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

UNIVERSITE Dr. YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de **Génie Civil**

Mémoire de Fin d'Étude pour l'obtention du diplôme de Master (LMD) en Génie Civil
Option : Structures

THEME

CONCEPTION ET ÉTUDE D'UN HÔTEL (R+7+2 SOUS-SOL) EN BÉTON ARMÉ CONTREVENTÉ PAR DES VOILES

Etudié par :

- **MOKHTARI AHMED AMINE**
- **BOUKHELKHAL ANIS**

Dirigé par :

M^r F. DEBIEB

Promotion 2011 / 2012

Remerciements

Au terme de ce travail nous tenons à remercier en premier lieu **Dieu** Miséricordieux qui nous a donné la force pour achever cette réalisation.

Nous remercions vivement notre promoteur **FARID DEBIEB** et l'ensemble des professeurs qui ont contribué à notre formation de Master ainsi qu'au (CTC centre MEDEA), (CGS ALGER), (CTC centre ALGER), (ENASC ALGER), (BET EL NADJAH), (BET RCAD INGENIERIE)

A nos parents qui nous ont beaucoup donné, qui nous ont guidés dans les moments difficiles et qui nous ont toujours encouragés à faire mieux.

Nous tenons également à remercier toutes les personnes et ceux dont les noms ne figurent pas dans cette page mais qui nous ont soutenues de près ou de loin dans la réalisation de ce modeste travail.

Table des matières

Chapitre I : présentation du l'ouvrage 1
1. Introduction 2
1.1. Présentation de l'ouvrage 2
1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage 2
1.2.1. Dimensions en plan du bâtiment 2
1.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment 3
1.2.3. Système de contreventement 3
1.2.4. Planchers 3
1.2.5. Maçonnerie 3
1.2.6. Revêtements 3
1.2.7. L'acrotère 3
1.2.8. Les escaliers 4
1.2.9. Infrastructure 4
1.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux 4
1.3.1. Béton 4
1.3.2. Béton Armé 4
1.3.3. Les Aciers 8
2. Conclusion 9

Chapitre II : Pré-dimensionnement et évaluation des charges et surcharges 11
1. Introduction 12
2. Pré-dimensionnement des planchers 12
2.1. Plancher à corps creux 12
2.2. Plancher en dalle pleine 12
3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation 14
3.1. Maçonnerie 14
3.1.1. Murs intérieurs (simple cloison) 14
3.1.2. Murs extérieurs (double cloison) 14
3.2. Plancher 15
3.2.1. Plancher terrasse 15
3.2.2. Plancher courant 16

3.2.3. Plancher sous-sol 17
3.3. L'acrotère 17
3.3.1. Charge permanente 17
4. Pré-dimensionnement des poutres 18
5. Pré-dimensionnement des poteaux 18
5.1 Étapes de Pré-dimensionnement 18
5.2. Descente des charges 20
5.2.1 Calcul de la longueur du flambement $\boldsymbol{Lf}$ 20
5.2.2. Calcul de l'effort Nu 21
5.2.3. Vérification du $\mathbf{1.1}\ \boldsymbol{Nu} \leq \boldsymbol{Nu}$ 23
5.2.4. Vérification selon le RPA99v2003 23
6. Pré-dimensionnement des voiles 23

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires 25
1. L'acrotère 26
1.1. Introduction 26
1.2. Evaluation des charges et surcharges 26
1.3. Calcul des efforts 27
1.4. Calcul du ferraillage 27
1.4.1. Armatures principales 27
1.4.2. Armatures de répartition 28
2. Plancher corps creux 33
2.1. Introduction 33
2.2. Calcul des poutrelles 33
2.2.1. Calcul avant coulage 33
2.2.2. Calcul après coulage 35
2.3. La dalle de compression 46
3. Les dalles pleines 48
3.1. Introduction 48
3.2. Étude des dalles pleines de forme rectangulaire 49
3.2.1. Étude de la première dalle (Type 1) 49
3.2.2. Étude de la deuxième dalle (Type 3) 53
3.2.3. Étude de la troisième dalle (Type 5) 57

3.3. Étude des dalles pleines de forme irrégulière 60
3.3.1 Résultats des moments fléchissant (type 1) 60
3.3.2. Le ferraillage 61
3.3.3. A l'ELS 62
3.3.4. Résultats des moments fléchissant (type 2) 63
3.3.5. Le Ferraillage 63
3.3.6. A l'ELS 64
4. Les escaliers 65
4.1. Introduction 65
4.3. Étude de l'escalier droit 65
4.3.3. Évaluation des charges 66
4.3.3. Détermination des sollicitations 67
4.3.4. Calcul du ferraillage 68
4.3.5. La poutre palière 73
4.4. Étude de l'escalier hélicoïdale 77
4.4.1. Méthode de calcul 77
4.4.2. Évaluation des charges permanentes de la paillasse 78
4.4.3. Le ferraillage 79
5. La dalle machine 80
5.1. Introduction 80
5.2. Pré-dimensionnement 80
5.3. Évaluations des charges 81
5.3.1. Charge permanente 81
5.3.2. Charges d'exploitation 82
5.4. Calcul des sollicitations 82
5.5. Le ferraillage 84
5.5.1 A l'ELU 84
5.5.2. Les vérifications 85
5.5.3. A l'ELS 85
5.5.4. Vérification de la flèche 86
5.5.5. Vérification de non poinçonnement 86

Chapitre IV : Étude dynamique 87
1. Introduction 88
1.1. Historique 88
1.2. Le séisme 88
1.3. Objectif de l'étude dynamique 89
1.4. Détermination des fréquences et modes propres 89
2. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques 90
2.1. Méthode statique équivalente 91
2.1.1. Principe de la méthode 91
2.1.2. Domaine d'application 91
2.2. Méthode d'analyse modale spectrale 91
2.2.1. Principe de la méthode 91
2.2.2. Domaine d'application 91
2.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes 91
3. Choix de la méthode de calcul 92
3.1 Critères de classification par RPA 99 version 2003 92
3.1.1. Classification des zones sismiques 92
3.1.2. Classification de site 92
3.1.3. Classification de l'ouvrage 92
4. Analyse de notre structure 93
4.1. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique 93
4.2. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure 94
4.2.1. Centre de masse 94
4.2.2. Centre de rigidité (torsion) 94
4.2.3. L'excentricité accidentelle 94
4.2.4. Excentricité retenue 94
4.3. Résultats de l'analyse dynamique par *SAP2000* 96
4.3.2. Vérification de la participation massique 96
4.3.2. Comportement modale 96
4.3.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 97
4.3.4. Vérification de la stabilité au renversement 99
4.3.5. Vérification des déplacements 103
4.3.6. Justification vis à vis de l'effet P-Δ 104

4.3.7. Vérification des sollicitations normales 106
4.3.8. Justification de l'interaction portiques–voiles 107

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux 108
1. Introduction 109
2. Ferraillage des poutres 109
2.1. Introduction 109
2.2. Recommandation du RPA99 109
2.2.1. Armatures longitudinales 109
2.2.2. Armatures transversales 110
2.3. Le ferraillage 110
2.3.1. A l'ELU 110
2.3.2. Les vérification 112
3. Ferraillage des poteaux 123
3.1. Introduction 123
3.2. Détermination des armatures longitudinales 123
3.2.1. Recommandations des règlements 123
3.2.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage 124
3.2.3. Détermination des armatures à l'ELU de résistance 124
3.2.4. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 125
3.3. Détermination des armatures transversales 126
3.3.1. Vérification des contraintes tangentielles 127
3.3.2. Calcul des armatures transversales 128
3.3.3. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale 130
4. Ferraillage des voiles 134
4.1. Introduction 134
4.2. Prescriptions imposées par RPA99 Version2003 134
4.2.1. Aciers verticaux 134
4.2.2. Aciers horizontaux 134
4.2.3. Armatures transversales CBA93 135
4.3. Le ferraillage des voiles 135
4.3.1. Calcul du ferraillage vertical 135
4.3.2. Ferraillage horizontal (les voiles pleins, les trumeaux) 139

4.4. Le ferraillage du linteau 141

Chapitre VI : Étude de l'infrastructure 145
1. Introduction 146
2. Étude de la fondation 146
2.1 Généralité 146
2.2. Choix de type de la fondation 147
2.2.1. Vérification du chevauchement : 147
2.3. Calcul du radier 149
2.3.1. Pré-dimensionnement du radier 149
2.3.2.Caractéristique géométrique du radier 152
2.3.3. Les vérification 155
2.3.4. Ferraillage de la dalle du radier 157
2.3.5. Ferraillage de la nervure 165
3. Étude de voile périphérique 168
3.1.1. Charge permanente 168
3.1.2. Charge d'exploitation 169
3.2. Combinaisons d'actions 169
3.3. Ferraillage des voiles périphériques 169
3.3.1. Détermination des moments 170
3.3.3. Vérification de la contrainte de cisaillement 171
3.3.4. Vérification des contraintes à l'ELS 171

