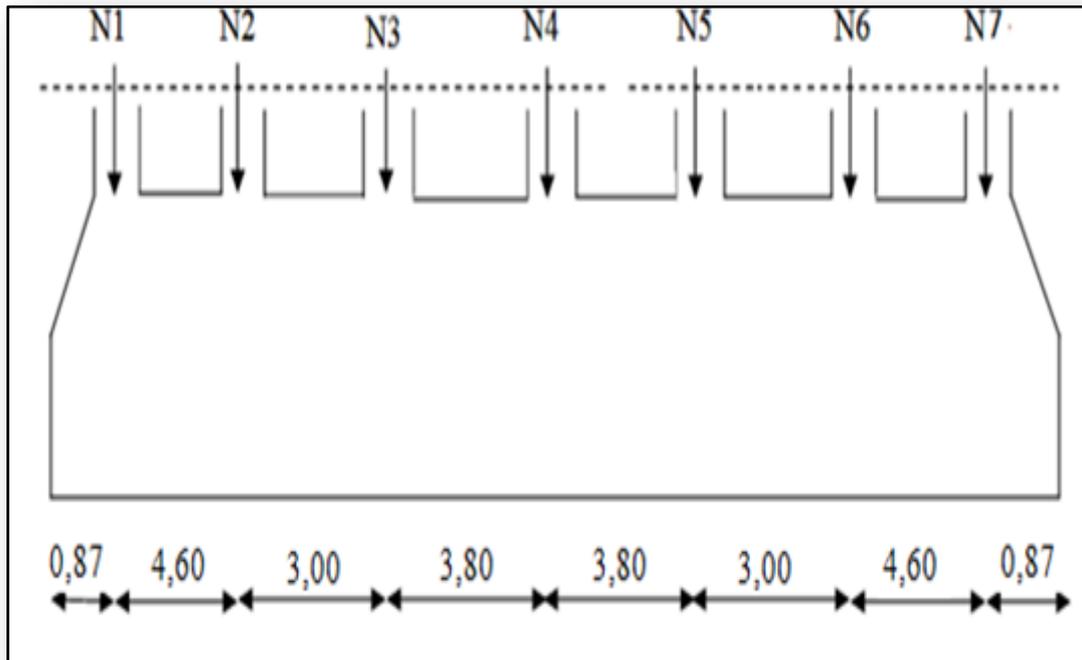


Figure IX.3: Schéma d'une Semelle filante.

➤ Selon (X)

Tableau IX. 1: Section des semelles filantes dans le sens longitudinal.

Files	N (kN)	L (m)	B (m)	B choisie(m)	S (m ²)
1	9003,20	24,54	1,83	2	49,08
2	9387,20	24,54	1,91	2	49,08
3	9771,20	24,54	1,99	2	49,08
4	7580,40	24,54	1,54	2	49,08
5	10443,20	24,54	2,12	3	73,62
6	10827,20	24,54	2,20	3	73,62
7	11211,20	24,54	2,28	3	73,62

➤ Selon (Y)

Tableau IX.2: Section des semelles filantes dans le sens transversal.

Files	N (kN)	L (m)	B (m)	B choisie(m)	S (m ²)
1	8696,80	23,24	1,87	2	46,48
2	8744,80	23,24	1,88	2	46,48
3	8786,80	23,24	1,89	2	46,48
4	7562,40	23,24	1,62	2	46,48
5	7598,40	23,24	1,63	2	46,48
6	8900,80	23,24	1,91	2	46,48
7	9002,80	23,24	1,93	2	46,48
8	8984,80	23,24	1,93	2	46,48

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ;

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} < 50\% .$$

La surface du bâtiment est : $S_{\text{batiment}} = 508,20 \text{ m}^2$.

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{789,02}{508,20} = 1,55 = 155\% > 50\% .$$

La surface totale de la semelle dépasse de 50% la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

IX.3.2.3.Vérification des radier général

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été opter comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;

➤ La facilité d'exécution.

IX.3.3. Définition du radier

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

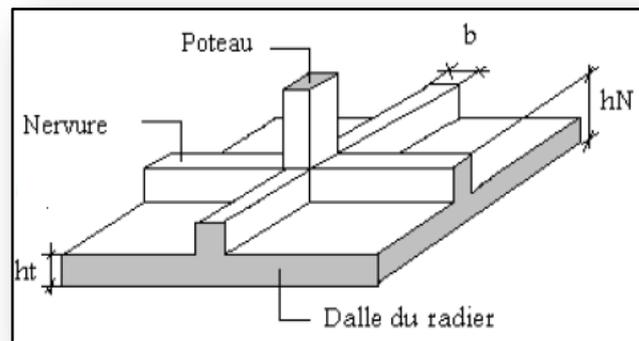


Figure IX.4: Radier général.

IX.3.4. Calcul du radier

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité. (Réaction de sol \approx poids total de la structure).

IX.3.4.1. Poids supporté par le radier

G_T : la charge permanente totale ;

Q_T : la charge d'exploitation totale.

Combinaison d'actions

E. L. U : $N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 10267,18 \text{ t.}$

E. L. S : $N_{ser} = G_T + Q_T = 10259,48 \text{ t.}$

IX.3.5. Pré-dimensionnement du radier

IX.3.5.1. Surface du radier

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\sigma_{sol} = 2,00 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2$.

$N = N_{ser} = 10259,48 \text{ t.}$

$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{10259,48}{20} = 512,97 \text{ m}^2$.

On prend un débord de $D = 60$ cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise S_{radier} .

$$S_{\text{radier}} = 567,09 \text{ m}^2.$$

Avec

X : Longueur de bâtiment ;

Y : Largeur de bâtiment.

IX.3.5.2. Calcul de l'épaisseur du radier

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes.

- 1^{er} condition

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,06 \times f_{c28}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 \times f_{c28} \times b}$$

Avec

V_u : l'effort tranchant ultime d'une bande de 1 mètre linéaire $V_u = Q \cdot L / 2$.

$$Q = 1 \text{ m} \times (N_u / S) = 18,10 \text{ t/m.}$$

L : Longueur maximal d'une bande 1 m ; $L = 4,30$ m.

$$V_u = \frac{(Q \times L)}{2} = \frac{1 \text{ m} \times (N_u / S) \times L}{2} = \frac{1 \text{ m} \times (10267,18 / 567,09) \times 4,30}{2} = 38,92 \text{ t.}$$

$$d \geq \frac{38,92 \times 10^2}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,25 \text{ m} \dots \dots \dots (1)$$

2^{ème} Condition

De (1) , on a : $d \geq 25$ cm

Donc : $h \geq (d + c) \Rightarrow h \geq (25 + 5) \Rightarrow h \geq 30$ cm

Soit : $h = 40$ cm et $d = (0,9 \times 40) = 36$ cm.

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à $h_t = 40$ cm.

IX.3.5.3.Vérification de la stabilité au renversement

Quelque soit le type de fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$(e = M/N \leq B/4).$$

$$E = \frac{35,65}{10259,48} = 0,0034 \text{ m} < \frac{23,10}{4} = 5,77 \text{ m}.$$

IX.3.5.4.Vérification au poinçonnement (B.A.E.L 91 modifiée 99)

$$Q_u \leq 0,05 \cdot u_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$U_c = 2(u + v)$$

$$u = a + h_t = 10 + 40 = 50 \text{ cm}.$$

$$v = b + h_t = 10 + 40 = 50 \text{ cm}.$$

$$U_c = 2(50 + 50) = 200 \text{ cm}.$$

$$Q_u = 181,00 \text{ KN} \leq 0,05 \times 200 \times 40 \times \frac{2,50}{1,50}$$

$$181,00 \text{ KN} \leq 666,66 \text{ KN}.$$

Il n'y pas de risque de poinçonnement.

IX.4.Détermination de la hauteur de la poutre de libage

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}.$$

$$\Rightarrow 47,78 \text{ cm} \leq h \leq 71,66 \text{ cm}.$$

On prend :

$$b = 55 \text{ cm} ;$$

$$h = 70 \text{ cm} ;$$

$$d = 63 \text{ cm}.$$

IX.4.1.Vérifications de la poutre de libage**IX.4.1.1.Des contraintes**

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5[0,4 \times 567,09 + 0,70 \times 0,55 \times 294] = 850,06 \text{ t}$$

E.L.S :

$$N_{\text{ser}} = 850,06 + 10259,48 = 11109,54 \text{ t.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{11109,54}{567,09} = 19,59 \text{ t/m}^2.$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow 19,59 \text{ t/m}^2 \leq 20 \text{ t/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IX.4.1.2. La longueur élastique

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}},$$

Avec :

I : Inertie de la poutre :

$$I = bh^3/12 = 0,55 \times (0,70)^3 / 12 = 0,015 \text{ m}^4.$$

E : Module d'élasticité du béton

$$E = 3216420 \text{ t/m}^2.$$

b : Largeur de la poutre

$$b = 0,55 \text{ m.}$$

K : Coefficient de la raideur de sol $k = 500 \text{ t/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,015}{500 \times 0,55}} = 5,14 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 4,30 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 8,08 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

L_{max} : La longueur maximale entre nœuds des poteaux.

IX.4.1.3. Calcul des contraintes

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{RAD}}} \pm \frac{M}{I_{xx}} X_G$$

$$\sigma_m < 1,5\sigma_s$$

$$\sigma_m = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4} \pi \sigma_{\text{adm}} = 1,5\sigma_s$$

Tableau IX.3 : Vérification la stabilité du radier en situation accidentelle

	0,8G+E, G+Q+E	
	Longitudinal	Transversal
N (t)	10991,86	10991,86
M (t.m)	517,99	14396,05
I (m ⁴)	1919,23	448,59
σ_1	22,51	28,04
σ_2	16,25	10,78
σ_{moy}	20,94	23,72
σ_{adm}	30	30
La condition	Vérifiée	Vérifiée

Conclusion

Pour les combinaisons accidentelles, les contraintes maximales et minimales sont vérifiées. IL n'y a donc aucun risque de soulèvement.

IX.4.2.Évaluation des charges pour le calcul du radier

$$Q = \sigma_{\text{max}} = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} = \frac{10267,18}{567,09} = 18,10 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 1,00 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \Rightarrow Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{radier}} = 17,10 \text{ t/m}^2.$$

Donc la charge en « m²» à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de : $Q = 17,10 \text{ t/m}^2$.

IX.4.3.Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le **B.A.E.L 91 modifier 99**.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

IX.4.3.1.Méthode de calcul

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1 ml) et ont pour valeurs :

Dans le sens de grande portée: $M_{0x} = \mu_x \times Q \times l_x^2$

Dans le sens de petite portée : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

μ_x et μ_y : Sont des coefficients fonction de α et ν' (ν' prend 0 à l'E.L.U, 0,2 à l'E.L.S),
(cours béton armé B.A.E.L 91 modifier 99).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

IX.4.3.2.Calcul du ferrailage

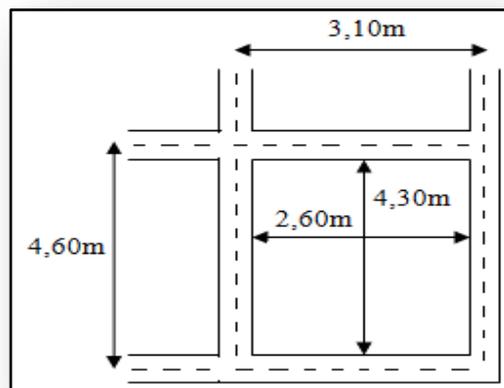


Figure IX.5: Schéma du panneau le plus défavorable.

$\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$ Pour tous les panneaux constituant le radier, donc la dalle porte dans les deux sens.

IX.4.3.3.Détermination des efforts

Tableau IX. 4: les moments fléchissant suivant les deux sens.

L_x (m)	L_y (m)	α	Sens(x)			Sens (y)				
			μ_x	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)	μ_y	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)
2,60	4,30	0,60	0,0870	10,05	8,54	5,02	0,4672	4,69	3,99	2,34

IX.4.3.4. Calcul des armatures

a) Suivant L_x

➤ En travée

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8,54 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,046 < \mu_1 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,046 \Rightarrow \beta = 0,976 \text{ (tirée à partir d'un tableau)}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,54 \times 10^4}{0,976 \times 36 \times 348} = 6,98 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On adopte

5T14 = 7,70 cm², avec un espacement de 25 cm.

➤ Sur appuis

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,02 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,027 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,027 \Rightarrow \beta = 0,986 \text{ (tirée à partir d'un tableau)}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,02 \times 10^4}{0,986 \times 36 \times 348} = 4,06 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On adopte

4T12 = 4,52 cm², avec un espacement de 33 cm

b) Suivant L_y

➤ En travée

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,99 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,021 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,021 \Rightarrow \beta = 0,989 \text{ (tirée à partir d'un tableau)}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,99 \times 10^4}{0,989 \times 36 \times 348} = 3,21 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On adopte

4T12 = 4,52 cm², avec un espacement de 33 cm.

➤ Sur appuis

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,34 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,012 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,012 \Rightarrow \beta = 0,993 \text{ (tirée à partir d'un tableau)}$$

$$A_s = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,34 \times 10^4}{0,993 \times 36 \times 348} = 1,88 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On adopte

4T12 = 4,52cm², avec un espacement de 33 cm.

IX.4.3.5.Vérification de l'espacement

Dans le sens le plus sollicité :

$$S_t \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (120 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}).$$

$S_t \leq 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

IX.4.4.Ferraillage des poutres de libages

Le rapport $\alpha = L_x/L_y$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferraillage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

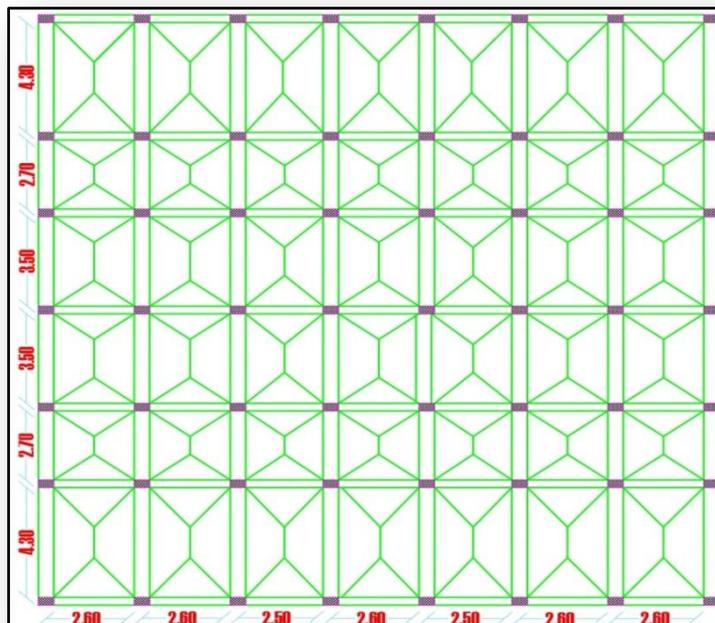


Figure IX.6 : Ligne de rupture d'un panneau.

IX.4.4.1.Sens longitudinale

a)Calcul des chargements (q_M)

q_M : C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

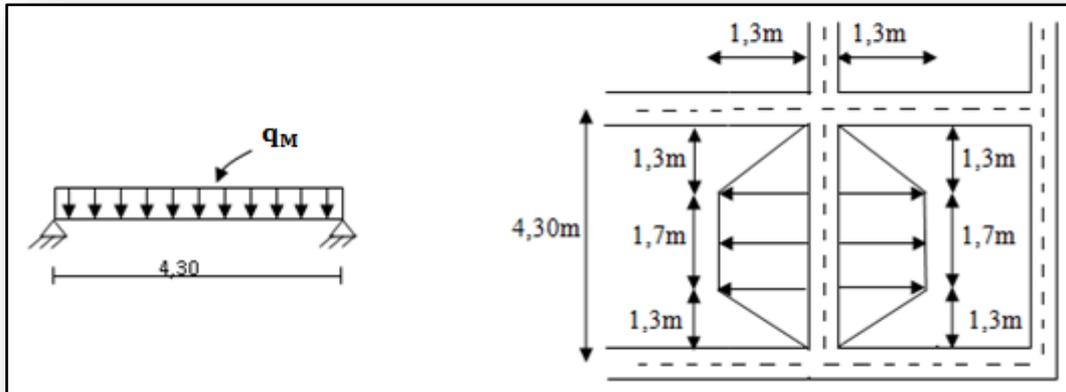


Figure IX.7: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

$$q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_2 \right]$$

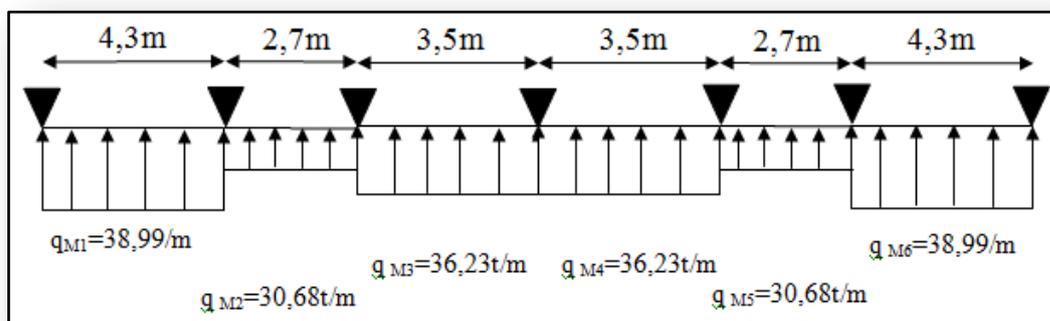
Avec :

$$\begin{cases} L_{x1} = 2,60m \\ L_{y1} = 4,30m \\ L_{x2} = 2,60m \\ q = 17,08t/m \end{cases}$$

$$q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_2 \right]$$

$$q_M = \frac{17,10}{2} \left[\left(1 - \frac{2,60^2}{3 \times 4,30^2} \right) \times 2,60 + \left(1 - \frac{2,60^2}{3 \times 4,30^2} \right) \times 2,60 \right]$$

$$q_M = 38,99 t/m.$$



b) Calcul du ferrailage

➤ En travée

$M_t = 53,5 \text{ t.m}$; est tiré à partir du logiciel de RDM6.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{53,5 \times 10^4}{55 \times 63^2 \times 14,17} = 0,172 < \mu_1 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,172 \Rightarrow \beta = 0,707$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{53,5 \times 10^4}{0,707 \times 63 \times 348} = 34,51 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\text{On adopte: } \begin{cases} 1^{\text{er}} \text{ lit : } 4\text{T}20 \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit : } 4\text{T}20 \Rightarrow A = 37,70 \text{ cm}^2. \\ 3^{\text{ème}} \text{ lit : } 4\text{T}20 \end{cases}$$

➤ Sur appuis

$$M_0 = \frac{q_M \times L_{y1}^2}{8} = \frac{38,99 \times 4,30^2}{8} = 90,11 \text{ t.m.}$$

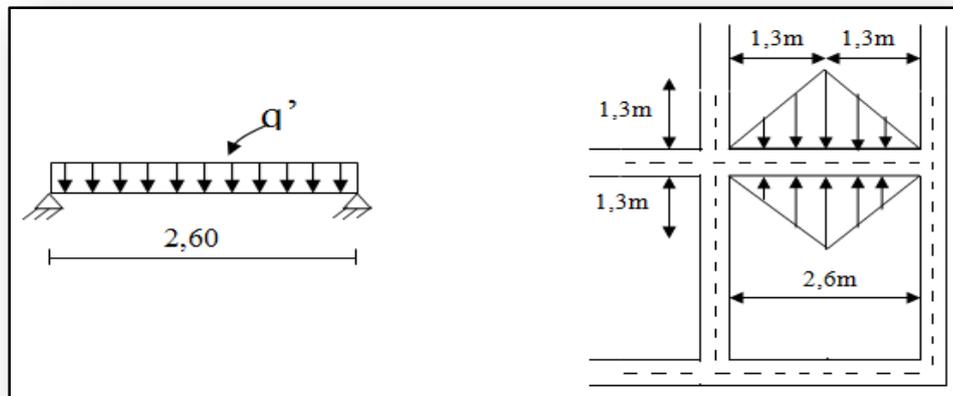


Figure IX.8: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

Tableau IX.5: Ferrailage de la poutre en appuis suivant le sens longitudinale.

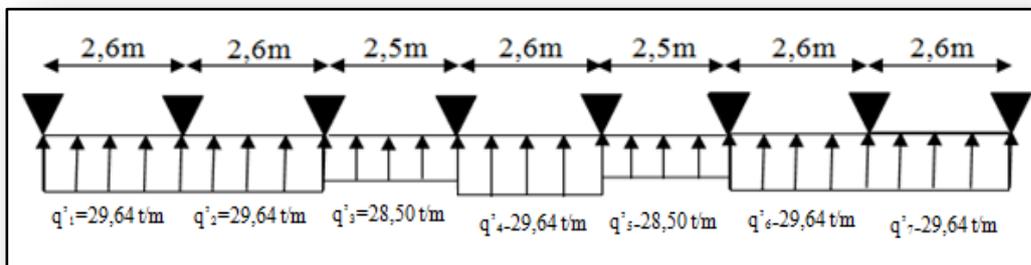
	Intermédiaire	Rive
M_a (t.m)	$0,5 \times M_0 = 45,05$	$0,2 \times M_0 = 18,02$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,145 \rightarrow 0,920$	$0,058 \rightarrow 0,969$
A_{cal} (m ² / ml)	22,31	8,47
$A_{adopté}$ (cm ²)	4T16(fil) + [4T16+4T16](chap) = 24,13	4T16(fil) + 4T12(chap) = 12,56

IX.4.4.2.Sens transversale

a)Calcul des chargements (q')

q' :c'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\left\{ q' = \frac{2}{3} \times q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 17,10 \times 2,60 = 29,64 \text{ t / m} \right.$$



b) Calcul du ferrailage

En travée

$M_t = 13,05 \text{ t.m} \rightarrow$ tiré à partir du logiciel RDM6.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13,05 \times 10^4}{55 \times 63^2 \times 14,17} = 0,042 < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,021 \Rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,51 \times 10^4}{0,978 \times 63 \times 348} = 6,08 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On adopte: $\begin{cases} 1^{ier} \text{ lit} : 4T12 \\ 2^{ème} \text{ lit} : 4T12 \Rightarrow A = 13,57\text{cm}^2 \\ 3^{ème} \text{ lit} : 4T12 \end{cases}$

Sur appuis

$$M_o = \frac{q'.L^2}{8} = \frac{29,64 \times 2,60^2}{8} = 25,04\text{t.m}$$

Tableau IX.6: Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.

	Intermédiaire	Rive
M_a (t.m)	$0,5 \times M_o = 12,52$	$0,2 \times M_o = 5,00$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,040 \rightarrow 0,979$	$0,016 \rightarrow 0,991$
A_{cal} (m ² / ml)	5,83	2,29
$A_{adoptir}$ (cm ²)	4T12(fil) + 4T12(chap) = 9,05	4T12(fil) + 4T10(chap) = 7,66

➤ **Armature de peau**

Selon le **B.A.E.L 91modifier 99** la hauteur de l'âme de la poutre : $ha \geq 2(80 - 0,1 \times f_c) = 80$ cm. Dans notre cas $ha = 70$ cm, donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas Il n'est pas nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau).

➤ **Contrainte de cisaillement**

$$T_{max} = 29,61 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{29,61}{0,40 \times 0,63 \times 100} = 1,17\text{MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,50\text{MPa.}$$

$$\tau_u = 1,17\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

IX.4.4.3. Armature transversal

➤ Diamètre

$$\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_l; b/10) = \min(20; 10; 55) = 10 \text{ mm}$$

on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$.

➤ Espacement

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_l\right) = \min(17,50; 12) = 12 \text{ cm.}$$

on prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

Donc on utilise des armatures : HA, Fe400, soit 4T10, $A=3,14 \text{ cm}^2$.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,58; 0,4 \text{ MPa}) = 0,54 \text{ MPa.}$$

$$\frac{3,14 \times 400}{55 \times 15} = 1,52 \phi 0,54 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

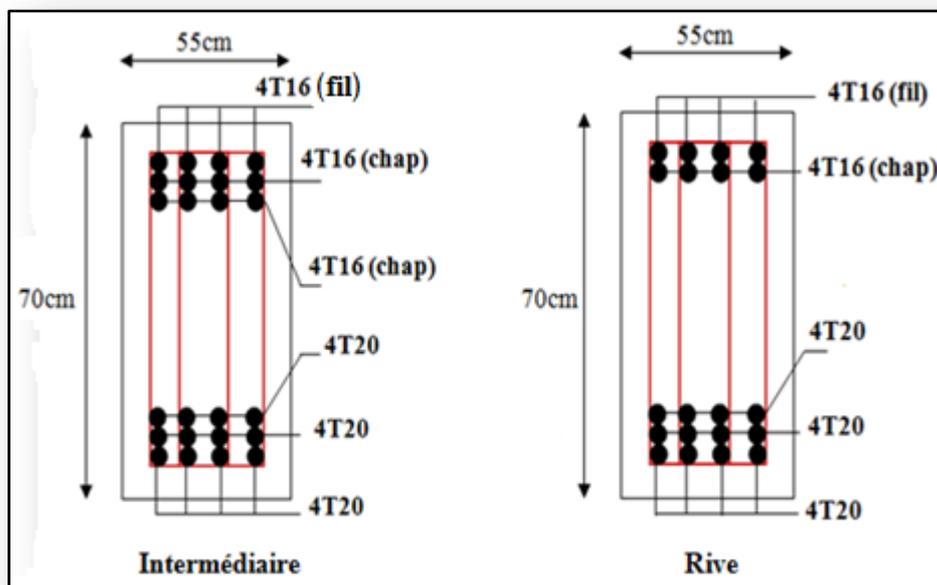


Figure IX. 9: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinale.

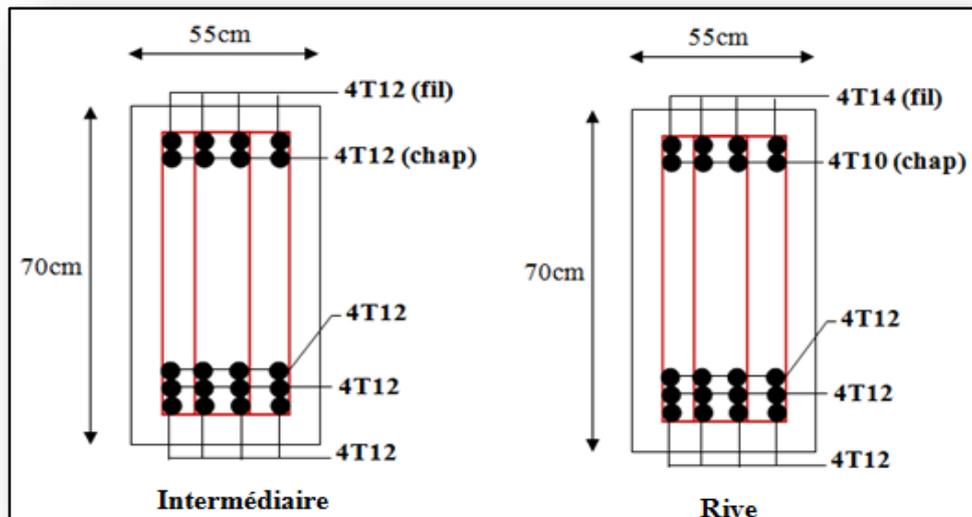


Figure IX.10: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens transversale.

IX.5.Conclusion

Après le pré-dimensionnement des semelles (isolée, filantes), on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient que ce type de semelle ne convient pas à notre cas.

Vu la hauteur de la construction et les charges apportés par la superstructure ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et des faibles portances du sol, un radier général à été opté comme type de fondations.

X.1.Introduction

Toute entité économique (entreprise industrielle, entreprise du bâtiment, administration, sous-traitant, ...) doit assurer la cohérence technique et économique de la réalisation du produit et/ou service avec le contrat qui la lie au client. Cette réalisation doit amener la satisfaction du client en respectant le cahier des charges, les délais et les coûts. Pour cela il faut effectuer deux types de gestions :

- Une gestion technique : spécifications, délais...
- Une gestion économique : coûts, prix de revient...

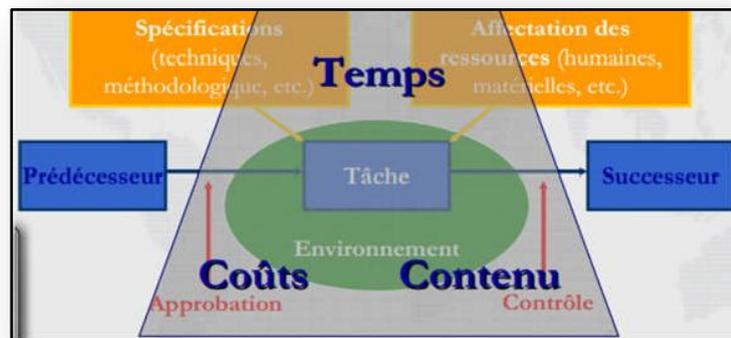


Figure X.1:Planification de projet.

X.2.Définition

La construction du planning passe par la modélisation du réseau de dépendance entre tâches sous forme graphique.

Plusieurs représentations existent, à la base de toute construction de planning :

- La technique (**GANTT**) : planning à barres.
- La technique (**PERT**) : méthode des potentielles étapes et planning des tâches.
- Le réseau des antécédents : méthode des potentiels tâche.

X.2.1.Les circuits du bâtiment

La construction d'un bâtiment est une opération complexe qui nécessite la collaboration de nombreux intervenants (maître d'ouvrage, maître d'œuvre, bureau de contrôle technique, bureaux d'études techniques, entreprises), et qui s'appuie sur un ensemble de dossiers comprenant des pièces écrites (les devis et les cahiers des charges) et des pièces dessinées (Le plan de situation, Le plan de masse, Les dessins d'ensemble, Les dessins d'exécution).

X.2.2. Les acteurs « les intervenants »

Un projet de génie civil est réparti entre plusieurs intervenants :

A) Maître d'ouvrage

La maîtrise d'ouvrage (MOA), aussi dénommée maître d'ouvrage est l'entité porteuse du besoin, définissant l'objectif du projet, son calendrier et le budget consacré à ce projet. Le résultat attendu du projet est la réalisation d'un produit, appelé ouvrage.

La maîtrise d'ouvrage maîtrise l'idée de base du projet et représente, à ce titre, les utilisateurs finaux à qui l'ouvrage est destiné.

Le maître d'ouvrage est la personne pour le compte de laquelle est réalisé l'ouvrage. Il en est le commanditaire et celui qui en supporte le coût financier (avec des partenaires financiers ou non). Le maître d'ouvrage est une personne physique ou morale, de droit public ou de droit privé. Dans le cas de la maîtrise d'ouvrage privée, le maître d'ouvrage peut être une personne physique (ex : un particulier qui fait construire sa maison est considéré comme le maître d'ouvrage du projet).

Toute personne (physique ou morale) peut être maître de l'ouvrage : un particulier, un professionnel ; une collectivité territoriale, l'état ; une entreprise ; une association à but non lucratif.

A.1. Arrêt des objectifs

Le maître d'ouvrage est celui qui commande le produit. Son rôle essentiel est de fixer formellement les objectifs du produit à réaliser en matière de « coût, délai, performance » :

- 1) Le maître de l'ouvrage est celui qui exprime et formalise le besoin à satisfaire et les caractéristiques du produit qui lui permettront de satisfaire à son emploi futur ;
- 2) Sur le plan budgétaire, il est celui qui paie l'ouvrage à construire (par exemple la direction de l'enseignement commande la construction d'une nouvelle école). À ce titre, il est juge final des arbitrages envisageables entre coûts et performances ;
- 3) Sur le plan calendaire, il est celui qui juge de l'opportunité du projet par rapport à son calendrier propre, lance sa réalisation, et le clôt en prononçant la réception.

Il appartient à la maîtrise d'ouvrage :

- a) De s'assurer de la faisabilité et de l'opportunité de l'opération envisagée ;
- b) De déterminer la localisation et de définir le programme : il définit dans le programme les objectifs de l'opération et les besoins qu'elle doit satisfaire ainsi que les contraintes et exigences relatives à la réalisation et à l'utilisation de l'ouvrage;
- c) d'arrêter l'enveloppe financière prévisionnelle et d'assurer le financement.

Le maître d'ouvrage peut confier les études nécessaires à l'élaboration du programme et à la détermination de l'enveloppe financière prévisionnelle à une personne publique ou privée. L'élaboration détaillée du programme et la détermination définitive de l'enveloppe financière prévisionnelle peuvent se poursuivre pendant des études d'avant-projet.

A.2. Lancement en réalisation

Une fois fixés le programme et l'enveloppe financière, il appartient à la maîtrise d'ouvrage:

- 1) De choisir le processus selon lequel l'ouvrage sera réalisé ;
- 2) De déterminer, eu égard à la nature de l'ouvrage et aux personnes concernées, les modalités de consultation qui lui paraissent nécessaires ;
- 3) De choisir (souvent à l'issue d'un appel d'offres) les maîtres d'œuvre et les entrepreneurs ;
- 4) De conclure les contrats ayant pour objet les études et l'exécution des travaux.

A.3. Réception de l'ouvrage

Enfin, à l'achèvement des travaux, la maîtrise d'ouvrage prononce la réception. La réception est l'acte par lequel le maître de l'ouvrage déclare accepter l'ouvrage avec ou sans réserves.

Avant la réception des travaux, le maître d'ouvrage doit s'assurer de ce que le résultat est conforme à ses exigences. Il peut faire l'objet dans ce but d'un programme de qualification.

B) Maître d'œuvre

La maîtrise d'œuvre (MOE) est la personne ou l'entité choisie par le maître d'ouvrage pour la réalisation d'un projet dans les conditions de délais, de qualité ainsi que de coûts fixés par le dit projet, le tout conformément à un contrat.

B.1. Mission et rôle

La mission d'une maîtrise d'œuvre est de :

- 1) Concevoir le projet, s'il est lui-même architecte ou ingénieur architecte (si non ce rôle est dévolu à un cabinet d'architectes extérieur) ;
- 2) Elaborer le cahier des clauses techniques particulières (CCTP) et contrôler la bonne exécution des travaux ;
- 3) Jouer un rôle d'interface entre le client et les entreprises chargées d'exécuter les travaux.

C'est la maîtrise d'œuvre qui répond au programme fonctionnel et technique fixé par le maître d'ouvrage, éventuellement appuyé d'un assistant à maîtrise d'ouvrage (AMO). Véritable bras droit du maître d'ouvrage, il lui propose une solution technique et esthétique qui permet de réaliser ce programme, dans l'enveloppe budgétaire et les délais qui lui sont assignés.

Afin de mener à bien cette mission, la maîtrise d'œuvre se structure autour d'un architecte ou d'un cabinet d'architecture. À partir d'un certain degré de complexité, le maître d'œuvre est constitué d'un cabinet d'architectes associés à un ou plusieurs bureaux d'études techniques (BET).

B.2. Cas du marché public

Dans le cadre d'un marché public de maîtrise d'œuvre, le contrat administratif conclu entre la personne publique et le maître d'œuvre. Le décret d'application détermine la teneur des différents éléments de mission qui le composent :

- 1) Les études d'esquisse ou ESQ ;
- 2) Les études d'avant-projet ou AVP ;
- 3) Les études de projet ou PRO ;
- 4) L'assistance apportée au maître de l'ouvrage pour la passation du contrat de travaux ou ACT ;
- 5) Les études d'exécution de la maîtrise d'œuvre (EXE) ou l'examen de la conformité au projet de celles qui ont été faites par l'entrepreneur (VISA);
- 6) La direction de l'exécution du contrat de travaux ou DET ;
- 7) L'ordonnancement, le pilotage et la coordination du chantier (OPC) ;
- 8) L'assistance apportée au maître de l'ouvrage lors des opérations de réception (AOR) et pendant la période de garantie de parfait achèvement (GPA).

Le maître d'œuvre est obligatoirement indépendant de tout entrepreneur. Le choix de l'entrepreneur (ou des entrepreneurs) se fait à partir d'une consultation formalisée où, sur la base d'un cahier des charges (notamment le cahier des clauses techniques particulières ou

CCTP), le titulaire faisant l'offre la plus adaptée est choisi par le maître d'ouvrage sur proposition du maître d'œuvre compte tenu d'éléments matériels concrets.

C) Les entreprises

Les entreprises réalisent les études, puis, les travaux. Le maître d'œuvre valide les études et vérifie les travaux. Il présente mensuellement au maître d'œuvre une situation des travaux réalisés. Ce dernier la valide et la transmet au maître d'ouvrage, qui doit payer aux entreprises les travaux réalisés dans le délai prévu au marché (généralement, mensuellement).

D) Le contrôleur technique

Le contrôleur technique (fréquemment encore appelé « bureau de contrôle », selon sa désignation antérieure) est chargé par le maître d'ouvrage de se prononcer sur la conformité de l'œuvre, ainsi que des travaux à la réglementation technique en vigueur.

E) Le coordonnateur sécurité et protection de la santé

Le coordonnateur sécurité et protection de la santé (souvent désigné par l'abréviation CSPS) est chargé d'évaluer les risques liés à l'activité des entreprises travaillant sur le projet. Il est également chargé de préconiser des actions de prévention visant à éviter les accidents et plus généralement, les risques d'atteinte à la santé pendant les travaux de construction et à l'occasion de la maintenance de l'ouvrage après sa livraison.

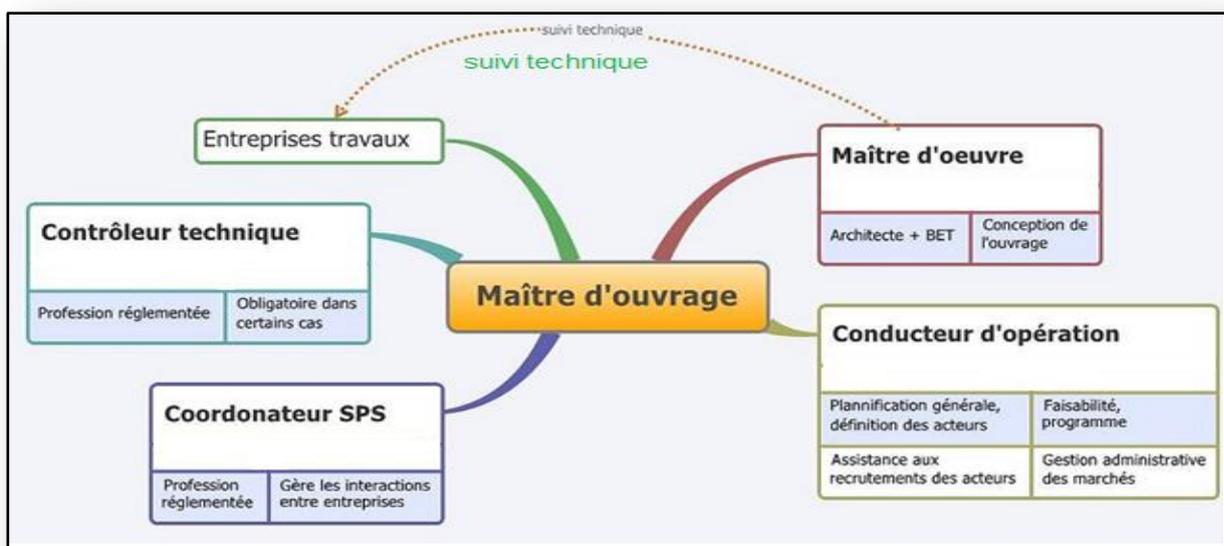


Figure X.2 : Les acteurs dans le domaine du bâtiment.