Liste des figures

I. présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Vue en plan du bloc

Figure I.2 : courbe contrainte déformation du béton

Figure I.3 : courbe contrainte déformation du l'acier

II. Pré-dimensionnement et évaluation des charges

Figure II.1 : dimension des corps creux

Figure II.2 : Mur simple cloison

Figure II.3 : Mur double cloison

Figure II.4 : Composant d'un plancher terrasse en corps creux

Figure II.5 : Composant d'un plancher terrasse en dalle pleine

Figure II.6 : Composant d'un plancher courant en corps creux

Figure II.7 : Composant d'un plancher courant en dalle pleine

Figure II.7 : dimension de l'acrotère

Figure II.8 : Section réduite du poteau

Figure II.9 : longueur de flambement

Figure II.10 : schéma du voile

III. Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : L'acrotère

Figure III.2 : dimension de l'acrotère

Figure III.3 : les charges sur l'acrotère

Figure III.4 : Section de BA à ELU

Figure III.5 : Ferraillage du l'acrotère

Figure III.6 : plancher en corps creux

Figure III.7 : Diagramme des moments à l'ELU

Figure III.8 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

Figure III.9 : Diagramme des moments à l'ELS

Figure III.10 : Schéma de la section des poutrelles

Figure III.11 : Section de BA en Té

Figure III.12: Section BA rectangulaire

Figure III.13 : Ferraillage des poutrelles

Figure III.14 : Ferraillage de la table de compression

Figure III.15 : les différents types de dalles pleines

Figure III.16 : Dimension de la dalle pleine type 1

Figure III.17 : Dimension de la dalle pleine type 3

Figure III.18 : Dimension de la dalle pleine type

Figure III.19 : Schéma de l'escalier droit a trois volées

Figure III.20 : schéma simplifie du chargement de la poutre à l'ELU

Figure III.21 : schéma simplifie du chargement de la poutre à l'ELS

Figure III.22 : chargement de la poutre palière

Figure III.23 : Escalier à paillasse hélicoïdale

Figure III.24 : a

Figure III.24 : b

Figure III.24 : c

Figure III.24 : d

Figure III.25 : Dimensions d'escalier

Figure III.26 : Déférentes charges agissantes sur la dalle

Figure III.27 : Dimension de la dalle machine

Figure III.28 : la vérification de non poinçonnement

IV. L'étude dynamique

Figure IV.1 : Disposition des voiles

Figure IV.2 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

Figure IV.3 : Distribution des forces sismiques

Figure IV.4 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

Figure IV.5 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

V. Ferraillage des éléments structuraux

Figure V.1 : Disposition des armatures pour les poutres

Figure V.2 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires et rives de la terrasse

Figure V.3: Ferraillages des poutres principales intermédiaires et rives des étages

Figure V.4: Ferraillages des poutres principales intermédiaires et rives de RDC & Mezzanine

Figure V.5: Ferraillages des poutres principales intermédiaires et rives de 1er sous-sol

Figure V.6: Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires et rives de la terrasse (appui & travée)

Figure V.7: Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires et rives des étages & Mezzanine (appui & travée)

Figure V.8: Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires et rives de RDC & 1er sous-sol (appui & travée)

Figure V.9: Définition de la zone nodale dans les poteaux

Figure V.10: Poteaux 1er 2ème sous-sol intermédiaires

Figure V.11: Poteaux 1er 2ème sous-sol de rive

Figure V.12: Poteaux RDC & mezzanine

Figure V.13: Poteaux 1er & 2ème étage

Figure V.14: Poteaux 3ème étage

Figure V.15: Poteaux 4ème étage

Figure V.16: Poteaux 5ème étage

Figure V.17: Poteaux 6ème & 7ème étage

Figure V.18: les voiles type VP 1er et 2ème sous-sol

Figure V.19: les voiles type VP & VO (de RDC au dernier niveau)

Figure V.20: Section entièrement tendue

Figure V.21: Section entièrement comprimée

Figure V.22: Section partiellement comprimée

Figure V.23: Effort tranchant et moment dans le linteau

Figure V.24: Armatures de linteaux

Figure V.25: l'effort tranchant sur le trumeau

Figure V.26: Disposition des armatures du voile type (VP)

Figure V.27: Disposition des armatures du trumeau type (VO)

Figure V.28: Disposition des armatures du linteau type (VO)

VI. Étude de l'infrastructure

Figure VI.1: schéma d'un radier nervuré

Figure VI.2: Ferraillage nappe supérieur (en travée)

Figure VI.3: Ferraillage nappe inférieur (en appui)

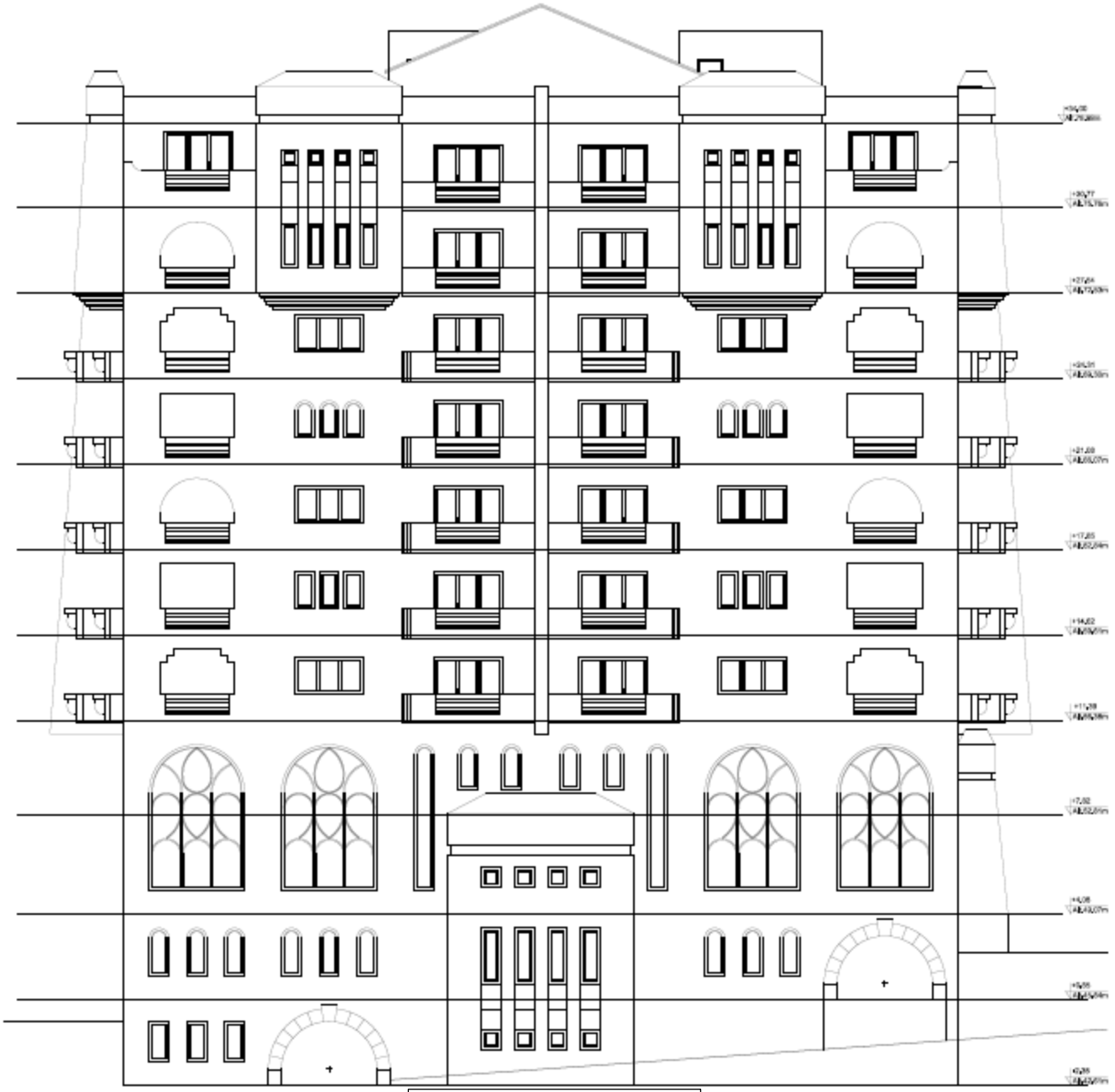
Figure VI.4: Schéma statique des moments dans la nervure en ELU