X.3.Le Planning

X.3.1.Le diagramme de Gantt

Le diagramme de GANTT est la technique et représentation graphique permettant de renseigner et situer dans le temps les phases, activités, tâches et ressources du projet. En ligne, on liste les tâches et en colonne les jours, semaines ou mois. Les tâches sont représentées par des barres dont la longueur est proportionnelle à la durée estimée. Les tâches peuvent se succéder ou se réaliser en parallèle entièrement ou partiellement. Ce diagramme a été conçu par un certain Henry L. GANTT (en 1917) et est encore aujourd'hui la représentation la plus utilisée.

X.3.2. Construction du Planning

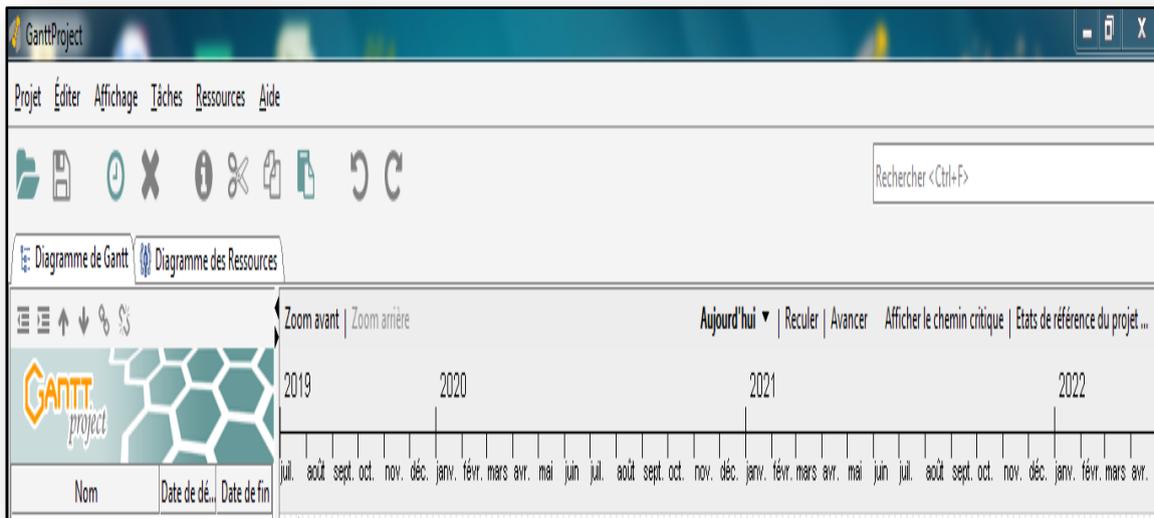
X.3.2.1. Établir la Liste des Tâches

Notre projet se compose de 10 tâches désigné dans le tableau suivant par des lettres de A à J. Vus les contraintes de temps, quelques tâches seront divisées en 2 activités, tout en conservant la durée partielle de la tâche.

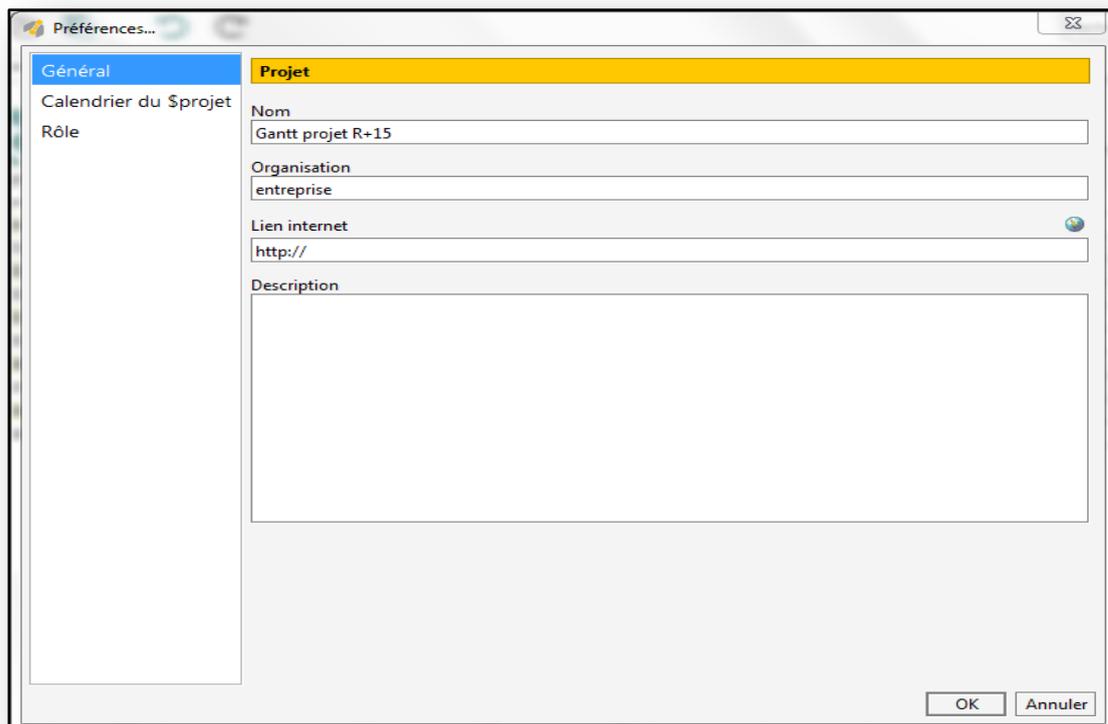
Tâche	Numérotée	Durée (mois)
Section terrassement	A1	1
	A2	2
Section infrastructure	B1	1
	B2	2
Section superstructure	C1	10
	C2	6
Section maçonnerie	D1	6
	D2	8
Section revêtement	E	14
Section menuiserie bois	F	14
Section plomberie	G	14
Section électricité	H	14
Section étanchéité	I	3
Section peinture et vitrerie	J	3

Tableau X.1 : Liste des taches.

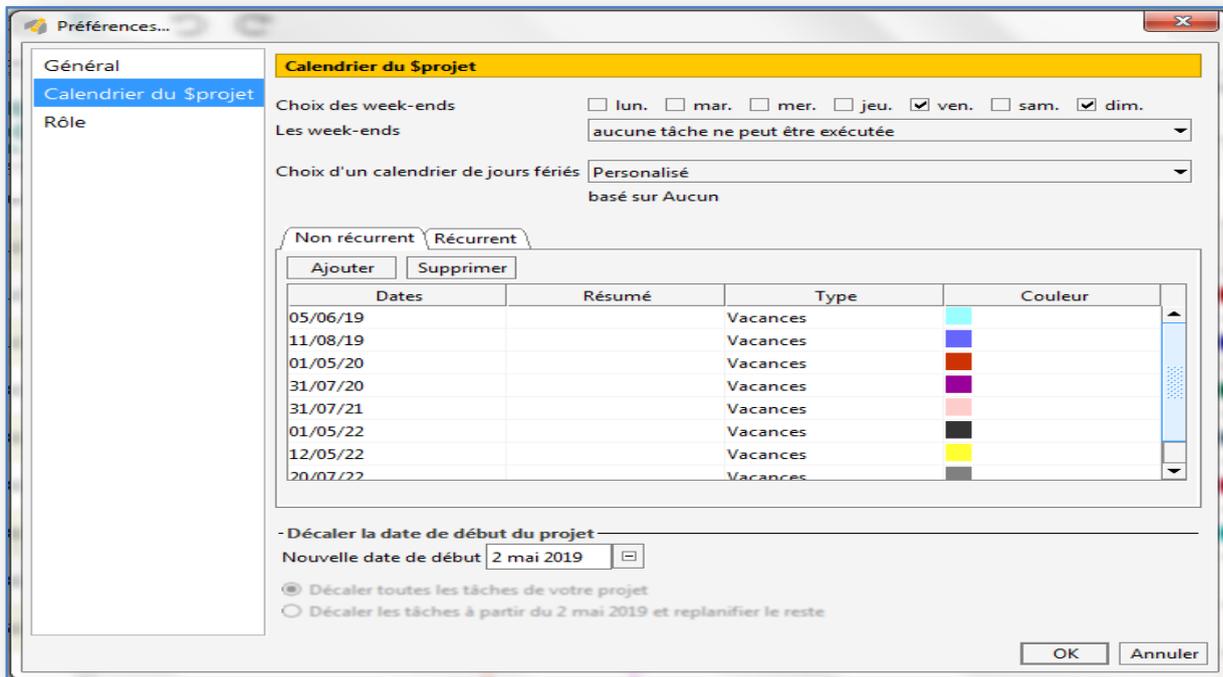
X.3.3. Comment utilisera simplement (GANTT)



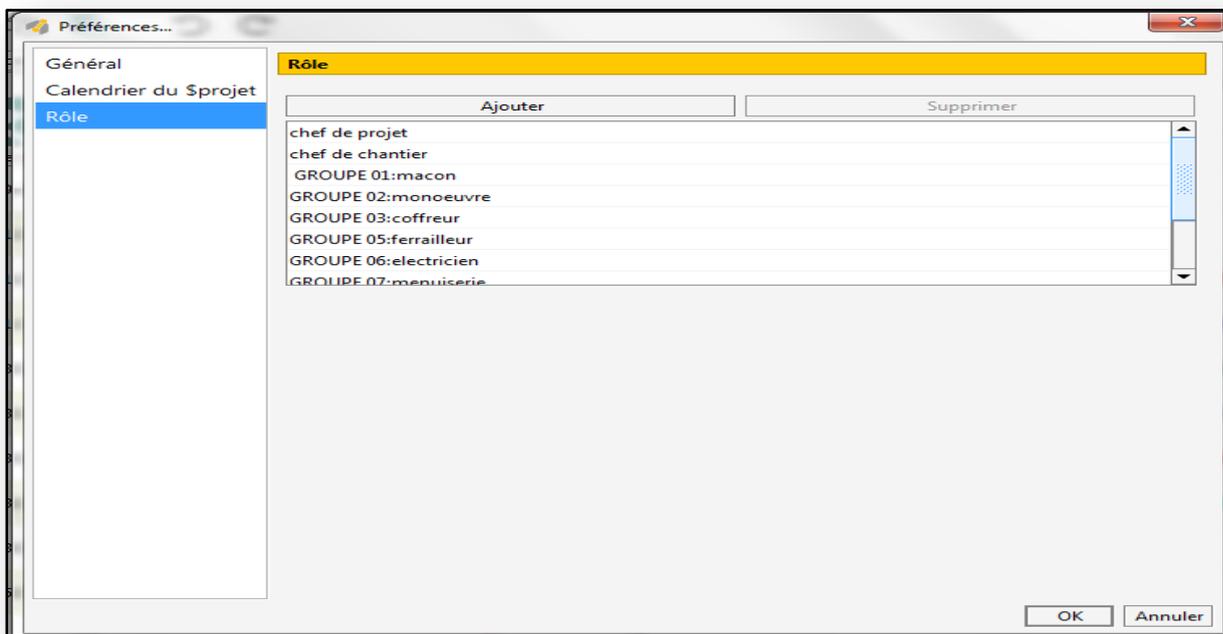
1) Définissiez les propriétés de votre projet



2) Calendrier du projet



3) Le rôle des ressources qui définissent sur le projet



4) Indiquez les taches de votre projet

The screenshot shows the GanttProject interface with a task list table. The table has three columns: 'Nom', 'Date de début', and 'Date de fin'. The tasks listed are: Terrassement, Infrastructure, Superstructure, Maçonnerie, Revêtement mur et sol, Menuiseriebois et pvc+ menui..., plomberie sanitaire, Electricite, Etanchiete terrasse, and peinture et viterie.

Nom	Date de début	Date de fin
• Terrassement	02/05/19	05/09/19
• Infrastructure	07/09/19	09/01/20
• Superstructure	11/01/20	13/11/21
• Maçonnerie	23/03/20	20/01/22
• Revêtement mur et sol	23/05/20	23/03/22
• Menuiseriebois et pvc+ menui...	23/05/20	23/03/22
• plomberie sanitaire	23/05/20	23/03/22
• Electricite	23/05/20	23/03/22
• Etanchiete terrasse	30/12/21	23/03/22
• peinture et viterie	24/03/22	02/05/22

5) Renseignez les ressources de votre projet

The screenshot shows the GanttProject interface with a resource list table. The table has two columns: 'Nom' and 'Rôle par défaut'. The resources listed are: x (Chef de projet), y (chef de chantier), z (GROUPE 01:macon), A (GROUPE 02:monoe...), B (GROUPE 02:monoe...), C (GROUPE 03:coffreur), D (GROUPE 05:ferrailleur), E (GROUPE 06:electrici...), F (GROUPE 07:menuis...), G (GROUPE 08:plombe...), and H (GROUPE 09:peinture).

Nom	Rôle par défaut
• x	Chef de projet
• y	chef de chantier
• z	GROUPE 01:macon
• A	GROUPE 02:monoe...
• B	GROUPE 02:monoe...
• C	GROUPE 03:coffreur
• D	GROUPE 05:ferrailleur
• E	GROUPE 06:electrici...
• F	GROUPE 07:menuis...
• G	GROUPE 08:plombe...
• H	GROUPE 09:peinture

X.3.4. La technique PERT

La technique (**PERT**) est une technique américaine de modélisation de projet qui vient de l'américain Program Evaluation and Review Technique, ou technique d'évaluation et de révision de programme. Elle consiste à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leurs dépendances et à leur chronologie permettent d'avoir un produit fini. Les caractéristiques de (**PERT**) sont les suivantes :

- Les tâches sont représentées par des flèches.
- Le réseau visualise des dépendances entre tâches.
- Limites de la technique (**PERT**) : pas de représentation de notion de durée.

Domaine d'application de la méthode (PERT)

- Dans les bâtiments (grands ensembles, hôpitaux, etc.....).
- Dans les travaux public (routes, ponts, etc.....).
- Pour l'ordonnancement de prototypes.
- En maintenance pour coordonner les tâches de plusieurs équipes de spécialités différentes.

X.3.4.1. Définitions et conventions de représentation

➤ Tâche

Une tâche fait évoluer l'œuvre vers son état final, elle consomme donc du temps, de l'énergie, de la matière et de ce fait coûte. Chaque tâche est représentée par une flèche (segment orienté dans le sens de l'écoulement du temps) dont la longueur est indépendante de la durée de la tâche.

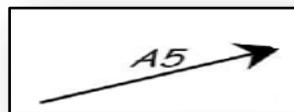


Figure X.4: La tâche A de durée 5.

➤ Tâche fictive

Une tâche fictive représente une contrainte entre tâches non indépendantes. Chaque tâche fictive est représentée par une flèche pointillée, sa durée est nulle, elle ne consomme aucune

ressource, elle ne coûte donc rien.

➤ **Etape**

On appelle étape le début ou la fin d'une tâche. Une étape sera représentée par un cercle ou une autre figure géométrique. Une étape est de durée nulle, elle ne coûte donc rien.

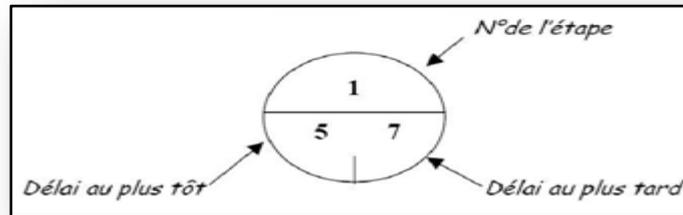
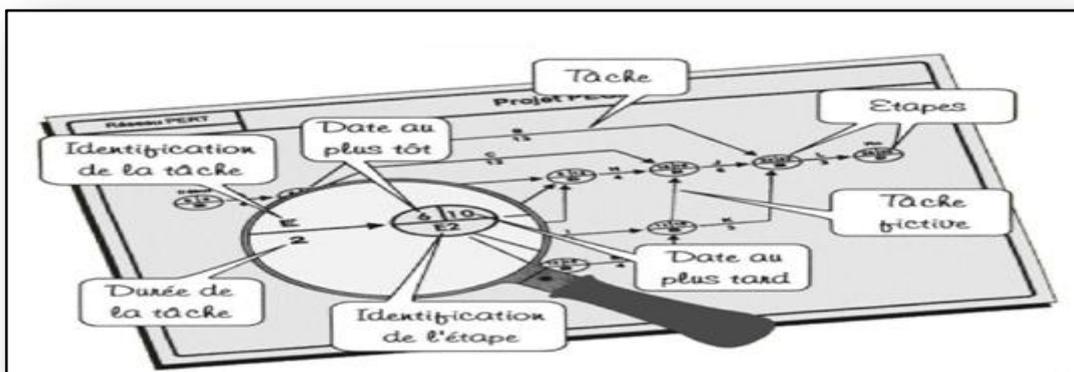


Figure X.5: Représentation d'une étape.

➤ **Réseau**

Figure X.6: Représentation du réseau (PERT).



On appelle réseau ou diagramme (**PERT**) l'ensemble des tâches et les étapes qui forment le projet.

Voici un schéma qui montre le réseau (**PERT**):

➤ **Tâches successives**

- **Exemple**

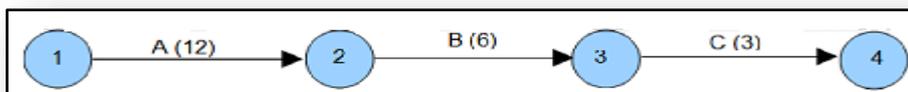


Figure X.7: Tâches successives.

a) Tâches simultanées

Elles peuvent commencer en même temps en partant d'une même étape.

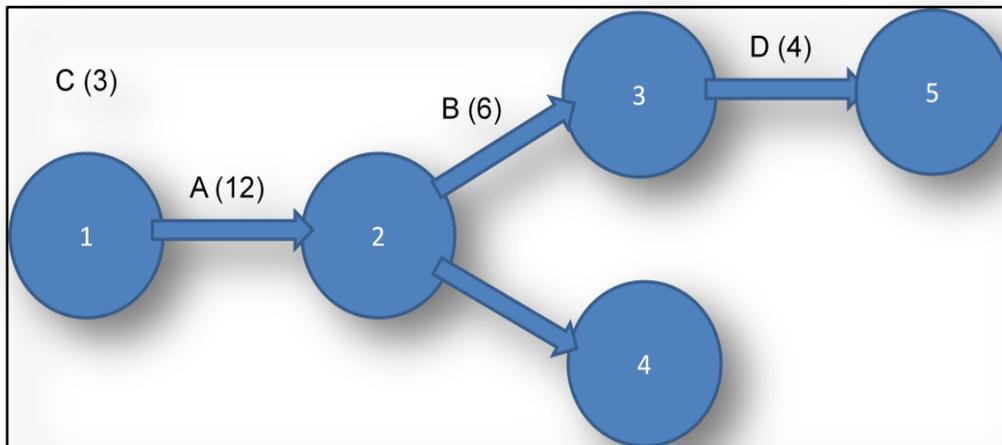


Figure X.8 : Tâches simultanées.