Figure VI.5: Schéma statique des moments dans la nervure en ELS

Figure VI.6: Schéma statique des efforts tranchants ELU

Figure V.7: Le chargement du mur de périphérique

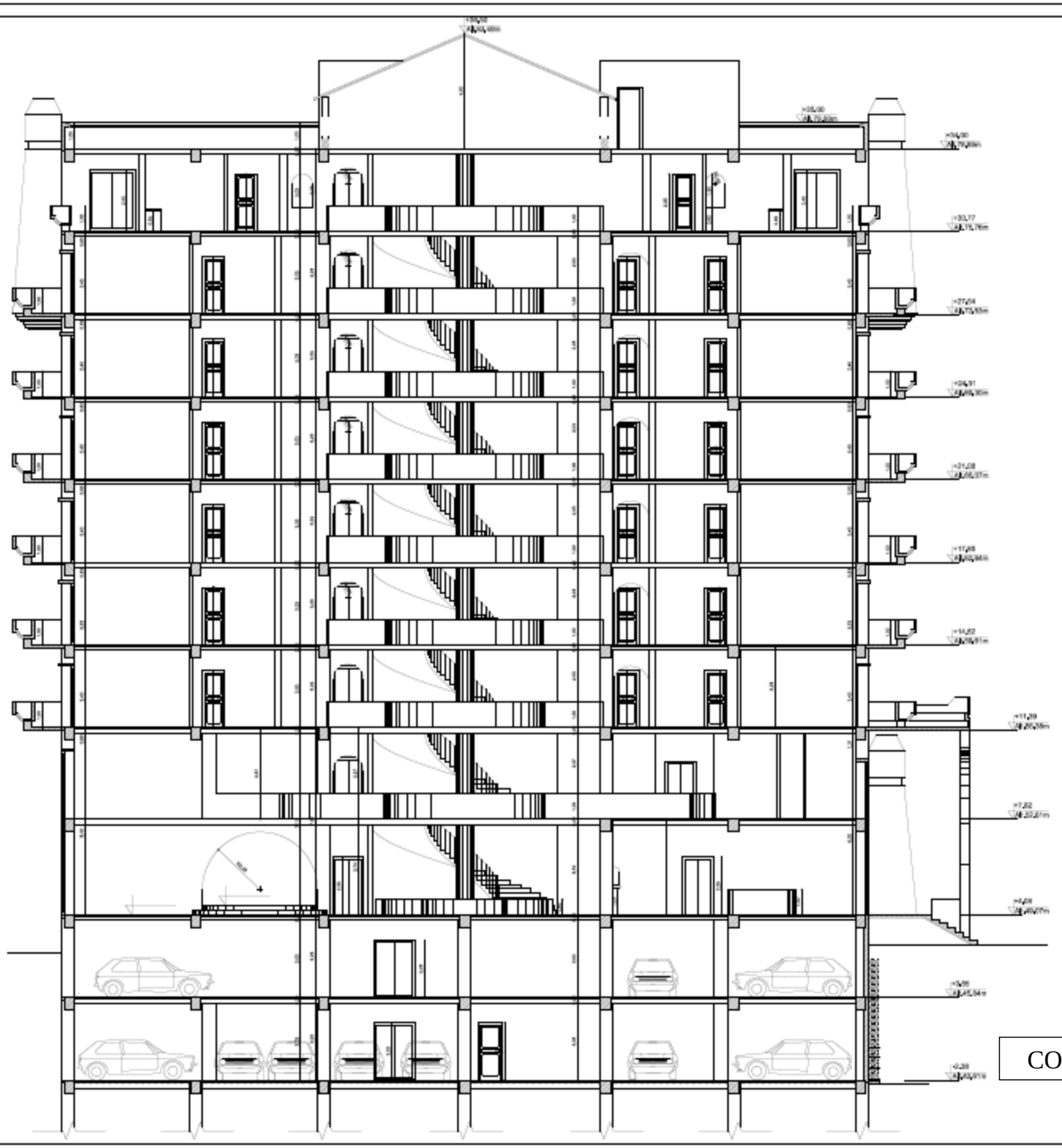
Figure V.8: Les moments subissant par le mur de soutènement