Donc ne peut commencer que si B est terminée. Si l'on souhaite que D ne commence que si B et C sont terminés.

b) Tâches convergentes

Plusieurs tâches peuvent se terminer sur une même étape.

- Exemple

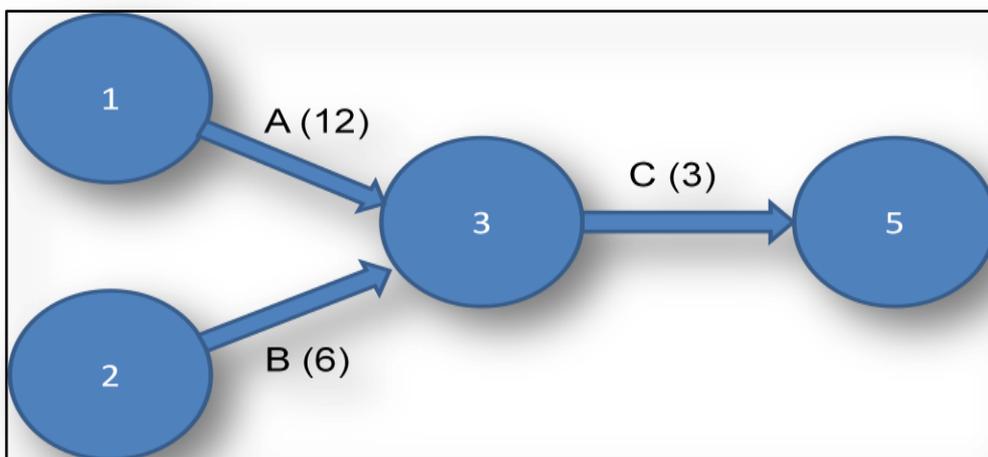


Figure X.9: Tâches convergentes.

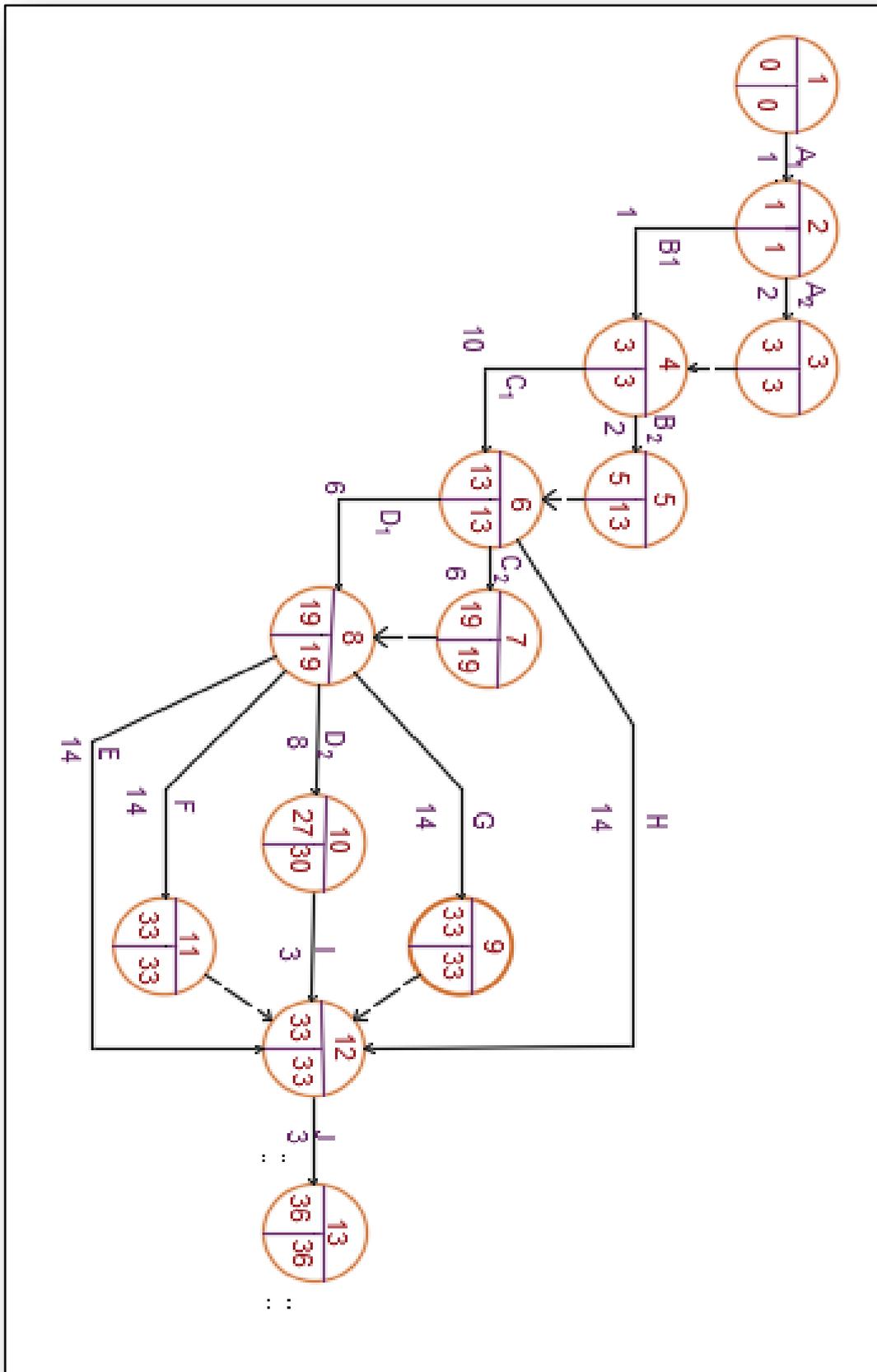


Figure X.10: Représentation du réseau Pert.

X.4. Quantification et estimation du projet

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	U	Quantité	P / U	Montant
1 / Terrassement					
1.01	Terrassement pour préparation des banquettes dans un terrain rocheux et toutes sujétions de bonne exécution.	m ³	2 733,848	4 000,00	10 935 392,00
1.02	Fouilles en excavation pour radier.	m ³	1 575,420	2 500,00	3 938 550,00
1.03	Transport à la décharge publique.	m ³	4 918,108	250,00	1 229 527,00
S / Total					16 103 469,00
2 / Béton armé en infrastructure					
2.01	Béton de propreté sous semelles.	m ³	56,700	5 000,00	283 500,00
2.02	Béton armé dosé à 350 kg/m ³ en ciment CRS y compris coffrage en bois ou métallique :				
	a-Semelles radier	m ³	226,830	30 000,00	6 804 900,00
	b-Poteaux	m ³	0,930	30 000,00	27 900,00
	c- Voile périphérique	m ³	69,900	30 000,00	2 097 000,00
	d-Poutre de libage	m ³	113,190	30 000,00	3 395 700,00
2.05	Béton armée dosé à 350 kg/m ³ pour dalle pleine niv0, 00.	m ³	76,230	30 000,00	2 286 900,00
2.06	Réalisation de regards en BA dim 60*60.	U	8,000	8 000,00	64 000,00
2.07	Réalisation de regards en BA dim 50*50.	U	8,000	6 500,00	52 000,00
2.08	F/P de conduite en PVC de 6 bars y/c toutes sujétions : Ø 200.	ml	26,670	2 000,00	53 340,00
2.09	F/P fourreaux en PVC pour passage des câbles : Ø80.	ml	14,800	400,00	5 920,00
S / Total					15 071 160,00
3 / Béton armé superstructure					
3.01	Béton armé en élévation dosé à 350 Kg/ m ³ ciment CPA 42,5 y/compris nouveau coffrage en bois et toutes sujétions de bonne exécution :				
	a) Poteaux	m ³	590,870	30 000,00	17 726 100,00

	b) Poutres-Chainages	m ³	698,670	30 000,00	20 960 100,00
	c) voile de contreventements	m ³	630,880	30 000,00	18 926 400,00
	d) Dalle pleine	m ³	189,480	30 000,00	5 684 400,00
	e) Acrotère	m ³	18,220	27 000,00	491 940,00
	f) Escaliers	m ³	10,440	29 500,00	307 980,00
3.02	Plancher en corps creux avec dalle de compression (16 + 4) cm.	m ²	6 610,590	2 600,00	17 187 534,00
S / Total					81 284 454,00
4 / Maçonnerie					
4.01	Mur en brique creuse double parois de 30cm d'ép. (10+5+15).	m ²	12128.68	1 150,00	13 947 982,00
4.02	Mur en brique creuse simple parois de 10cm d'ép.	m ²	5 399,370	900,00	4 859 433,00
S / Total					18 807 415,00
N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	U	Quantité	P / U	Montant
5 / Enduit					
5.01	Enduit au mortier de ciment				
	a) sur murs extérieur ép. 2cm	m ²	9 158,120	700,00	6 410 684,00
	b) sur murs intérieurs ép. 2cm	m ²	9 389,790	600,00	5 633 874,00
	c) sous plafonds ép. 2cm	m ²	6 650,200	600,00	3 990 120,00
5.02	Enduit au plâtre :				
	a) sur murs intérieur ép. 2cm	m ²	5 396,480	500,00	2 698 240,00
	b) sous plafonds ép. 2cm	m ²	5 176,000	500,00	2 588 000,00
S / Total					21 320 918,00
6 / Revêtement					
6.01	F/P de carreaux de carrelage monocouche 33X33 1ere choix.	m ²	6 800,070	1 200,00	8 160 084,00
6.02	F/P de plinthes en terre cuite vernissé de 7,5X30cm.	ml	5 958,280	200,00	1 191 656,00

6.03	F/P de carreaux de faïences coloré 1ère choix selon choix du maître d'œuvre et maître d'ouvrage.	m ²	1 276,800	1 300,00	1 659 840,00
6.04	F/P de faïence décoratif 1ère choix pour soubassement cage d'escalier d'une hauteur de 1,20m suivant choix du maître d'œuvre et maître d'ouvrage.	m ²	2 390,880	1 500,00	3 586 320,00
6.05	Potager de cuisine en brique et dalle BA y/c paillasse en marbre ép. 2cm.	U	56,000	25 000,00	1 400 000,00
6.06	Conduit de fumée en maçonnerie.	ml	421,440	350,00	147 504,00
6.07	Souche de fumée en maçonnerie Y compris dalle.	U	8,000	2 000,00	16 000,00
6.08	F/P marche en marbre ép. 3cm.	m ²	113,490	8 500,00	964 665,00
6.09	F/P de contre marche en marbre ép. 2cm.	m ²	75,360	8 500,00	640 560,00
6.10	Etanchéité sous carrelage dans les pièces humides (cuisine+SDB+WC).	m ²	874,160	800,00	699 328,00
S / Total					18 465 957,00
7 / Etanchéité					
7.01	F/P d'un écran pare vapeur 1EIF+1 EAC+2 36 S.	m ²	497,490	100,00	49 749,00
7.02	F/P de papier kraft.	m ²	497,490	50,00	24 874,50
7.03	F/P D'isolation thermique en polystyrène ép. 4cm.	m ²	497,490	500,00	248 745,00
7.04	F/P de film polyane.	m ²	497,490	120,00	59 698,80
7.05	F/P de joint de fractionnement en polystyrène.	ml	110,00	500,00	55 000,00
7.06	F/P Etanchéité multicouche EAC+3 (36 s).	m ²	497,490	850,00	422 866,50
7.07	Forme de pente en béton dosé à 250 Kg/ m ³ .	m ²	497,490	500,00	248 745,00
7.08	Relèves d'étanchéité en pax aluminium.	ml	110,000	450,00	49 500,00
7.09	Protection en gravillon roulé ép. 4cm (15/21).	m ²	497,490	300,00	149 247,00
7.10	F/P de gargouille+crapaudine.	U	10,000	1 200,00	12 000,00
7.11	F/P de descente des EP en pvc diam 110.	ml	416,700	350,00	145 845,00
S / Total					1 411 270,80

8 / Menuiserie bois; pvc et métallique					
a)Menuiserie bois					
	Comprenant fourniture et pose menuiserie porte pleine avec cadre de 12 cm y/c scellement, quincailleries, serrures et couvre joints et toutes sujétions de bonne exécution.				
8.01	F/P Porte pleine en bois rouge à 2 bat avec oculus avec vitrage martelet et cadre de 12 cm type : 90X170(séjour):				
	a)F/P Cadre de 12 cm	U	56,000	4 500,00	252 000,00
	b) F/P Ouvrant porte y compris quincaillerie	U	56,000	11 000,00	616 000,00
8.02	F/P Porte pleine en bois rouge à 1 bas type : 90x170(chambre): 0,00				
	a) F/P cadre de 12 cm	U	412,000	4 500,00	1 854 000,00
	b) F/P Ouvrant porte y compris quincaillerie	U	412,000	11 000,00	4 532 000,00
8.03	F/P Porte pleine en bois rouge à 1 bat demi-vitré avec grille de ventilation type:90X1700(cuisine):				
	a)F/P cadre de 12 cm	U	56,000	4 500,00	252 000,00
	b) F/P Ouvrant porte y compris quincaillerie	U	56,000	11 000,00	616 000,00
8.04	F/P Porte placard pour 1ér étage type 01:150X250:				
	a)F/P cadre de 7 cm	U	6,000	6 500,00	39 000,00
	b) F/P Ouvrant placard y compris quincaillerie	U	6,000	12 000,00	72 000,00
8.05	F/P Porte placard pour gaines techniques type 02:60X220:				
	a)F/P Cadre de 7cm	U	80,000	2 500,00	200 000,00
	b) F/P ouvrant élément y compris quincaillerie	U	80,000	5 000,00	400 000,00
8.06	F/P élément en bois rouge pour potager de cuisine Dim:2,00X0,70:				
	a)F/P Cadre de 7cm	U	56,000	2 500,00	140 000,00
	b) F/P ouvrant élément y compris quincaillerie	U	56,000	6 500,00	364 000,00
S / Total					9 337 000,00
b) Menuiserie en PVC					
8.07	F/P porte en PVC à 1 bat avec oclus et grille de ventilation type : 90X170(SDB+WC).	U	113,000	8 000,00	904 000,00
8.08	F/P porte en PVC à 1 bat demi vitrée avec rideau type : 90X170 y/c vitrerie (séchoirs).	U	56,000	8 000,00	448 000,00
8.09	F/P fenêtre en PVC avec rideau y/c vitrerie	U	256,000	13 000,00	3 328 000,00

	type : 90X170.				
8.10	F/P vasistas en PVC avec rideau y/c vitrerie type : 50X50(WC+SDB).	U	56,000	9 000,00	504 000,00
S / Total					5 184 000,00
c) Menuiserie métallique					
8.13	F/P de porte d'entrée blindée type PM1:104X220 y/c boîte aux lettres.	U	60,000	24 000,00	1 440 000,00
8.14	F/P porte d'accès métallique à 2 battants type PM2:150X240.	U	2,000	2 000,00	4 000,00
8.15	F/P de porte métallique à 2 bat type sonal gaz PM3:150 X200.	U	16,000	7 000,00	112 000,00
8.16	F/P main courante métallique Ø 50mm pour balcon.	ml	610,400	5 000,00	3 052 000,00
8.18	F/P trappe d'accès métallique Dim 80X80.	U	1,000	12 000,00	12 000,00
8.19	F/P gardes corps métallique pour escalier y/c main courante suivant schéma et toutes sujétions de bonne exécution.	U	99,130	2 500,00	247 825,00
S / Total					4 867 825,00
9 / Electricité					
a)Filerie et gaines					
9.01	F/P de fil électrique PGV 500U sect : 1,5 mm ² .	ml	12200,00	50,00	610 000,00
9.02	F/P de fil électrique PGV 500U sect : 2,5 mm ² .	ml	14120,00	70,00	988 400,00
9.03	F/P de gain orange ICD diam : 09mm.	ml	7 400,000	40,00	296 000,00
9.04	F/P de gain orange ICD diam : 11mm.	ml	8 360,000	45,00	376 200,00
a)Appareillage					
9.05	F/P tableau se distribution intérieur en plastique.	U	58,000	200,00	11 600,00
9.06	F/P disjoncteur bipolaire mono calibré de 10/30 A.	U	58,000	2 500,00	145 000,00
9.07	F/p hublot étanche simple rond 75 w plafonnier.	U	400,000	2 500,00	1 000 000,00
9.08	F/p hublot étanche simple rond 75 w mural.	U	320,000	700,00	224 000,00
9.09	F/P applique lavabo avec interrupteur.	U	58,000	700,00	40 600,00

9.10	F/P douilles au bout de fils.	U	58,000	150,00	8 700,00
9.11	F/P de boîte de dérivation 100/100 encastré et sujétions	U	820,000	100,00	82 000,00
9.12	F/P d'interrupteur +boîte d'encastrement : S.A 10A/250v.	U	720,000	250,00	180 000,00
9.13	F/P d'interrupteur +boîte d'encastrement : D.A 10A/250v.	U	58,000	150,00	8 700,00
9.14	F/P d'interrupteur +boîte d'encastrement : V.V 10A/250v.	U	116,000	150,00	17 400,00
9.15	F/P bouton poussoir 10A/250 v pour sonnette.	U	58,000	150,00	8 700,00
9.16	F/P prise bipolaire avec boîte d'encastrement : 2P/10A.	U	600,000	700,00	420 000,00
9.17	F/P prise bipolaire avec boîte d'encastrement : 2P+T/10A.	U	320,000	300,00	96 000,00
9.18	F/P sonnette.	U	58,000	300,00	17 400,00
c)Colonne montante					
9.19	F/P coffret pieds de colonne.	U	1,000	20 000,00	20 000,00
9.20	F/P dérivateurs d'étages.	U	16,000	1 000,00	16 000,00
9.21	F/P minuterie +panneau en bois 20×40.	U	4,000	600,00	2 400,00
9.22	F/P de mise à la terre en cuivre nu 28mm ² .	ml	80,000	500,00	40 000,00
9.23	F/P barrette de coupure.	U	4,000	1 200,00	4 800,00
9.24	F/P piquet de terre.	U	4,000	1 200,00	4 800,00
9.25	F/P cosse mise à la terre.	U	20,000	20,00	400,00
9.26	F/P câble d'alimentation électrique sect. 2×6 mm ²	ml	1 582,140	700,00	1 107 498,00
9.27	F/P câble d'alimentation électrique sect. 1×6 mm ²	ml	887,740	500,00	443 870,00
9.28	F/P câble d'alimentation électrique sect. 4×25 mm ²	ml	42,000	500,00	21 000,00
9.29	F/P panneau en bois pour abonné 20×25.	U	58,000	1 000,00	58 000,00
9.30	F/P bouton poussoir pour minuterie.	U	58,000	320,00	18 560,00
S / Total					6 268 028,00
N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	U	Quantité	P / U	Montant

10 / Plomberie sanitaire +gaz					
a)Tuyauterie					
10.01	F/P tuyauterie en cuivre ép 0,8mm y/c Té, coude, raccords et toutes sujétions de bonne exécution:				
	a)diam 14/16	ml	4 520,000	500,00	2 260 000,00
	b) diam 16/18	ml	3 560,000	450,00	1 602 000,00
	c) diam 20/22	ml	887,740	800,00	710 192,00
10.02	F/P tuyauterie galvanisé y/c Té, coude, raccords et toutes sujétions de bonne exécution:				
	a) diam 26/34	ml	46,800	150,00	7 020,00
	b) diam 33/42	ml	46,800	180,00	8 424,00
	c) diam 40/49	ml	37,500	250,00	9 375,00
10.03	F/P tuyaux en PVC y/c toutes sujétions : diam 40.	ml	516,000	80,00	41 280,00
10.04	F/P tuyaux en PVC y/c toutes sujétions : diam 80.	ml	686,260	110,00	75 488,60
10.05	F/P tuyaux en PVC y/c toutes sujétions : diam 110.	ml	900,000	200,00	180 000,00
10.06	F/P de siphon de sol en PVC : diam 40.	U	240,000	700,00	168 000,00
a) Robinetterie					
10.07	F/P de vanne d'arrêt en acier diam 40/49.	U	1,000	1 500,00	1 500,00
10.08	F/P de vanne d'isolement pour compteur diam 20/27.	U	56,000	850,00	47 600,00
10.09	F/P de vanne d'isolement logt diam 20/22.	U	56,000	850,00	47 600,00
10.10	F/P de compteur d'eau de 1,5 m³/h.	U	58,000	3 500,00	203 000,00
10.11	F/P de mélangeurs EF+EC pour évier cuisine.	U	56,000	3 500,00	196 000,00
10.12	F/P de mélangeurs EF+EC pour lavabo.	U	56,000	3 500,00	196 000,00
10.13	F/P de mélangeurs EF+EC pour douche.	U	56,000	3 500,00	196 000,00
10.14	F/P de robinet de puisage diam 21/27.	U	56,000	800,00	44 800,00
10.15	F/P de robinet d'arrêt diam 21/27 (machine a laver).	U	56,000	850,00	47 600,00
c) Appareils sanitaires					
10.16	F/P d'évier de cuisine en céramique +siphon et	U	56,000	7 500,00	420 000,00

	toutes sujétions.				
10.17	F/P de lavabo en céramique + siphon y/c toutes sujétions.	U	56,000	6 500,00	364 000,00
10.18	F/P de cuvette a l'anglaise + siphon y/c chasse d'eau et tous sujets.	U	57,000	10 000,00	570 000,00
10.19	F/P de baignoire L=1,40m + siphon et grille en PVC y/c toutes sujets.	U	56,000	12 000,00	672 000,00
d) Gaz					
10.20	F/P de tuyaux en cuivre pour gaz y/c T+coude en fourreaux et toutes siestions :				
	a) diam 40/42 ep 1mm	ml	340,000	2 500,00	850 000,00
	b) diam 20/22 ep 1mm	ml	887,740	1 800,00	1 597 932,00
	c) diam 16/18 ep 1mm	ml	900,000	1 700,00	1 530 000,00
	d) diam 14/16 ep 1mm	ml	900,000	1 500,00	1 350 000,00
10.21	F/P de robinet d'arrêt Gaz avant compteur Ø20/22.	U	56,000	800,00	44 800,00
10.22	F/P de robinet d'arrêt Gaz Ø20/22.	U	56,000	800,00	44 800,00
10.23	F/P de robinet d'arrêt Gaz Ø14/16.	U	176,000	800,00	140 800,00
S /Total					13 626 211,60
11/ Peinture					
11.01	Badigeonnage aux choux sur murs extérieur, cage d'escalier et balcon.	m ²	400,960	120,00	48 115,20
11.02	Peinture vinylique en deux couches y/c 02 couches d'enduit gras sur murs extérieur.	m ²	4 579,060	120,00	549 487,20
11.03	Peinture vinylique en deux couches y/c 02 couches d'enduit gras sur murs intérieur.	m ²	9 389,790	120,00	1 126 774,80
11.04	Peinture vinylique en deux couches y/c 02 couches d'enduit gras sous plafonds.	m ²	6 650,200	120,00	798 024,00
11.05	Peinture laquée en deux couches y/c 02 couches d'enduit gras sur murs intérieur.	m ²	4 561,146	150,00	684 171,90
11.06	Peinture laquée en deux couches y/c 02 couches d'enduit gras sous plafonds.	m ²	1 278,670	150,00	191 800,50
11.07	Peinture à l'huile sur boiserie.	m ²	1 601,740	90,00	144 156,60
11.08	Peinture glycérophtalique sur ferronnerie.	m ²	405,600	90,00	36 504,00

S /Total					3 579 034,20
N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	U	Quantité	P / U	Montant
12/ Divers					
13,01	F/P d'installation d'une cage d'ascenseur	U	1,00	1 854 218,23	1 854 218,23
S /Total					1 854 218,23

Total en H.T	215 385 974,60
T.V.A 19 %	40 923 335,17
Total en T.T.C	256 309 309,77

Prix total (DA)	Commerce	Service	Logements
256 309 309,77	17087287,32	34174574,64	205 047 447,82

X.4.1. Comparaison des résultats

Logement	Cout obtenue	Des informations selon (DL, OPGI, AADL) pour l'année 2018
F3 (70m ²)	3 133 912,96 DA	3 100 000,00 DA
F4 (85m ²)	3 805 456,73 DA	3 900 000,00 DA

On peut dire que notre étude est économique et le cout est acceptable

X.5. Conclusion

La planification des projets de construction devient de plus en plus indispensable pour mieux maîtriser le chantier de construction. Le but est l'économie du temps, d'argent, d'effort, de matériel et de main d'œuvre.

Dans notre projet de réalisation et afin de respecter le délai contractuel de 36 mois, nous avons l'obligation d'étudier pas à pas toutes les tâches, déterminer les quantités des travaux, limiter les délais partiels. L'application des deux méthodes (Gantt, Pert) sur notre projet nous a dotés de plusieurs informations sur le déroulement et le suivi du projet.

La première méthode (Gantt) sera exploitée pour l'avancement de travaux et à la programmation des ressources.

La deuxième méthode (Pert) sera exploitée pour le contrôle des délais et la maîtrise du temps à fin de modifier les réseaux en cas de retard et prendre le risque des charges.

Conclusion générale

L'étude de ce projet a été très utile pour nous ; car elle nous a donné l'occasion de développer nos connaissances et exploiter tout ce que on a étudié durant les années de spécialité en génie civil.

Dans la conception de ce projet on a utilisé les logiciels **ETABS V 9.7.4, AUTOCAD V 2016, SOCOTEC V 1.01.026, GANTT PROJECT 2.8.9**...etc, parmi les avantages de ces derniers et la rapidité d'exécution, et l'exactitude des résultats.

Le master et l'ingénieur en génie civil n'est pas calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; doit prendre en compte la sécurité pour éviter carrément les dégâts humains et matériels, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

Dans la partie de ferraillement des éléments résistants nous avons constaté que les sollicitations sont plus importantes sur les combinaisons accidentelles et aussi pour le ferraillement par le minimum **R.P.A 99/version 2003** est suffisant dans plusieurs cas (poteau, voiles...).

L'étude de l'infrastructure, est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol supportant l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

La planification des projets de construction devient de plus en plus indispensable pour mieux maîtriser le chantier de construction. Le but est l'économie du temps, d'argent, d'effort, de matériel et de main d'œuvre.

Enfin, l'étude de ce projet sera la source de notre avenir, ou bien sera une base et un point de départ pour notre vie professionnelle.

Nous pensons que cette étude doit être complétée par une étude comparative (étude d'un **Tour R+15** en charpente métallique), ou bien mixte (Béton Armé, Charpente métallique).

Abstract

This support gives a detailed study of a tower of multiple uses implanted in tissemsilt with ground floor and 15 levels.

The study included seven axes :

The first axes : Includes the theoretical and technical characters and materials .

The second axes:Includes the calculation and pre-dimensionning of the elements (columns ,beams)

Thirds axes :The study of the secondary elements :stairs,balcony

The fourth axis :The study of the dynamics of the building following the rules **R.P.A 99/Version 2003** and using the program **ETABS V9.7.4**

Fifth axis :The study of the impact of the wind on the building and resistance-elements and holding-walls.

Sixth axis :The study of the foundations serounding-base-walls ,general radier.

And in this last axis ,we study the economicals through a detailed quantitative study and the evaluation of the projects in all his aspects.

Key words :Tower ,Concreet ,Pre-dimensionning .

المخلص

هذه الدراسة تقدم بحثًا مفصلاً لبرج بالخرسانة المسلحة ثلاثي الاستعمال بولاية تيسمسيلت، يتكون من طابق ارضي و خمسة عشر طابق اخر.

تضمنت الدراسة سبعة محاور:

المحور الاول: يتضمن الجانب النظري(خصائصه الهندسية المواد المستخدمة،فرضيات الحساب...الخ).

المحور الثاني: يتضمن حساب الابعاد الاولية للعناصر الأعمدة، الروافد...).

المحور الثالث: يتضمن دراسة العناصر الثانوية للمبنى (السالام، الشرفة...).

المحور الرابع: في هذا المحور قمنا بالدراسة الديناميكية للمبنى حسب قواعد (R.P.A 99/version 2003) بالإضافة الى استخدام برنامج (ETABS V 9.7.4).

المحور الخامس: يشتمل هذا المحور دراسة مفصلة لتأثيرات الريح على المبنى، وكذا الاجزاء المقاومة للبناءية و الجدران المسلحة.

المحور السادس: في هذا المحور قمنا بدراسة الاساسات (الجدار المحيط، والأساس العام).

وفي المحور الاخير ونهاية البحث ندرس كل هذا من الجانب الاقتصادي من خلال دراسة كمية وتقييمية للمشروع ككل مع المدة التي يمكن استغراقها لانجاز هذا المبنى .

الكلمات المفتاحية :

برج، الخرسانة المسلحة، الابعاد.

Résumé

Cette étude fournit une étude détaillée d'une tour en béton armé à usages multiple implanté à Tissemsilt, comprenant un rez-de chaussée et 15 étages.

Notre étude comprends sept parties :

La première partie : Inclut le coté théorique, caractéristiques techniques et matériaux utilisées.

La deuxième partie : Comprend les calculs et le pré-dimensionnement des éléments principaux (poutres, poteaux).

Le troisième chapitre : Dans lequel nous avons étudié les éléments secondaires tel que (les escaliers et le balcon).

Le quatrième chapitre : Qui comprends l'étude dynamique du bâtiment selon des règles **(R.P.A 99/Version 2003)**.En utilisant le programme **(ETABS V 9.7.4)**.

La cinquième partie : Comprend une étude détaillée de l'impact du vent sur le bâtiment, ainsi que les éléments principaux et les murs voiles.

La sixième partie : Est consacrée à l'étude des fondations (voile périphérique, radier général).

Dans la dernière partie et à la fin de la recherche, nous avons étudié l'aspect économique à travers une étude quantitative et d'évaluation du projet dans son ensemble avec la durée de la réalisation.

Mots clés : Tour, Béton Armé, Pré-dimensionnent.

Liste des tableaux :

Tableau I.1: Les déformations limitent du pivot.	24
Tableau II.1: Charge et surcharge du plancher terrasse.....	31
Tableau II.2: Charge et surcharge des étages courants.....	32
Tableau II.3: Charge et surcharge du plancher(dalle pleine).....	33
Tableau II.4 : Charge et surcharge des murs extérieurs.....	34
Tableau II.5: Charge et surcharge des murs intérieurs	34
Tableau II.6: Dégression des charges d'exploitations.....	36
Tableau II.7: Tableau récapitulatif des sections des poteaux par types.....	41
Tableau III.1: Rapport entre les travées successives.	51
Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des sollicitation des poutrelles (RDC)	53
Tableau III.3 : Vérification des compressions.....	60
Tableau III.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles étage courant (1 ^{er} -14 ^{ème} étage).....	65
Tableau III.5 : Vérification des compressions.....	71
Tableau III.6 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (terrasse).	80
Tableau III.7 : Vérification des compressions.....	86
Tableau IV.1 :Calcul de ferrailage.	103
Tableau IV.2 :Vérification de la contrainte de cisaillement.....	104
Tableau IV.3 : La descente des charges d'une dalle pleine.....	105
Tableau IV.4: Ferrailage du balcon.	106
Tableau IV.5: Charges et surcharge du paillasse type 1(cas volée 1).	113
Tableau IV.6: Charges et surcharge du palier type 1 (cas volée 1).	114
Tableau IV.7:Calcul les efforts tranchants de l'escalier type 1 (cas de volée 1).....	115
Tableau IV.8: Charges et surcharge du paillasse type 1(cas volée 2).	121
Tableau IV.9: Charges et surcharge du palier type 1 (cas volée 2).	122
Tableau IV.10: Calcul effort tranchant de l'escalier type 1 (cas volée2).	123
Tableau IV.11: Vérification des différentes conditions (poutre palière).....	129
Tableau IV.12: Charges et surcharge du paillasse.....	135
Tableau IV.13 : Charges et surcharge du palier	136
Tableau IV.14: Ferrailage de paillasse	138
Tableau IV.15: Poids mort de l'ascenseur.....	146
Tableau IV.16: Les résultats des moments isostatiques des rectangles.....	151
Tableau IV.17: Les résultats des moments isostatiques des rectangles.....	156
Tableau V.1: Détermination des poids des différents niveaux W(KN).....	171

Tableau V.2: Masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau.	173
Tableau V.3: Participation massique cumulée.....	177
Tableau V.4: Tableau des modes et des périodes.....	178
Tableau V.5: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens.....	179
Tableau V.6: Vérification à l'effet P- Δ	181
Tableau VI.1: Paramètres de calcul.....	183
Tableau VI.2: Coefficient de rugosité..	185
Tableau VI.3: Coefficient d'exposition.....	185
Tableau VI.4: Valeur de $I_v(Z)$ (Intensité de turbulance).....	186
Tableau VI.5: Valeur de Q_p (Z_e) la pression dynamique de pointe.....	186
Tableau VI.6 :Récapitulatif.....	187
Tableau VI.7: Coefficient dynamique C_d	188
Tableau VI.8: Récapitulatif (La force exercée par le vent F_w).....	190
Tableau VI.9: Récapitulatif (Légende pour les toiture plat).....	192
Tableau VI.10 : Valeur de coefficient C_{pe}	194
Tableau VI.11 : Forces extérieurs sur les parois au vent	195
Tableau VI.12 : Forces extérieurs sur les parois parallèles au vent et sous le vent.....	196
Tableau VI.13: Valeur de $I_v(Z)$	198
Tableau VI.14: Coefficient de rugosité.	198
Tableau VI.15 : Valeur de $C_e(z)$	199
Tableau VI.16: Valeur de $q_p(z)$	199
Tableau VI.17 : Récapitulatif.....	200
Tableau VI.18 : Illustre les différentes étapes de calcul du coefficient C_d	201
Tableau VI.19 : Récapitulatif (La force exercée par le vent F_w).....	203
Tableau VI.20 : Récapitulatif (Légende pour les toiture plat).....	205
Tableau VI.21: Valeur des coefficients C_{pe}	206
Tableau VI.22: Force extérieur sur les parois au vent.....	207
Tableau VI.23 : Force extérieur sur les parois parallèles au vent et sous le vent.....	208
Tableau VII.1: Exemple de ferrailage des poutres en travée.....	211
Tableau VII.2 : Exemple de ferrailage des poutres sur appuis.....	212
Tableau VII.3: Ferrailage des différents niveaux (poutres principales).....	212
Tableau VII.4: Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaires).....	213

Tableau VII.5: Ferrailage des poutres principales.....	218
Tableau VII.6: Ferrailage des poutres secondaires.....	219
Tableau VII.7: Les sections minimales et maximales imposée par le R.P.A 99(version 2003).	221
Tableau VII.8: Les sollicitations défavorables du 1 ^{er} genre.	221
Tableau VII.9: Les sollicitations défavorables du 2 ^{ème} genre.....	222
Tableau VII.10:Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux.	226
Tableau VII.11: Vérification au flambement des poteaux des différents étages.	229
Tableau VII.12:Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux liés aux voiles.....	230
Tableau VII.13: Ferrailages des poteaux.....	231
Tableau IX.1: Section des semelles filantes dans le sens longitudinal.....	250
Tableau IX.2: Section des semelles filantes dans le sens transversal.....	251
Tableau IX.3 :Vérification la stabilité du radier en situation accidentelle	256
Tableau IX. 4: Les moments fléchissant suivant les deux sens.	257
Tableau IX. 5 : Ferrailage de la poutre en appuis suivant le sens longitudinale.	262
Tableau IX. 6: Ferrailage de la poutre sur appuis suivant le sens transversale.	263
Tableau X.1 : Liste des taches.....	271

Liste des figures :

Figure I.1: Diagramme parabole rectangle des contraintes déformations du béton.	18
Figure I.2: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'E.L.S.	19
Figure I.3: Diagramme contraintes-déformations.....	21
Figure I.4: Diagramme des déformations limitées de la section- règles des trois pivots.	24
Figure II.1: Coupe du plancher à corps creux.....	27
Figure II.2: Plancher terrasse.....	31
Figure II.3: Plancher étage courant, R.D.C.	32
Figure II.4: Plancher (dalle pleine).....	33
Figure II.5: Détail mur extérieur.....	33
Figure II.6: Détail d'un mur intérieur.	34
Figure II.7: Le poteau le plus sollicité.....	38
Figure II.8: Coupe de voile en élévation.	42
Figure III.1: Dimensionnement des poutrelles.	44
Figure III.2: Disposition des poutrelles.....	45
Figure III.3: Diagrammes des moments corrigés.	46
Figure III.4: Diagramme de l'effort tranchant.....	47
Figure III.5: La section de la poutrelle calculé (en T).	54
Figure III.6: Position de l'axe neutre	55
Figure III.7: Compression de la bille d'about	58
Figure III.8: Ferrailage des poutrelles de rives.....	64
Figure III.9: Ferrailage des poutrelles intermédiaires.	64
Figure III.10: Compression de la bille d'about	69
Figure III.11: Ferrailage des poutrelles de rives.....	76
Figure III.12: Ferrailage des poutrelles intermediaires	76
Figure III.13: Diagramme des moments fléchissant M [KN.m]à (E.L.U).	79
Figure III.14: Diagramme des efforts tranchants T [KN]à (E.L.U).....	80
Figure III.15: Compression de la bille d'about.	84
Figure III.16: Ferrailage des poutrelles de rives.....	91
Figure III.17: Ferrailage des poutrelles intermediaires.	91
Figure III.18: Schéma de Ferrailage de la dalle de compression.....	92
Figure III.19: Panneau de dalle le plus sollicité	92
Figure III.20: Schéma ferrailage supérieur du panneau de la dalle pleine.	98
Figure III.21: Schéma ferrailage inferieur du panneau de la dalle pleine.	99
Figure IV.1: Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.	101