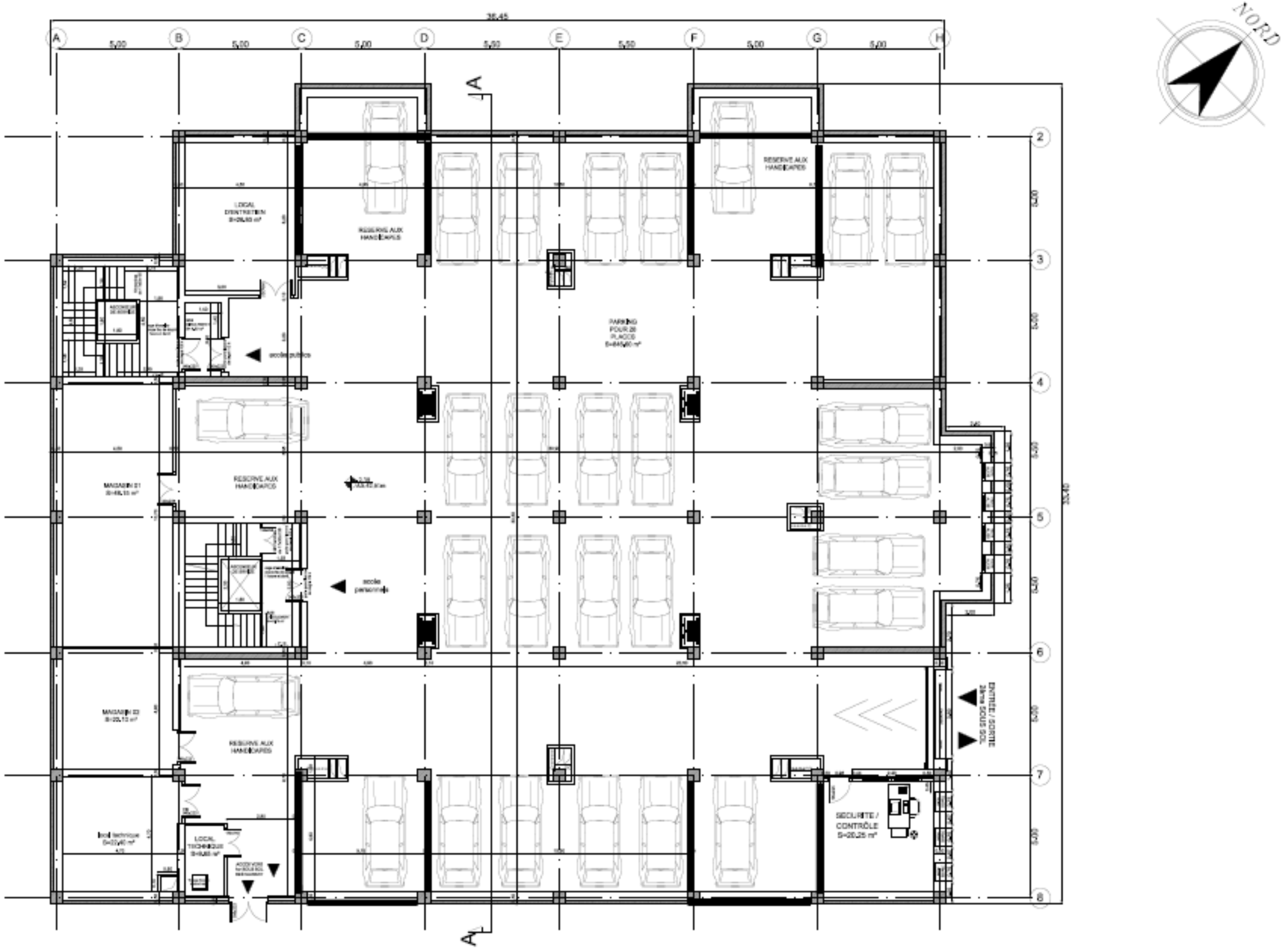
FAÇADE NORD-EST



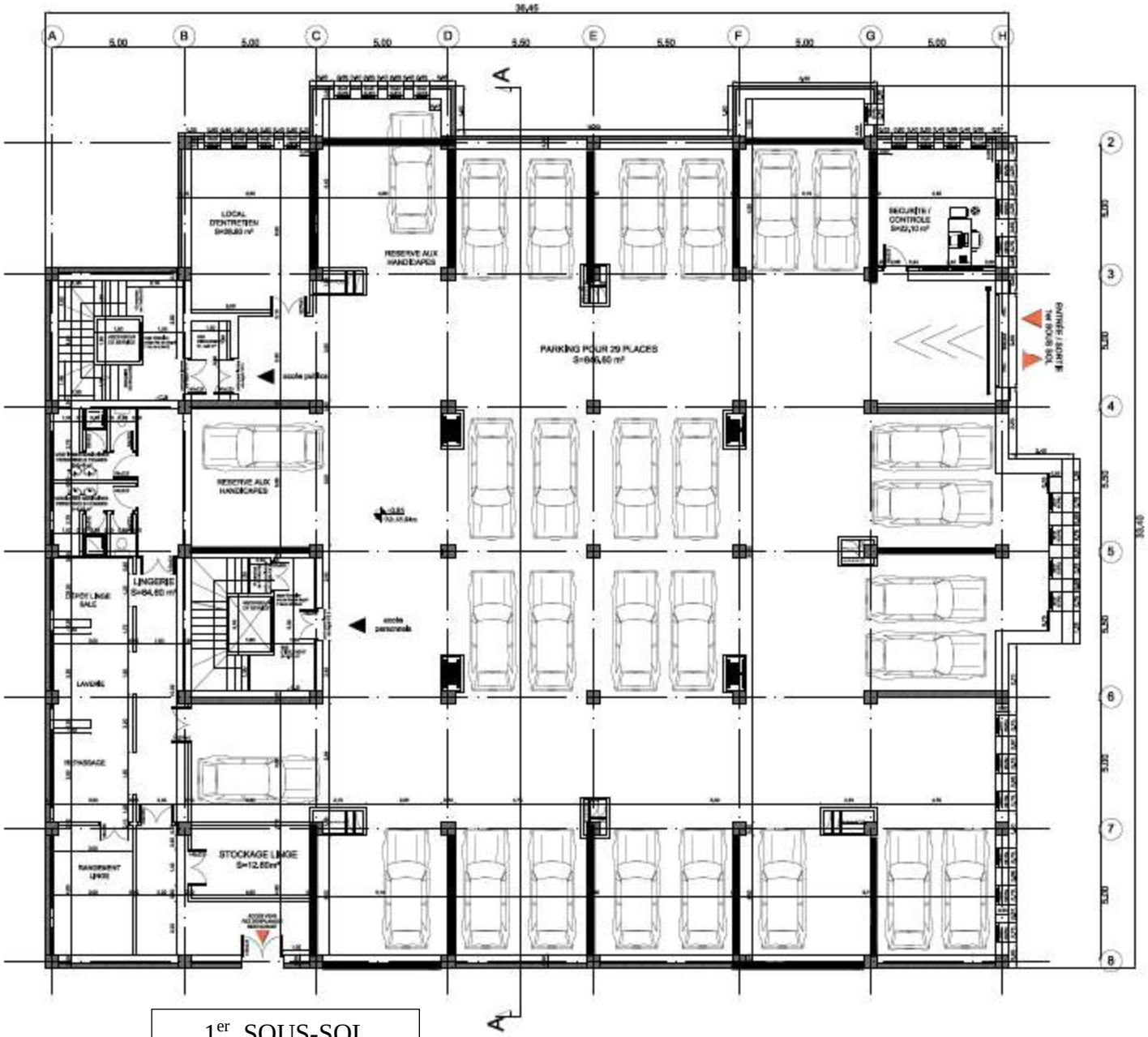
FAÇADE SUD



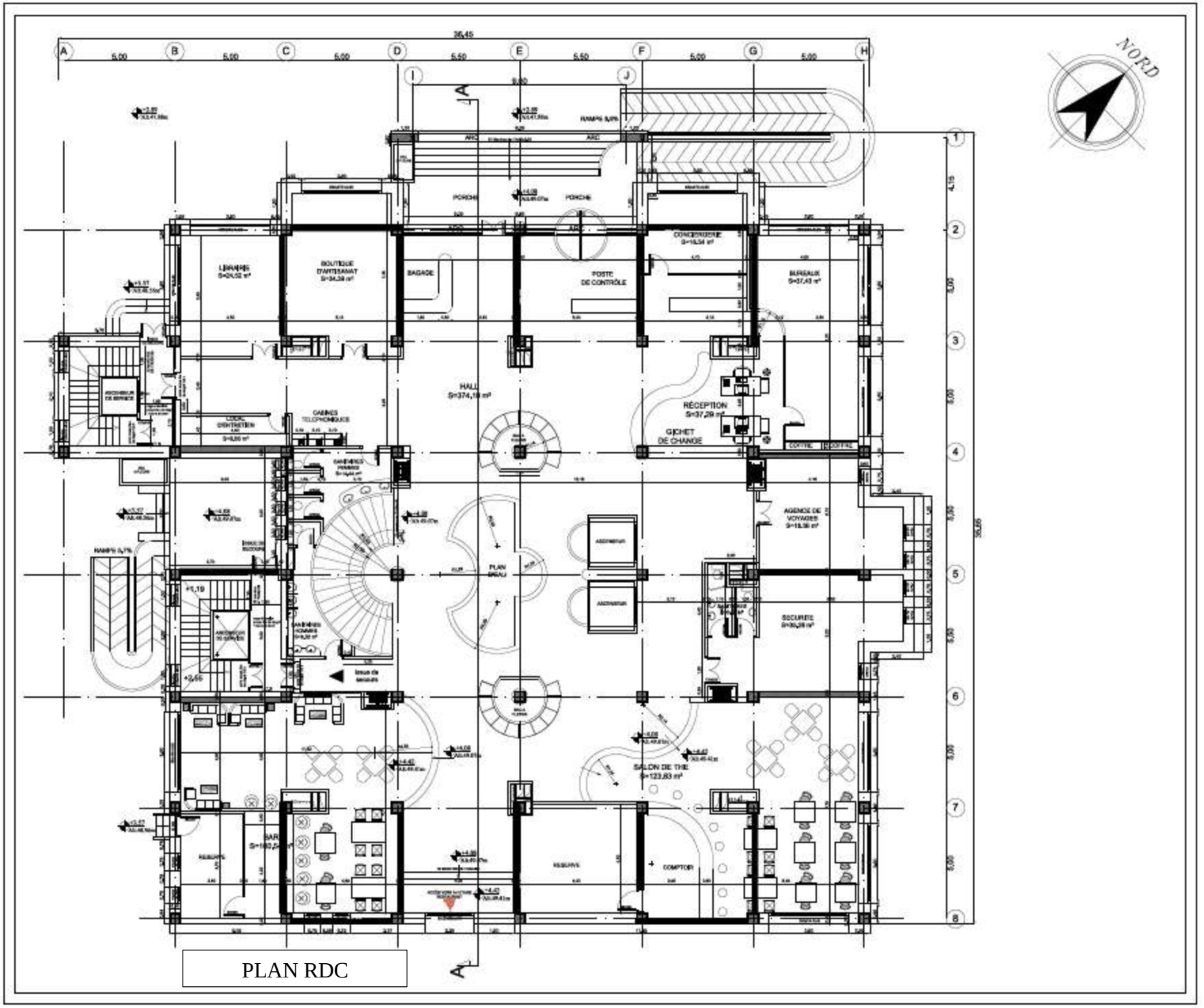
COUPE A-A

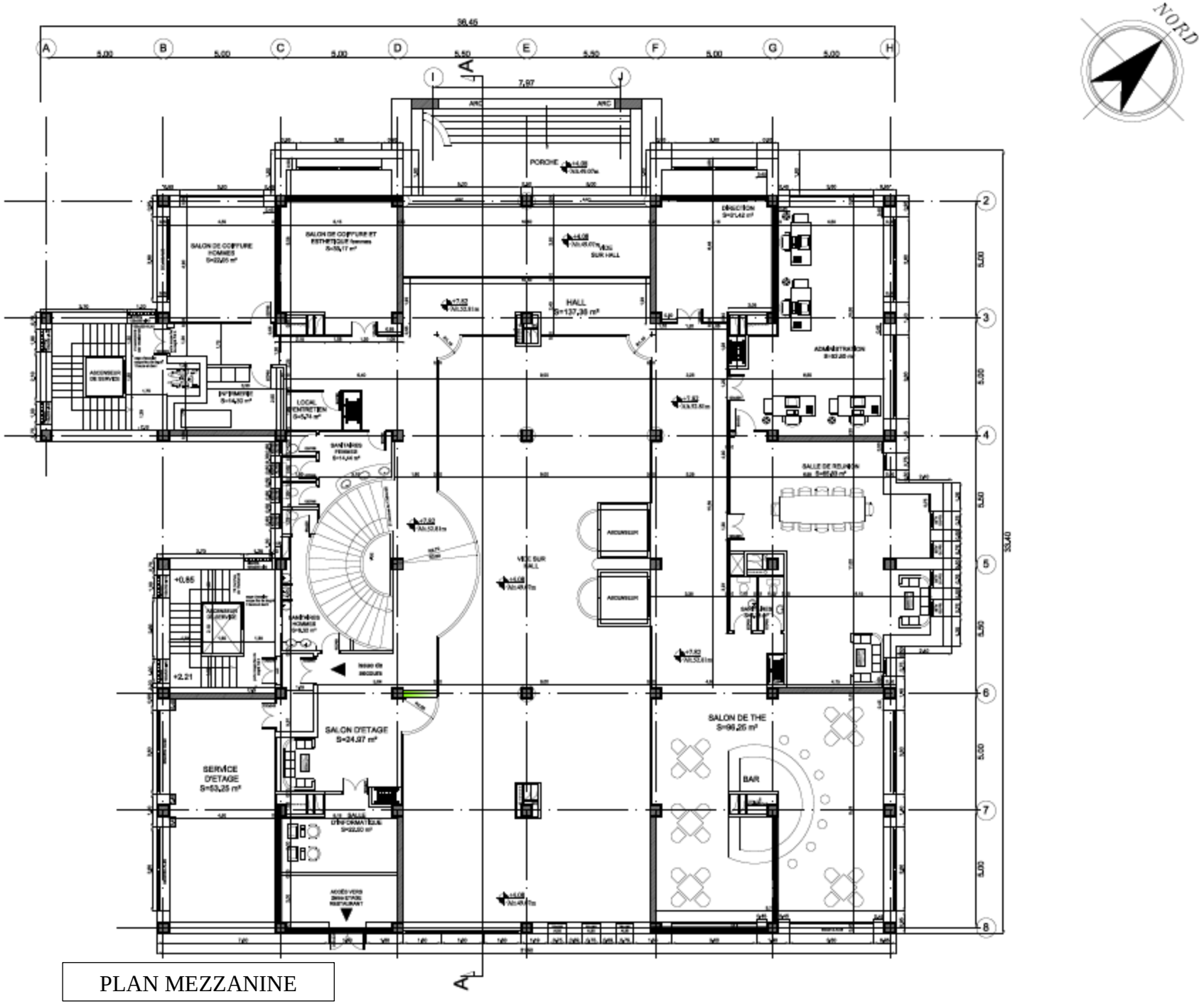


2ème SOUS-SOL

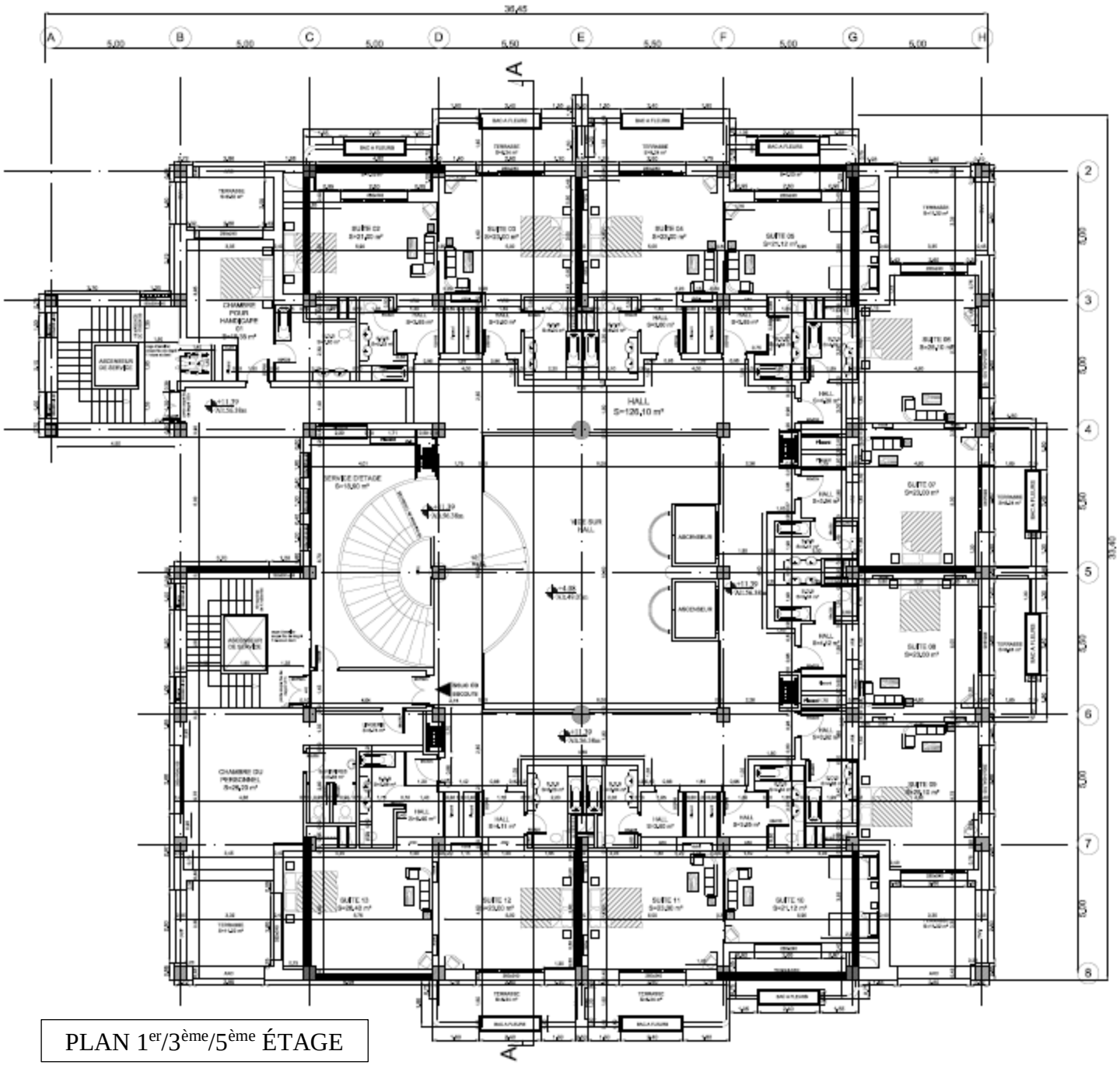

NORD
A
B
C
D
E
F
G
H
1
2
3
4
5
6
7
8
5,00
5,00
5,00
5,50
5,50
5,00
5,00
36,45
33,40
LOCAL ENTRETIEN
RESERVE AUX HANDICAPES
SECURITE / CONTROLE
PARKING POUR 29 PLACES
ENTREE / SORTIE
RESERVE AUX HANDICAPES
LINGERIE
DEPOT LINGE SALE
LAVERIE
REPASSAGE
RANGEMENT LINGE
STOCKAGE LINGE