Figure IV.2: Schéma du ferrailage d'acrotère.	104
Figure IV.3: Schéma représente type de balcon.	105
Figure IV.4: Schéma représente détaille d'une dalle pleine.	106
Figure IV.5: Schéma de ferrailage du balcon.	109
Figure IV.6: Schéma de l'escalier.	110
Figure IV.7 : Vu en plan de l'escalier (Type 1).	111
Figure IV.8 : Schéma statique de l'escalier type 1 (cas de volée 1).	111
Figure IV.9: Schéma statique des charges de l'escalier type 1 (cas de volée 1).	115
Figure IV.10: Diagrammes moments et l'efforts tranchant (M ,T) de l'escalier type 1 (cas volée 1).....	116
Figure IV.11: Schéma de ferrailage de l'escalier type 1(cas volée1).	119
Figure IV.12: Schéma statique de l'escalier type 1 (cas de volée 2).	119
Figure IV.13 : Schéma statique des charges de l'escalier type 1 (cas de volée 2).	123
Figure IV.14 : Diagrammes moments et l'efforts tranchant (M ,T) de l'escalier type 1 (cas volée 2).....	124
Figure IV.15: Schéma de ferrailage de l'escalier type 1 (cas volée 2).	127
Figure IV.16: Diagramme du moment de la poutre palière.	128
Figure IV.17: La poutre palière à la torsion.	130
Figure IV.18:Schéma de ferrailage de la poutre palier.....	133
Figure IV.19: Vu en plan de l'escalier type 2.....	134
Figure IV.20: Schéma de la marche	137
Figure IV.21: Schéma de palier	140
Figure IV.22: Schéma d'un ascenseur.	145
Figure IV.23: Répartition des charges sur la dalle d'ascenseur.	149
Figure IV.24: Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.	149
Figure IV.25:Dessin montrant la concentration des charges.	150
Figure IV.26:Moments de la dalle.	151
Figure IV.27: Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.	159
Figure IV.28: Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur.	160
Figure V.1: Organigramme de la première étape de la modélisation..	165
Figure V.2: Organigramme de la deuxième étape de la modélisation.....	166
Figure V.3: Organigramme de la troisième étape de la modélisation.....	166
Figure V.4:Spectre de réponse.....	167
Figure V.5:Poids de chaque étage.	170
Figure V.6: Disposition des voiles.....	174

Figure V.7: Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS 9.7.4	175
Figure V.8: Modes principaux de la vibration.....	175
Figure VI.1: Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique....	184
Figure VI.2: Facteur elancement Ψ_λ	189
Figure VI.3: Légende pour les toiture plat.....	191
Figure VI.4.Légende pour les parois verticales	193
Figure VI.5:Les valeurs des coefficients de pression extérieure C_{pe} (selon la direction V_1)	194
Figure VI.6 : Coefficient de pression C_{pi} en fonction de l'indice de perméabilité μ_p	195
Figure VI.7 : Subdivision du bâtiment pour la définition de la hauteur de référence.....	197
Figure VI.8 :Facteur elancement Ψ_λ	202
Figure VI.9 :Légende pour les toiture plat.....	204
Figure VI.10 :Légende pour les parois verticales.....	206
Figure VI.11: Coefficient de pression C_{pi} en fonction de l'indice de perméabilité μ_p	207
Figure VII.1 : Répartition des moments dans la zone nodale.....	214
Figure VII.2 : Zone nodale.....	221
Figure VIII.1 :Schéma de ferrailage du mur voile.....	237
Figure VIII.2: Schéma du ferrailage d'un trumeau.....	239
Figure VIII.3 : Schéma explicatif du linteau.....	240
Figure VIII.4: Schéma du ferrailage de linteau.....	241
Figure IX.1: Schéma de la distribution des charges sur de voile périphérique.....	244
Figure IX.2: Schéma d'une semelle isolée.....	249
Figure IX.3: Schéma d'une Semelle filante.....	250
Figure IX.4 : Radier général.....	252
Figure IX.5 : Schéma du panneau le plus défavorable.....	257
Figure IX.6 : Ligne de rupture d'un panneau	259
Figure IX.7: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.....	260
Figure IX.8: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.....	261
Figure IX.9: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinale.....	264
Figure IX.10: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens transversale.....	265
Figure X.1:Planification de projet.....	266
Figure X.2 : Les acteurs dans le domaine du bâtiment.....	270
Figure X.3 : Le chemin critique.....	275
Figure X.4:La tache A de durée 5.....	276

Figure X.5: Représentation d'une étape.....	277
Figure X.6: Représentation du réseau (PERT).....	277
Figure X.7:Tâches successives.....	277
Figure X.8 : Tâches simultanées.....	278
Figure X.9: Tâches convergentes.....	278
Figure X.10: Représentation du réseau Pert.....	279

Notations et symboles

Symboles	Signification
E.L.S	État Limite De Service ;
E.L.U	État Limite Ultime ;
C^{te}	Valeur Constance ;
A_s	Section D'aciers ;
A_s'	Section D'aciers Comprimés ;
A_{max}, A_{min}	Section D'acier Maximale Et Minimale ;
A.N	Axe Neutre ;
A_s	Armatures Supérieures ;
A_t	Section D'un Cours D'armatures Transversales ;
B_r	Section Réduite ;
B_o	Section Homogène Totale ;
E_s	Module D'élasticité ;
F_{bc}	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton ;
G	Action Permanente ;
I_o	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène ;
M_a	Moment Sur Appuis ;
M_{ser}	Moment Fléchissant A L'E.L.S ;
M_u	Moment Fléchissant A L'E.L.U ;
$M_{\hat{a}x}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé ;
M_{oy}	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A l_y ;
N_{ser}	Effort Normal De Service ;
N_u	Effort Normal Ultime ;
P_{ser}	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S ;
P_u	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U ;
V_u	Effort Tranchant A L'E.L.U ;

A	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale ;
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau ;
B	Largeur D'une Table De Compression ;
b_0	Largeur d'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T ;
b_1	Largeur d'une aile de tension en T ;
d	Hauteur utile d'une section ;
e_0	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton ;
f_{cj}	Résistance caractéristique du béton à la compression à j- jours ;
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j ;
f_e	Limite d'élasticité de l'acier ;
f_{ij}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à j- jours ;
f_{i28}	Résistance conventionnelle a la traction du béton a 28 j ;
h	Hauteur totale d'une section ;
h_0	Hauteur d'une table de compression ;
i	Rayon de giration ;
l_a	Portée d'ancrage ;
l_f	Hauteur de flambement ;
l_i	Portée de travée ;
l_r	Longueur de recouvrement ;
l_s	Longueur de scellement ;
l_o	Longueur fictive ;
$\eta=15$	Coefficient d'équivalence ;
S_t	Espacement des armatures transversales ;
ϵ_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé ;
ϵ_s	Allongement relatif des aciers tendus ;
ϵ_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimé ;

ε_{st}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f_e / γ_s) ;
π	Coefficient de fissuration ;
λ	Élancement géométrique ;
μ	Coefficient de frottement acier /béton ;
ν	Coefficient de poisson ; effort normal réduit ;
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton ;
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S ;
σ_s	Contrainte de traction de l'acier,
τ_{su}	Contrainte d'adhérence limite ;
τ_u	Contrainte tangentielle conventionnelle ;
ϕ	Diamètre d'une barre ;
ϕ_l	Diamètre d'une barre longitudinale ;
ϕ_t	Diamètre d'une barre transversale ;
ψ, ψ'	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes ;
ψ_s	Coefficient de scellement ;

Annexe 01

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm.

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Annexe 02

Les valeurs de M1 (M2) pour $\rho = 1$.

<i>U/lx</i>											
<i>V/ly</i>	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

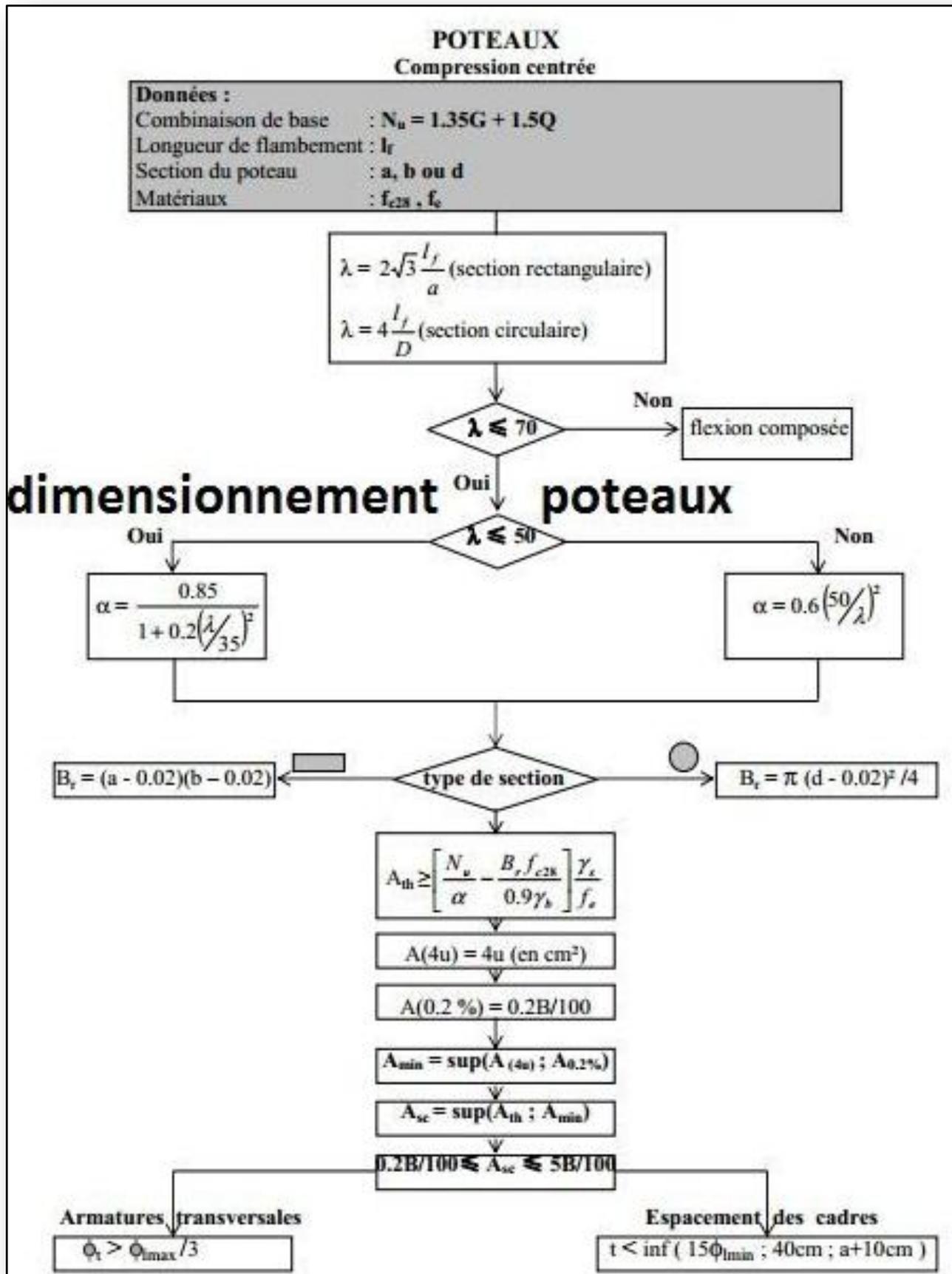
NOTA: Pour avoir les valeurs de M2; IL suffit de permuter U et V

Annexe 03

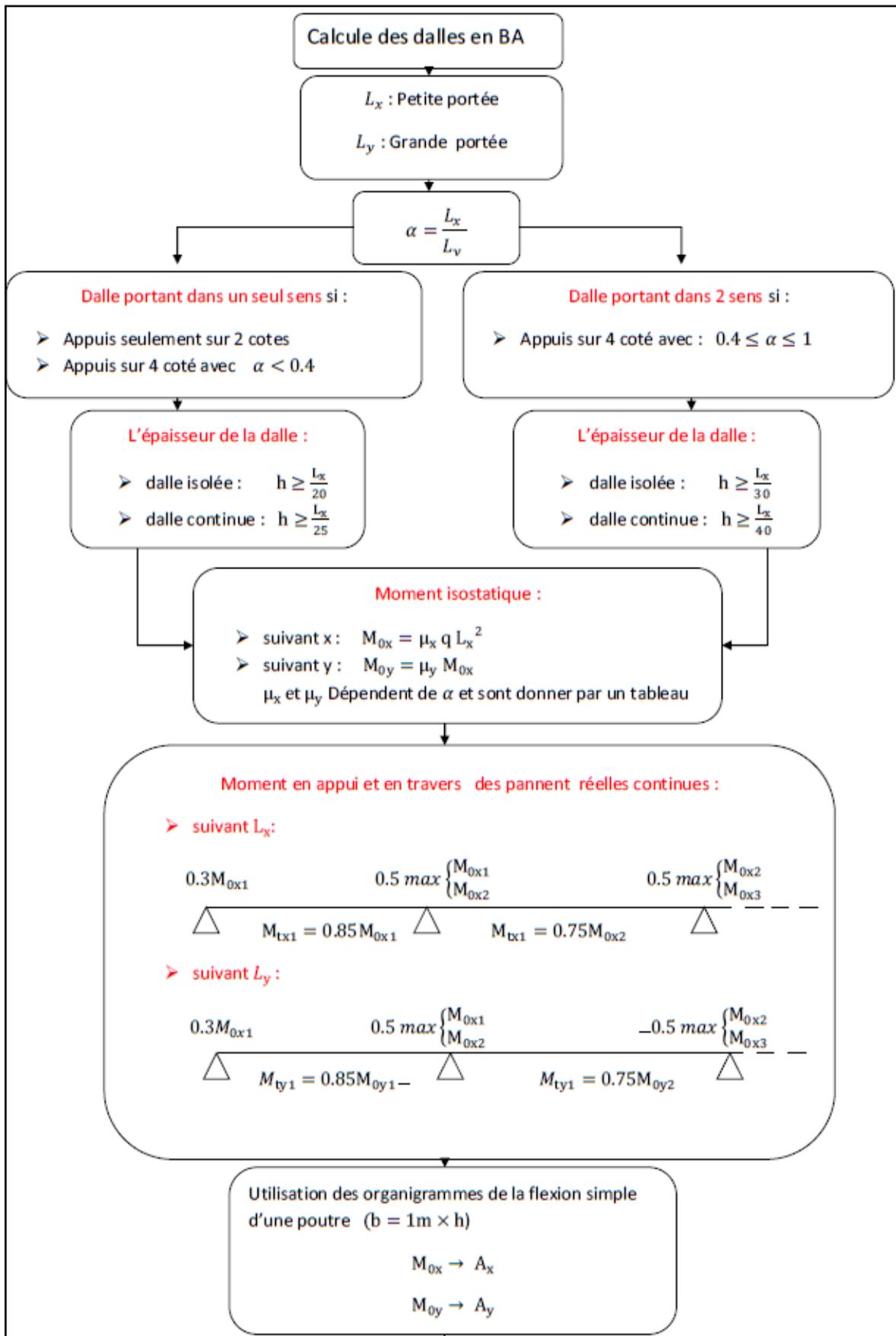
Dalle rectangulaire uniformément chargées articulée sur leur contour.

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexe 04



Annexe 05



Section minimale des armatures

> selon Ly :

$$A_{ymin} (\text{cm}^2/\text{m}) \begin{cases} 12h & \text{pour RL} \\ 8h & \text{pour HA 400} \\ 6h & \text{pour HA 500} \end{cases} \quad h \text{ en mètre}$$

> selon Lx :

$$A_{xmin} (\text{cm}^2/\text{m}) = \frac{3-\alpha}{2} A_{ymin}$$

Effort tranchant

> $\alpha < 0.4$:

$$V_{ux} = q_u \frac{L_x}{2} \quad \text{Et} \quad V_{uy} = 0$$

> $0.4 \leq \alpha \leq 1$:

$$V_{ux} = \frac{q_u L_x L_y}{L_x + 2L_y} \quad \text{Et} \quad V_{uy} = q_u \frac{L_x}{3}$$

besoin d'armature transversale

$$\tau_u = \frac{V_u}{d b} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Pas d'armature transversale

Espacement maximale

FPP

$$S_{tx} \leq \min \begin{cases} 3h \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Pour les As parallèle à } L_x$$
$$S_{ty} \leq \min \begin{cases} 4h \\ 45 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Pour les As parallèle à } L_y$$

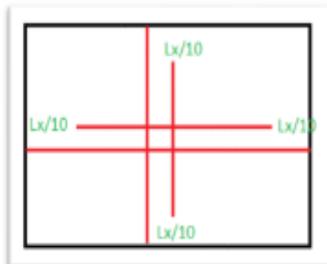
FP ou FTP

$$S_{tx} \leq \min \begin{cases} 2h \\ 25 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Pour les As parallèle à } L_x$$
$$S_{ty} \leq \min \begin{cases} 3h \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Pour les As parallèle à } L_y$$

Les arrêts des barres

En travée :

Les arrêts en travée sont arrêtés 1 sur 2 à $\frac{L_x}{10}$

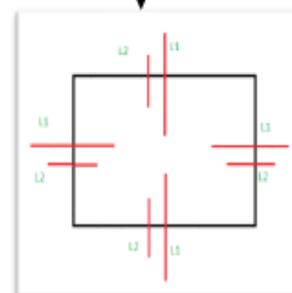


En appui :

Les armatures sur appuis sont arrêtées 1 sur 2 de L1 et L2

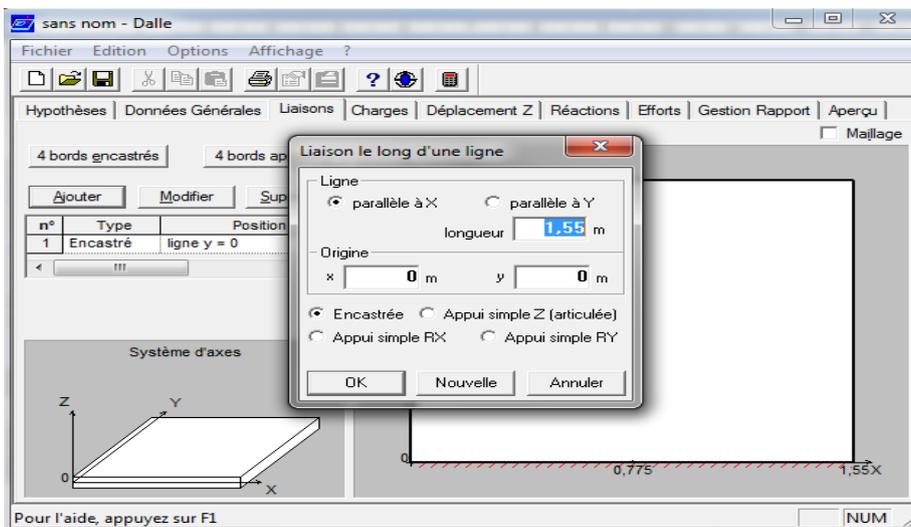
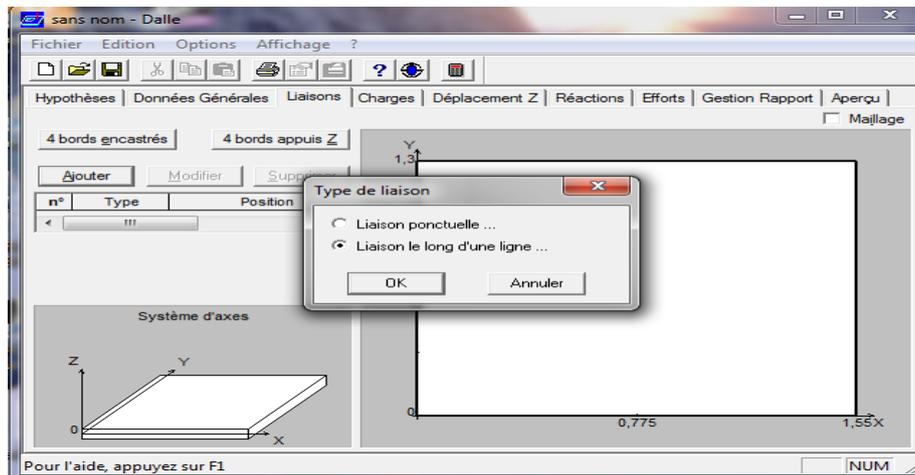
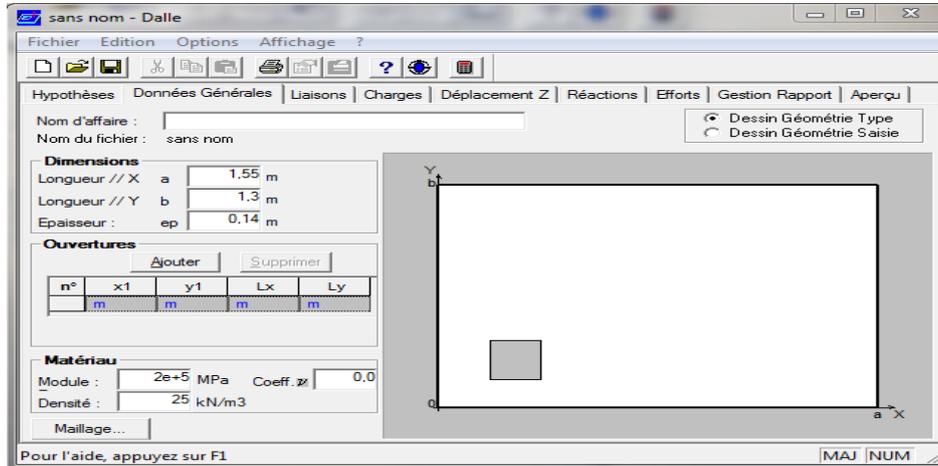
$$L_1 = \max \begin{cases} L_s & \text{pour un panneau intermédiaire} \\ 0.2L_x & \text{pour un panneau intermédiaire} \\ 0.25L_x & \text{pour un panneau de rive} \end{cases}$$