1er SOUS-SOL

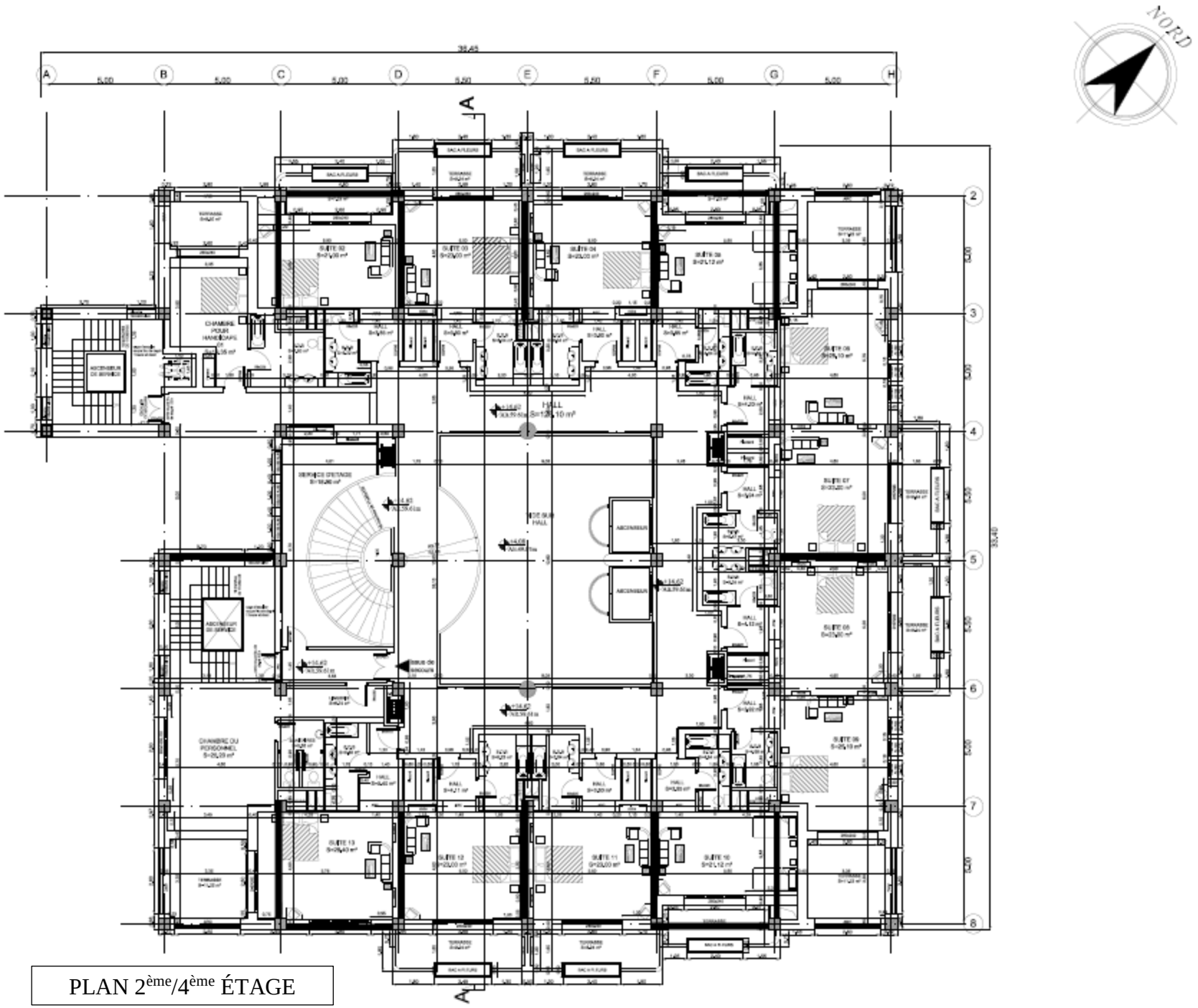

NORD
HALL
RÉCEPTION
GUICHET DE CHANGE
SALON DE THE
PLAN RDC



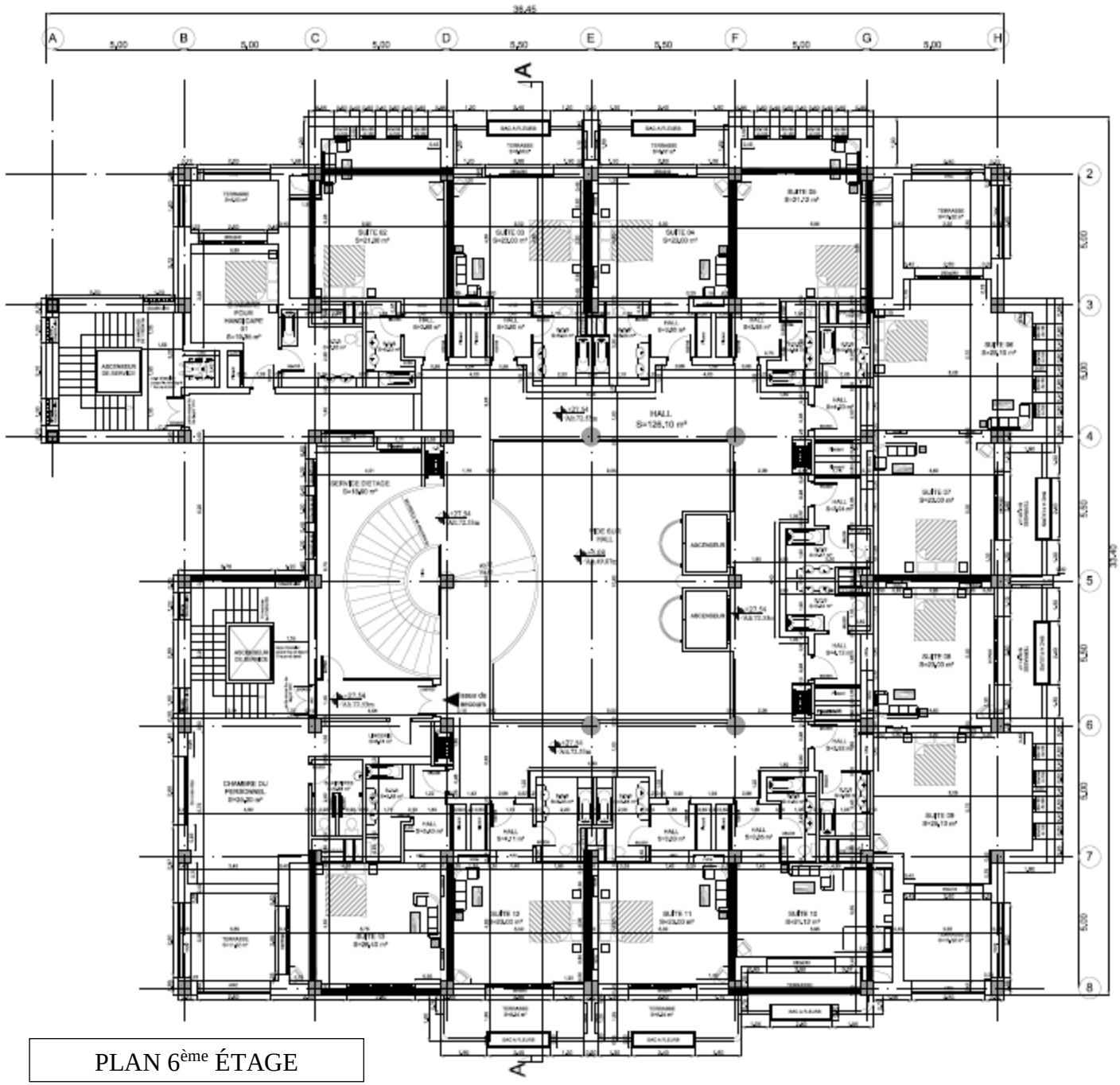
PLAN MEZZANINE



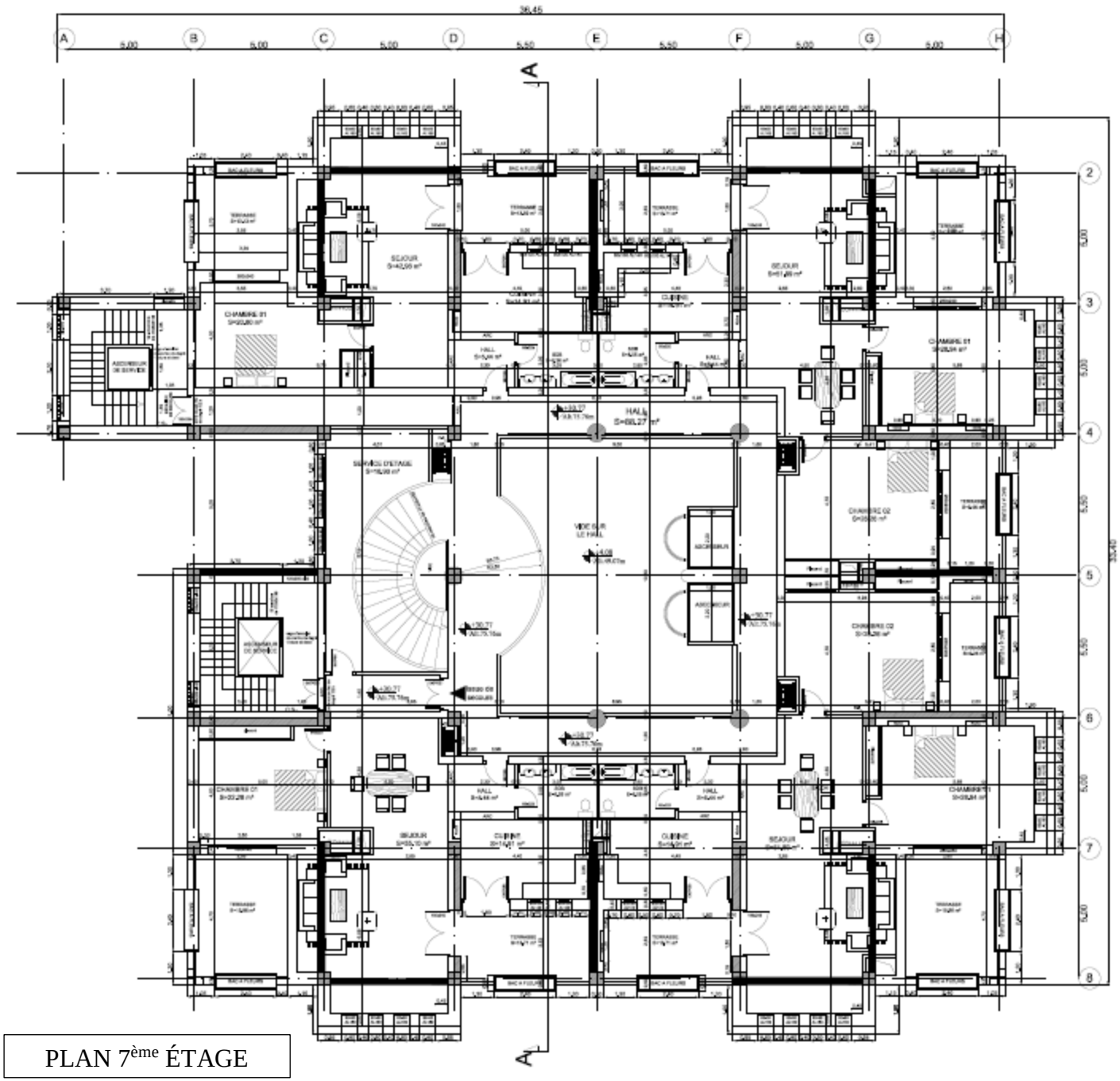
PLAN 1er/3ème/5ème ÉTAGE



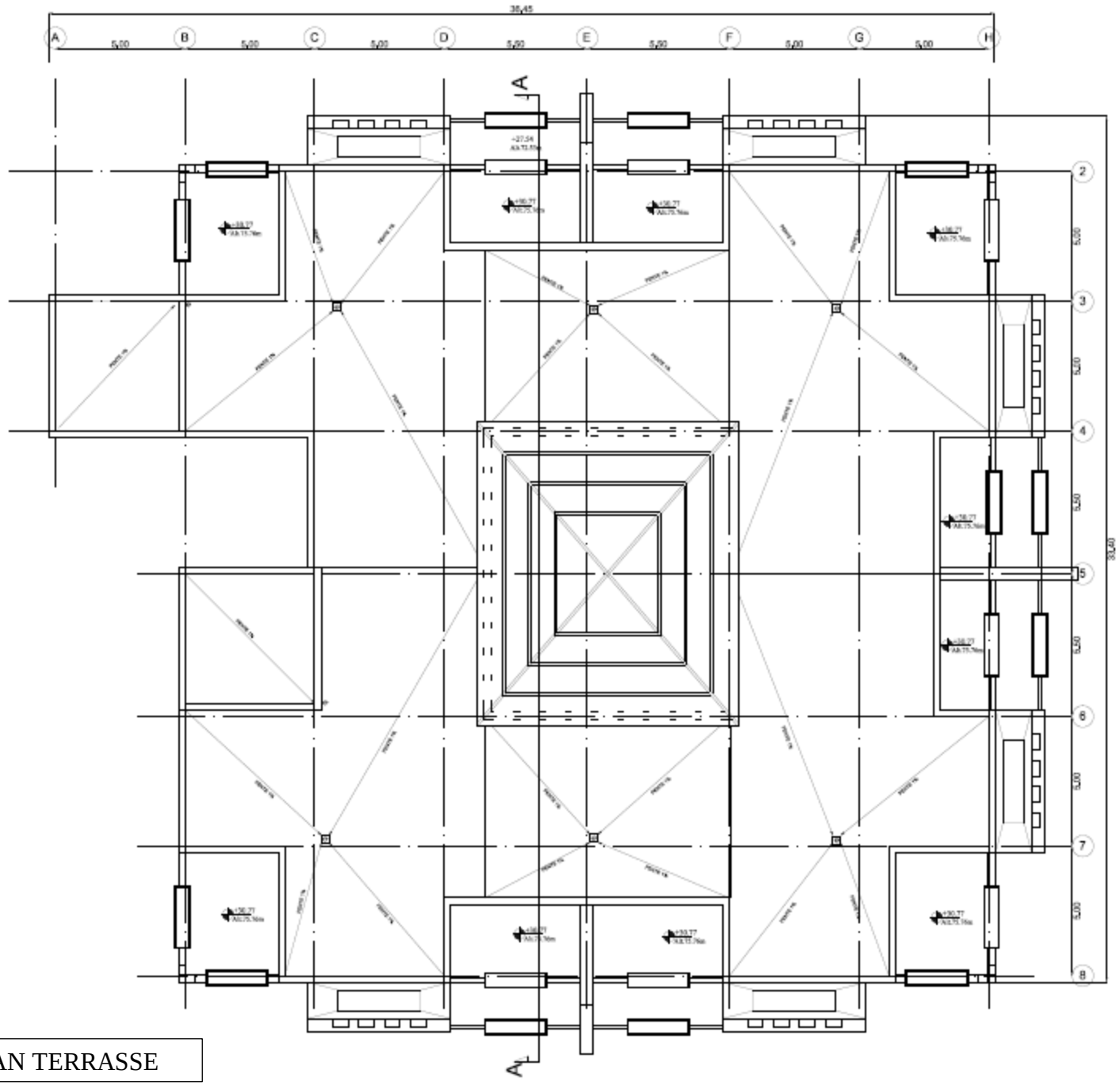
PLAN 2ème/4ème ÉTAGE



PLAN 6ème ÉTAGE



PLAN 7ème ÉTAGE



PLAN TERRASSE

Bibliographie

[1] Règles parasismiques algériennes RPA99 v2003.

[2] Règles de conception de calcul des structures en béton armé C.B.A93.

[3] DTR.B.C.22 : charges permanentes et charges d'exploitation, Centre National de la recherche appliquée en génie parasismique CGS, Alger 1989.

[4] Jean Perchat, Traité de béton armé, 1ère édition, Edition LE MONITEUR, 2010.

[5] H.Renaud et j.Lamirault, Béton armé guide de calcul, 1ère édition, Edition FOUCHER, 1993.

[6] Jean Perchat et Jean Roux, Pratique de la BAEL91, deuxième édition, Edition EYROLLES, 1997.

[7] I. Corminboeuf, Résistance des matériaux, École Technique de la construction FRIBOURG, Septembre 2007.

[8] M. BELAZOUGUI, Calcul des ouvrages en béton armé, 4ème édition, OPU, juin 2007

[9] H.Thonier, Conception et calcul des structures de bâtiment Tome I, 2ème édition, École National des ponts et des chaussées, 1999.

[10] H.Thonier, Conception et calcul des structures de bâtiment Tome II, 2ème édition, École National des ponts et des chaussées, 1999.

[11] H.Thonier, Conception et calcul des structures de bâtiment Tome III, 2ème édition, École National des ponts et des chaussées, 1999.

Notations

Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Amin: Section d'acier maximale et minimale
A_t : Section d'acier transversale.
B : Aire du béton.
B_r : Section réduite du béton d'un poteau.
B_t : Section de la partie tendue.
L_t : Largeur de la section tendue.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
S.P.C : Section partiellement comprimée.
S.E.C : Section entièrement comprimée.
S.E.T: Section entièrement tendue.
E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée du béton.
E_{ij}: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
G : Module d'élasticité transversale.
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
I_e : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
M_0 : Moment isostatique.
M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.
M_{ser}: Moment fléchissant à l'E.L.S
N : Effort normal.
N_{ser} : Effort normal à l'E.L.S.
Nu : Effort normal ultime.
Tu : Effort tranchant ultime.
Tw : Effort tranchant à gauche.
Te : Effort tranchant à droite.
T_{ser} : Effort tranchant à l'E.L.S.
F : Effort de traction.
Ra : Réaction à gauche.
Rb: Réaction à droite.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

Minuscules romaines

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c_1, c_2 ,c , c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
ep : épaisseur.
a : épaisseur du voile.
f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
f_{c28}: Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
l_f : Longueur de flambement,
St : Espacement d'armature transversale.
S_{rep} : Espacement de répartition.

Majuscules grecques

Δ : Variation.
Σ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ: Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations

C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.
RDC : rez-de-chaussée.

Introduction générale

Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons du dernier tremblement de terre, plus nous sommes proches du suivant. Face à ce risque et l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique.

Il est donc indéniable qu'il existe des règles élémentaires de construction permettant de résister efficacement aux séismes.