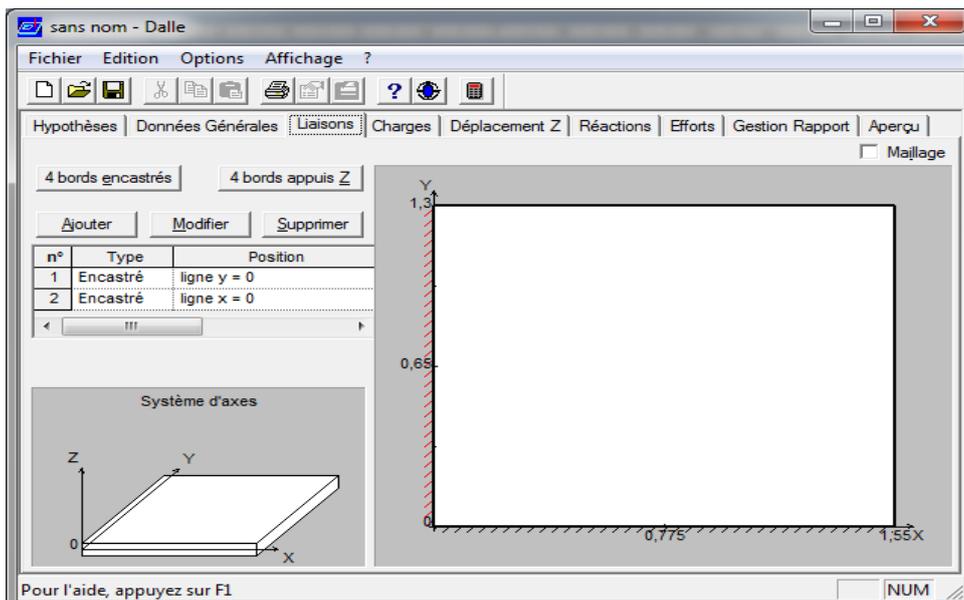
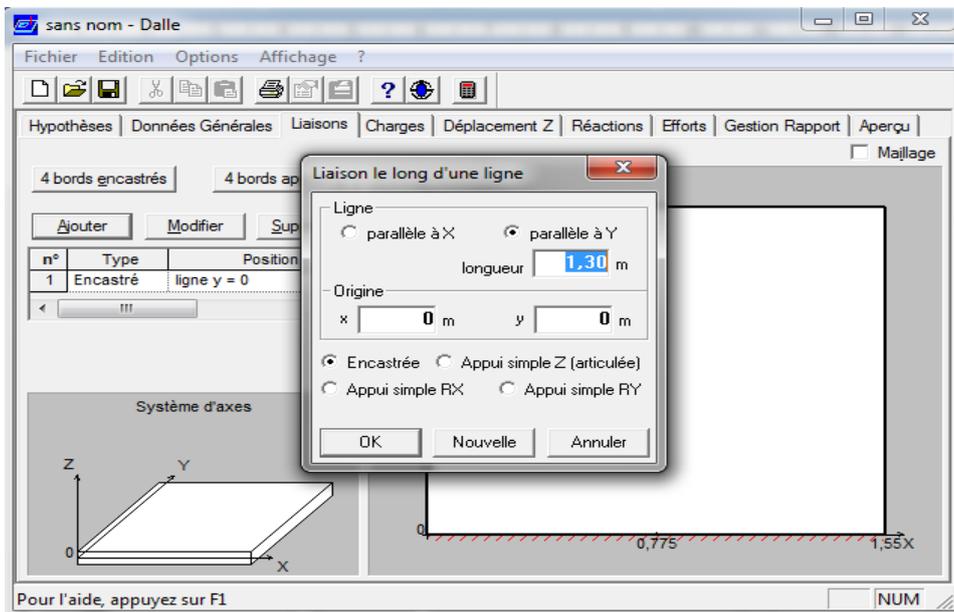
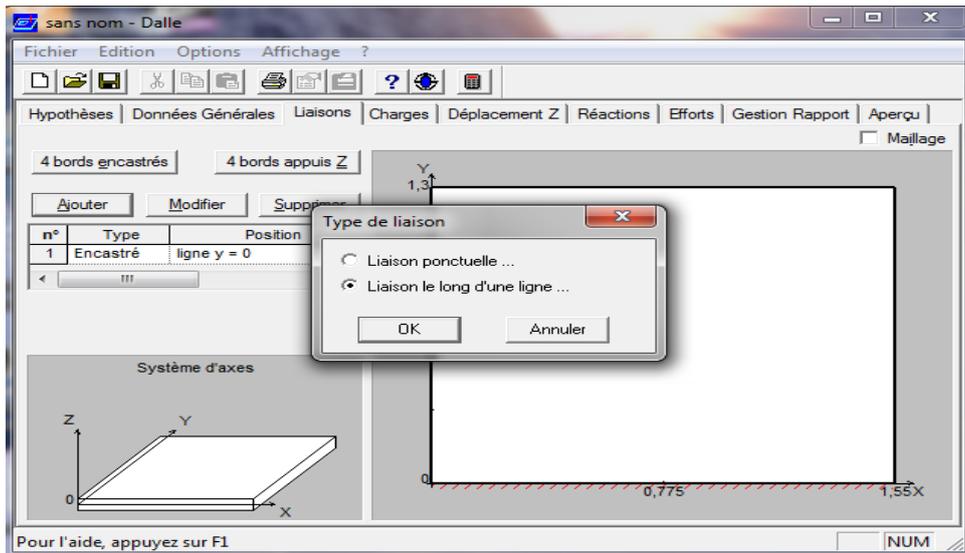
$$L_2 = \max \begin{cases} L_s \\ \frac{L_1}{2} \end{cases}$$

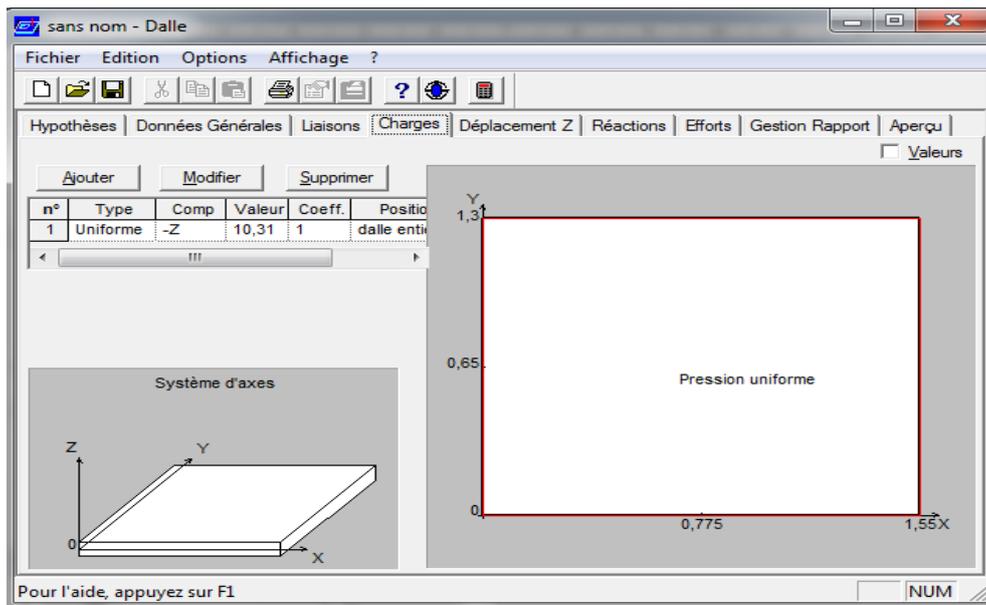
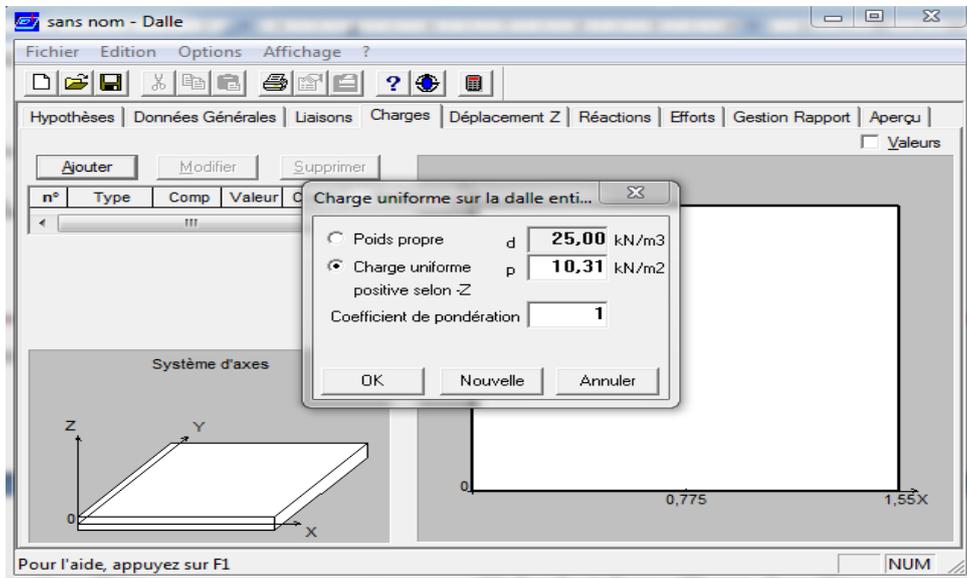
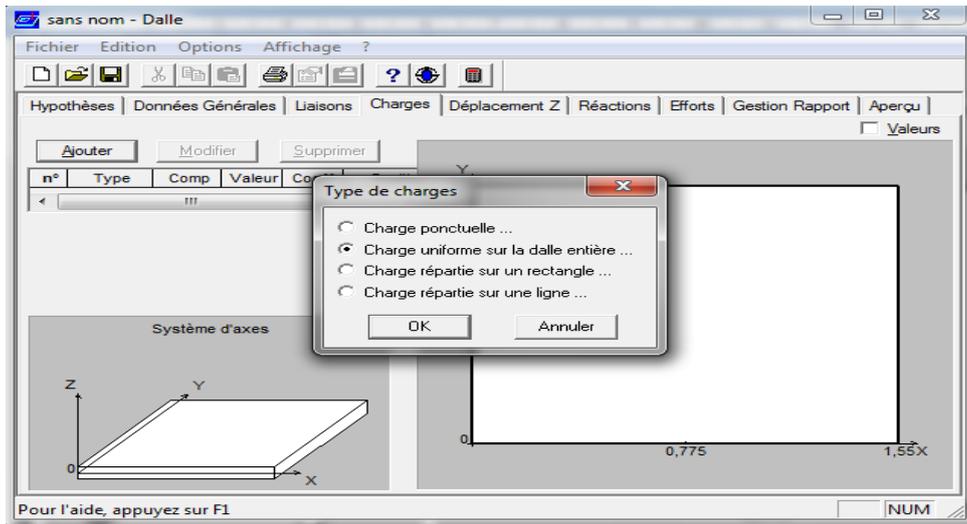


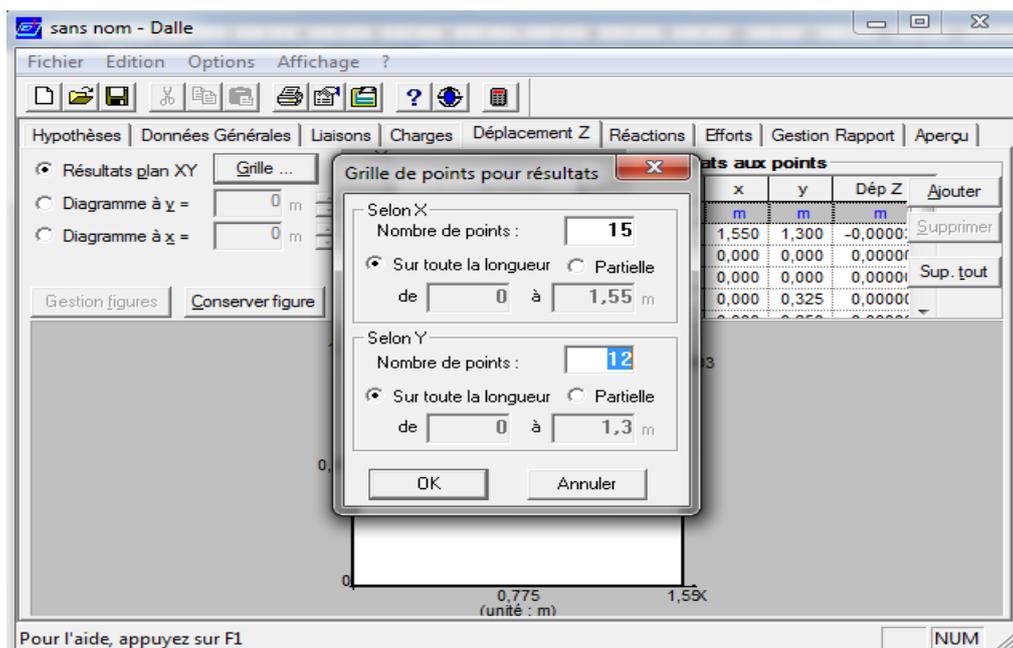
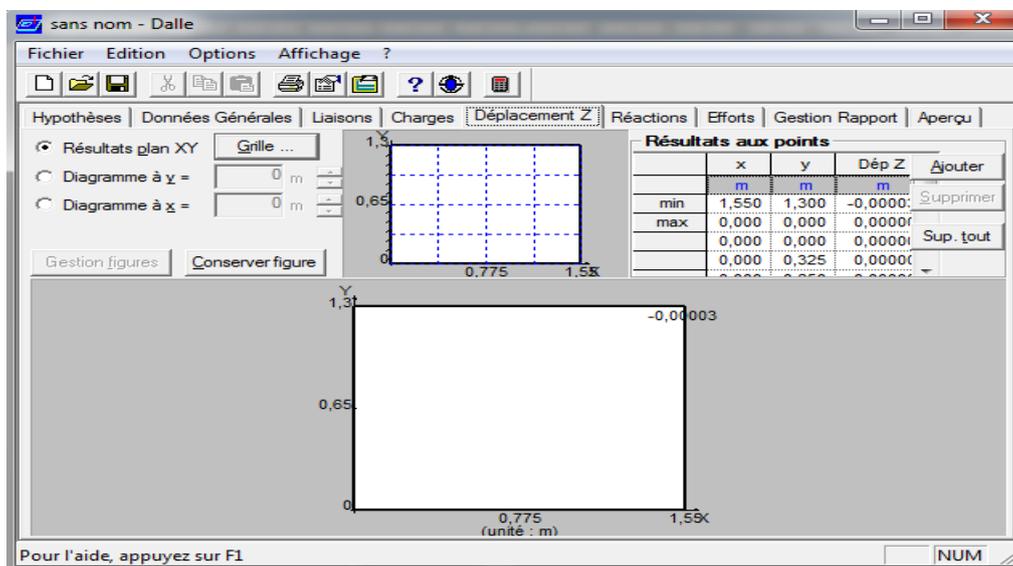
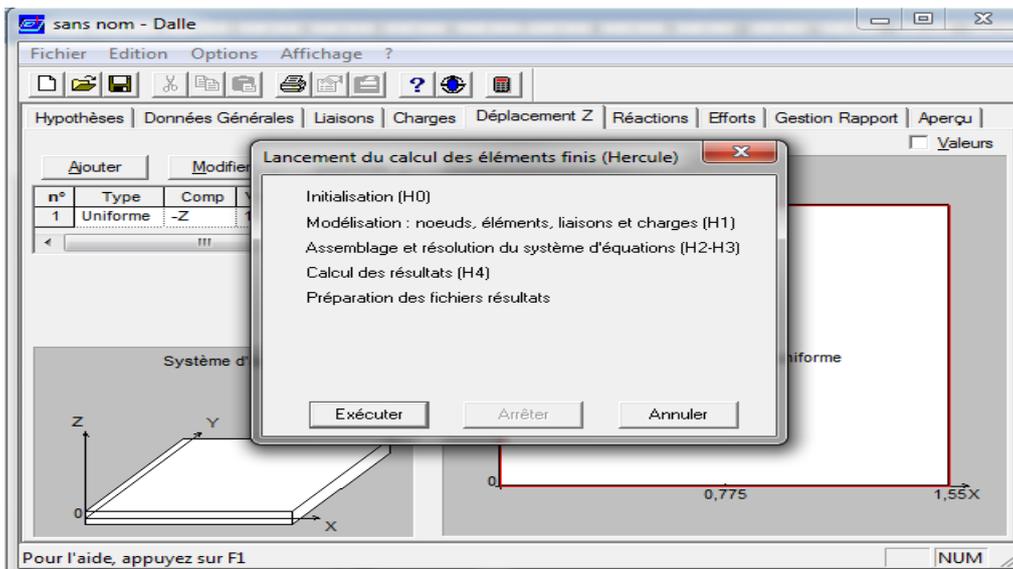
Annexe 06

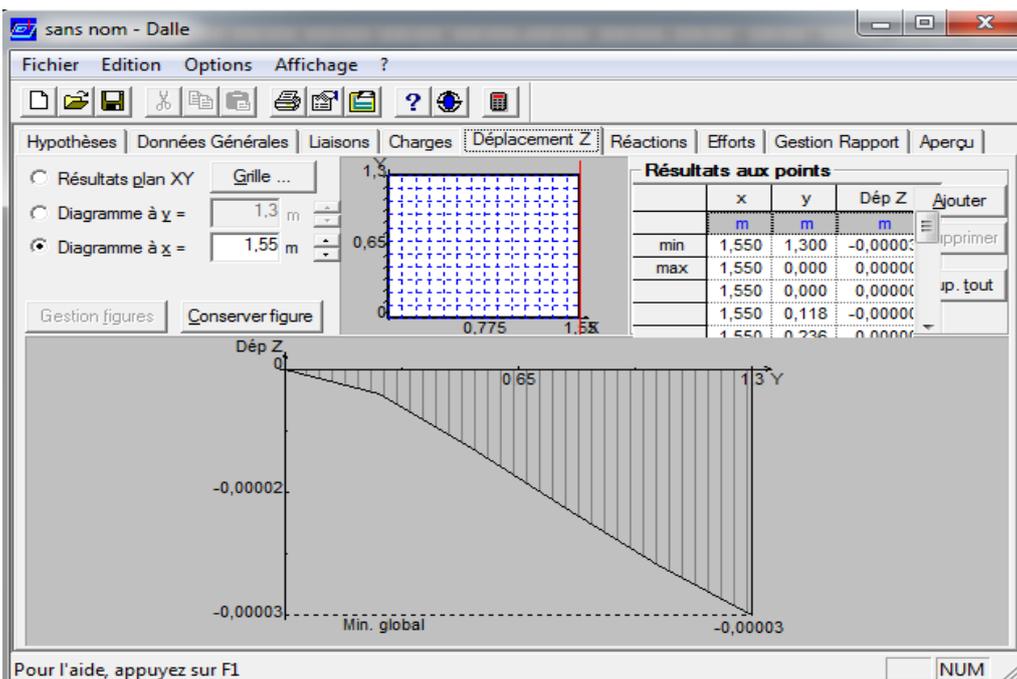
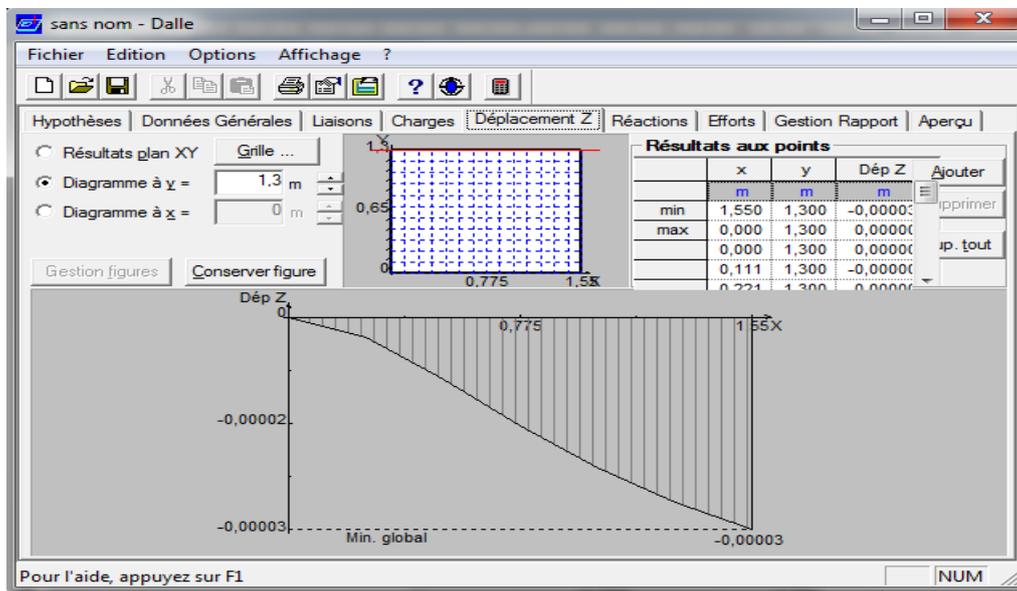
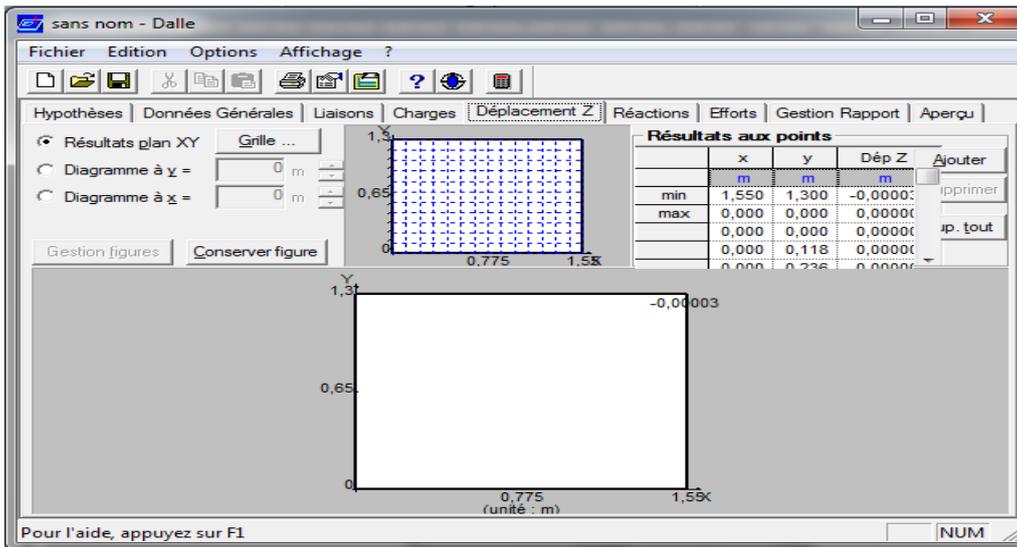
Exemple de calcul dans le SOCOTEC

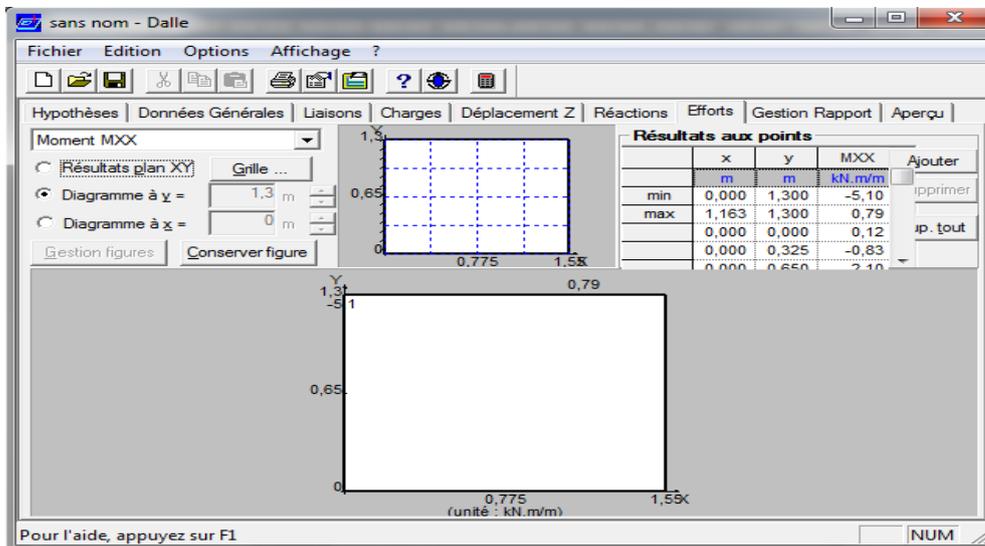
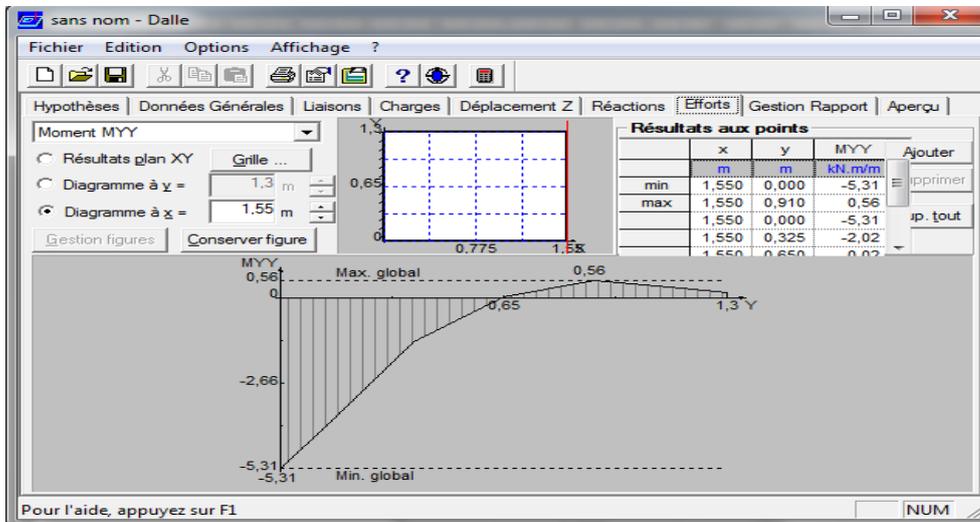


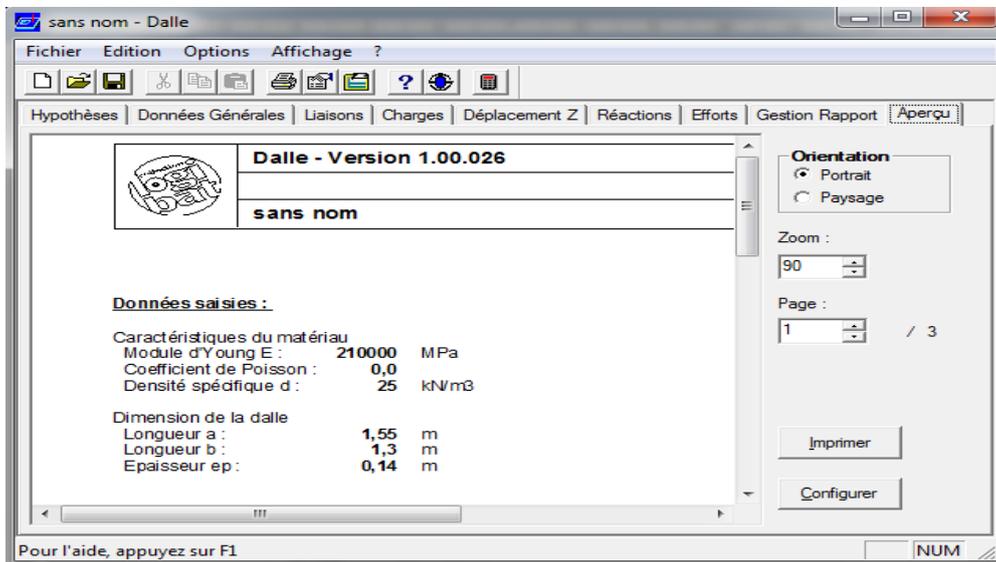
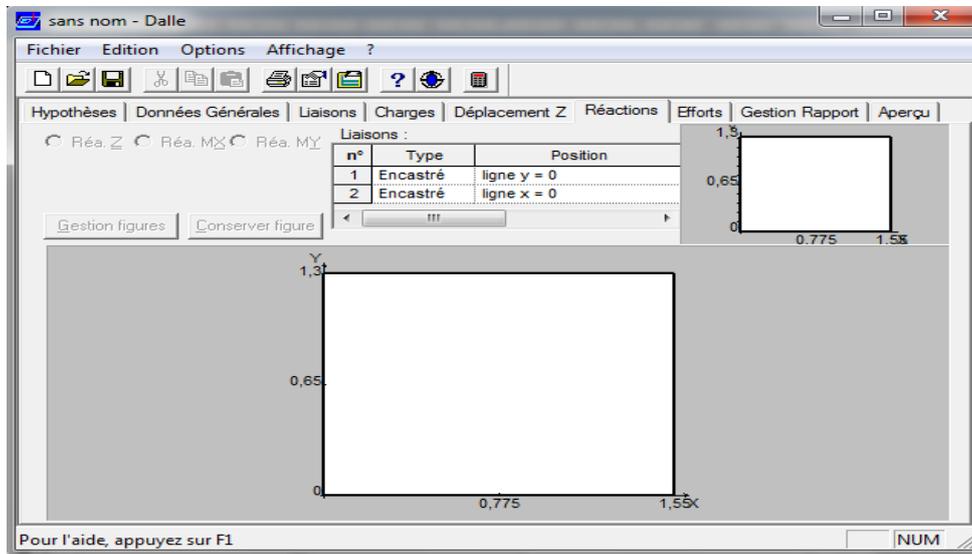




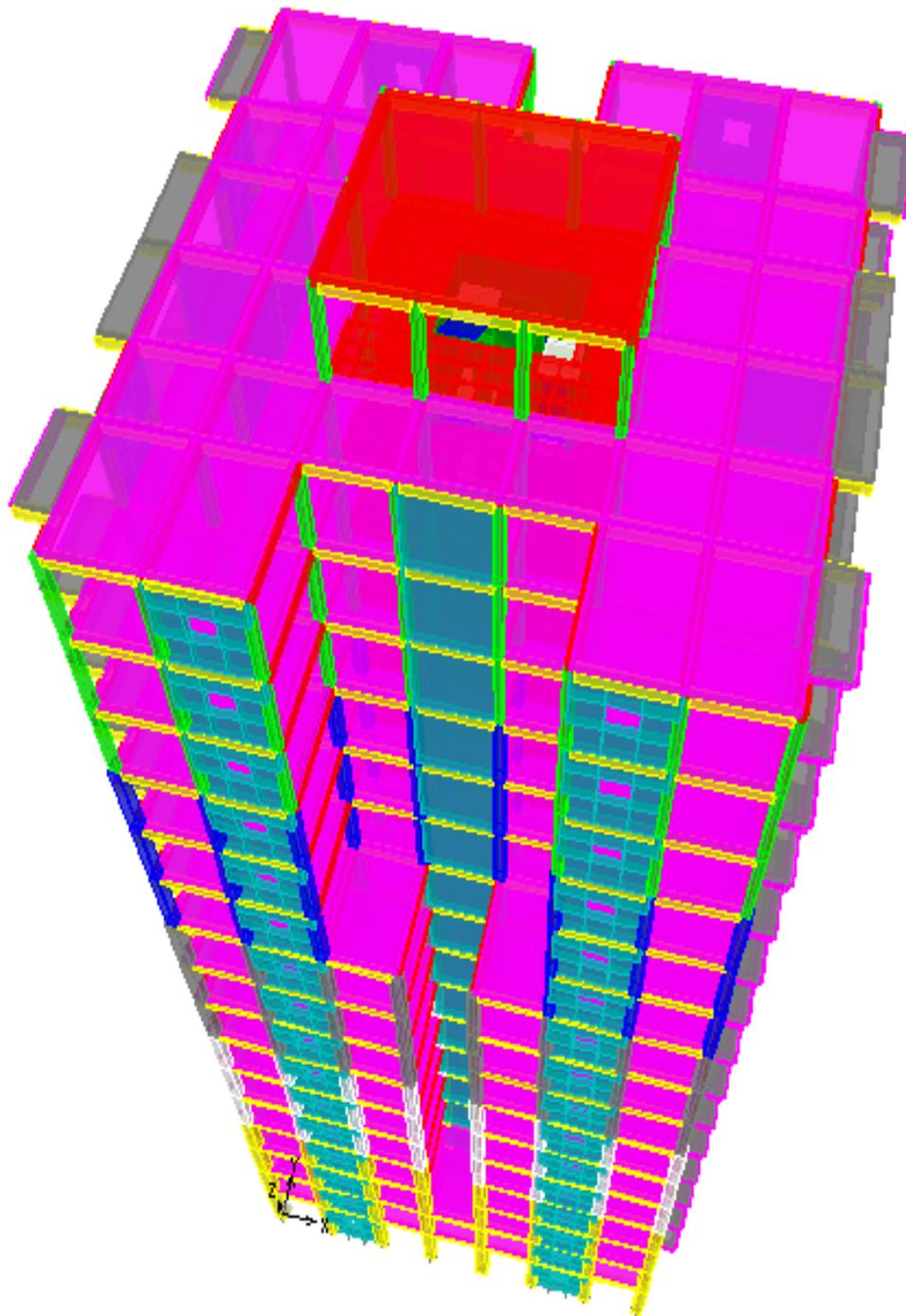




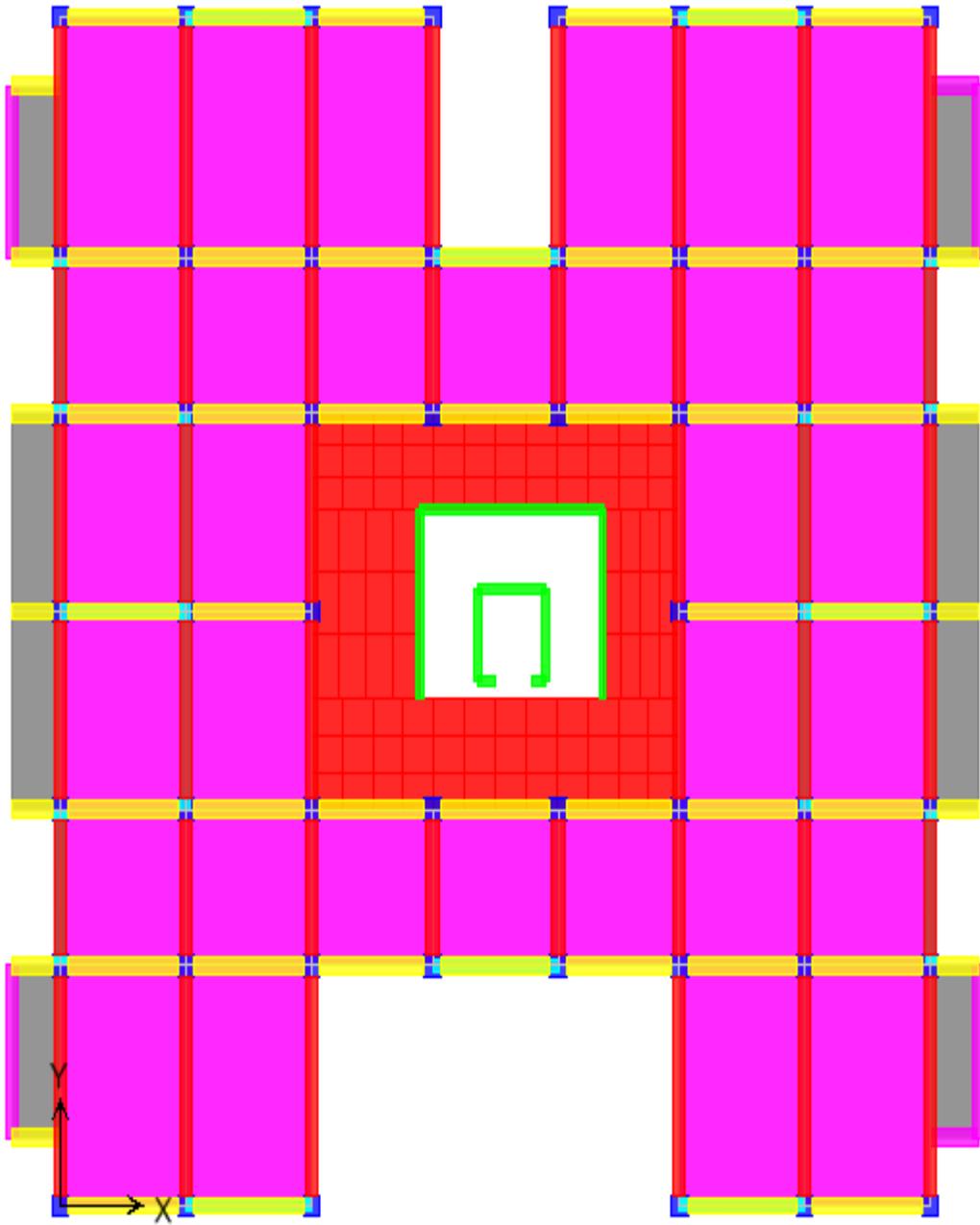




Annexe07



3D selon ETABS



Vue en plan selon ETABS