Il apparait important de souligner que, dans le cas d'ouvrages courants, construire parasismique revient le plus souvent à respecter quelques règles simples et à se poser des questions de bon sens, dont l'objectif est d'assurer une protection des vies humaines et des constructions.

Dans ce contexte le but de ce travail et de mettre en application les connaissances acquises durant la formation de Master par le calcul détaillé d'une structure, en utilisant les règlements en vigueur. Notre travail sera divisé en six chapitres : d'abord, le premier contient une présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux, ensuite, dans le second on a fait un pré-dimensionnement des éléments structuraux de notre hôtel, puis on a présenté le calcul des éléments secondaires dans le troisième chapitre, après cela on a fait une étude dynamique et sismique. En ce qui concerne le cinquième chapitre ; on a exposé le ferraillage des éléments résistants, enfin dans le dernier chapitre on a fait l'étude des fondations avant de terminer notre travail par une conclusion générale.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى هيكلة ودراسة فندق 5 نجوم يتألف من طابق ارضي +7 طوابق + طابقين تحت الارض يتم انجازه بولاية تيبازة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم [1] حسب القواعد الجزائرية المضادة RPA99 version 2003

مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة نظام العارضات ، الأعمدة والجدران المسلحة.

الدراسة الديناميكية تتم باستعمال برنامج آلي (SAP2000 V12)

تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر

(RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91 mod99)

للتحقق من نتائج التسليح استعنا بواسطة برنامج آلي متطور Robot expert

قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé

Le but de ce travail est la conception d'un hôtel 5 étoiles en (R+7+2 SS) qui sera implanté dans la wilaya de TIPAZA, classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par un système portique contreventé par des voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (SAP 2000 V12).

Le calcul des dimensions et du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements Algériens en vigueurs à savoir le RPA99 version 2003, CBA93 et le BAEL91 modifié en 99

Pour la vérification du ferraillage nous avons utilisé un logiciel (Robot expert).

Enfin, l'infrastructure a été étudiée on calculant les fondations.

Summary

The aim of this project is the conception and study of a hotel (F+7+2UG), will be implanted in TIPAZA, and classified in zone III according to the Algerian payment seismic (RPA 99 version 2003).

The stability of the building is ensured by a frame system with shear walls.

The study and the analysis of this plan had been established by software (SAP2000V12)

The measurements and the design of the reinforcement of the resist elements were dine.

For the checking of reinforcement we used software (Robot expert)

The infrastructure has been studied by calculating the foundations.

Chapitre I : présentation du l'ouvrage

1. Introduction

1.1. Présentation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études d'architecture et d'urbanisme,

« AGENCE LA COUPOLE » consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un hôtel,

Le bloc est en béton armé comportant sept (07) niveaux sur rez-de-chaussée avec terrasse inaccessible et deux (02) niveaux sous-sol (R+7+2SS).

L'ouvrage en question sera implanté à «CHENOUA» wilaya de TIPAZA, classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) comme une zone de forte sismicité (zone III).

Notre étude sera menée conformément aux exigences et règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA93 et aux règles parasismiques RPA99 version 2003.

1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

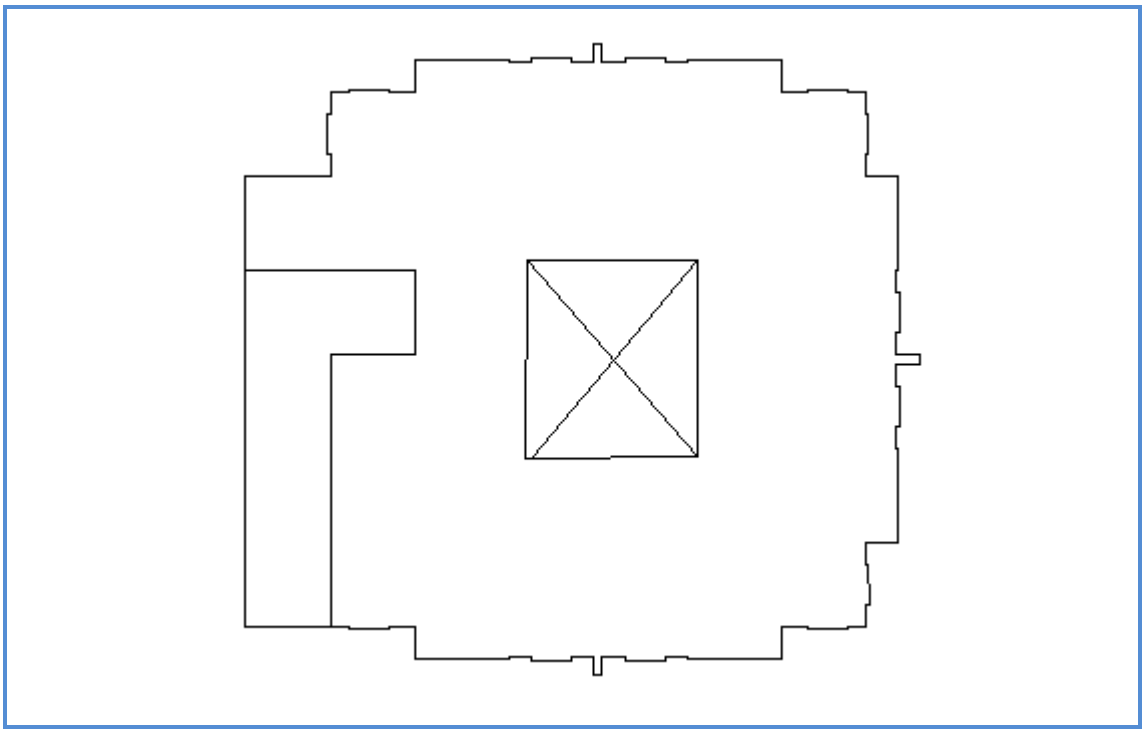


Figure I.1 : *Vue en plan du bâtiment*

1.2.1. Dimensions en plan du bâtiment

- Longueur totale de bâtiment ⟶ 36 m
- Largeur totale du bâtiment ⟶ 31 m

1.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment

- Hauteur des étages ⟶ 3,23 m
- Hauteur de rez-de-chaussée ⟶ 3,74 m
- Hauteur totale du bâtiment ⟶ 34.42 m

1.2.3. Système de contreventement

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 10m, donc selon le RPA99 Version 2003 il est nécessaire de stabiliser le bâtiment par un système de contreventement assuré par des voiles.

1.2.4. Planchers

Nous avons utilisé (**2**) deux types de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

- planchers à cops creux.
- planchers à dalle pleine.

1.2.5. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 05cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparation de 10cm d'épaisseur.

1.2.6. Revêtements

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Dalle de sol de 1 cm dans toutes les surfaces
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieures.

1.2.7. L'acrotère

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé
1 m de hauteur et de 16 cm d'épaisseur.

- ✓ Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

1.2.8. Les escaliers

La circulation verticale entre les étages est assurée par un escalier droit à trois volets et un est un escalier hélicoïdal.

1.2.9. Infrastructure

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet les fondations ont été choisies conformément à l'étude géologique de l'assiette réservée à la construction de l'hôtel.

1.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

1.3.1. Béton [4]

Le béton est un matériau obtenu en mélangeant en proportions convenables et de manière homogène :

- du ciment
- un « granulat » composé de sable et de matériaux pierreux (gravillons, cailloux),
- de l'eau.

Le mélange fait prise puis « durcit », ce qui se traduit par un accroissement de ses résistances à la compression et à la traction. La première atteint des valeurs élevées, en moyenne, 25 à 35 MPa, mais la seconde reste relativement incertaine et faible (de l'ordre du douzième de la résistance à la compression, c'est-à-dire de 2 à 3 MPa). Le béton est donc un matériau fragile.

1.3.2. Béton Armé [4]

Pour pallier les inconvénients résultant de la fragilité du béton, on associe au béton des armatures en acier disposées de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal 'effort de traction '.

Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement, et ils ont le même coefficient de dilatation thermique, ainsi qu'une bonne adhérence l'un a l'autre.

1.3.2.1. Résistance du béton

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de la traction.

1.3.2.1.1. Résistance à la compression [4]

La résistance à la compression est mesurée par écrasement à la presse hydraulique de cylindres droits de révolution de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur, dont l'aire de la section droite est donc B = 200 $cm^2 = 0{,}02m^2$.

Si P est la charge de rupture de l'éprouvette, on a pour une éprouvette cylindrique de 16x 32cm âgée de ' j ' jours :

$$f_{crj(MPa)}=\frac{P(MN)}{B(m^2)}=\frac{P(MN)}{0{,}02}$$

La résistance à la compression varie avec l'âge j du béton. Dans les calculs, on se réfère habituellement à la résistance à 28 jours d'âge.

Après écrasement on peut déterminer la résistance du béton à n'importe quel jour en utilisant les formules suivantes :

$f_{cj=\frac{J}{1{,}40+0{,}95J}\times f_{C28}}$ Avec :$f_{C28>40\ MPa}$ …… [2].

$f_{cj=\frac{J}{4{,}76+0{,}83J}\times f_{C28}}$ Avec :$f_{C28<40\ MPa}$…… [2].

Lorsque l'âge du béton dépasse 28 jours, on peut admettre une valeur au plus égale à 1,10 f_{C28}, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que f_{C28} atteigne au plus 40 MPa.

1.3.2.1.2. Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton a 28 jours, notée $f_{t28,}$est conventionnellement définie par la relation suivante, valable pour $f_{c28} < 60\ MPa$.

$$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06\ f_{C28}\ \ (\text{MPa})\ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots[2].$$

Le fait que les règles C.B.A.93 donnent de la résistance caractéristique à la traction une valeur conventionnelle en fonction de f_{c28} ne doit pas inciter à négliger de faire, en cours de travaux, un contrôle des résistances à la traction par l'un des trois essais :

- Essai de flexion d'éprouvettes prismatiques
- Essai de fendage d'éprouvettes cylindriques
- Essai de traction axial

1.3.2.2. Contraintes limites

1.3.2.2.1. Les états-limites

Un « état-limite » est un état particulier dans lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

Les divers états-limites que l'on peut envisager peuvent être classés en deux catégories selon le tableau ci-dessous.

Tableau I.1 : *Les divers états-limites [4]*

Etats-limites ultimes	Etats-limites de service
Mettent en jeu la sécurité des biens et des personnes (droit pénal)	Sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité (droit civil)
Correspondent au maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou d'un de ses éléments par : -perte d'équilibre statique -rupture de sections non ductiles ou déformations plastiques excessives -instabilité de forme (flambement) -transformation de la structure en un mécanisme	-ouverture excessive des fissures -compression excessive du béton -déformations excessives des éléments porteurs -vibration inconfortable pour les usagers, ou rendant la structure impropre à remplir sa fonction -étanchéité, isolation, etc.
Critères de calcul : -déformations relatives limites (ou courbure limite) -calculs de type « rupture » : lois réelles (idéalisées) σ-ε	Critères de calcul : -contraintes admissibles (ou déformations admissibles) -calculs de type « élastique » : loi de Hooke, coefficient d'équivalence ……

1.3.2.2.2. L'état limite ultime [2]

La contrainte ultime du béton en compression (σ_{bc}) est donnée par la relation :

$$\sigma_{bc} = \frac{0{,}85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ ... ...} \text{ [2].}$$

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que:

$\gamma_b = 1.5$ Pour combinaisons fondamentales

$\gamma_b = 1.15$ Pour combinaisons accidentelles

θ: Coefficient en fonction de la durée d'application des actions, tel que:

$\theta = 1$ 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 1h et 24h

$\theta = 0{,}85$ Lorsque la durée est inférieure à 1h

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par la relation :

- Cas normal

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left(\frac{0{,}20 \times f_{CJ}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) \text{ [2].}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable $\overline{\tau_u} = \text{Min}\left(\frac{0,15\times f_{CJ}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right)$ [2].

1.3.2.2.3. L'état limite de service

La contrainte limite de service en compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} \quad \text{..... [2].}$$

1.3.2.3. Module de déformation longitudinale

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad \left(Avec\ f_{cj}\ \ en\ MPa\right) \text{.....[2].}$$

Sous contraintes de longue durée d'application :

$$E_{vj=}3700\ (f_{CJ})^{1/3} \quad \left(Avec\ f_{cj}\ \ en\ MPa\right) \text{..... [2].}$$

1.3.2.4. Coefficient de Poisson [4]

Lorsque l'on soumet à la compression axiale une éprouvette cylindrique de longueur ' l 'et de diamètre ' a ', elle subit un raccourcissement longitudinale δl et une dilatation transversale qui porte le diamètre de $a + \delta a$.

On appelle Coefficient de Poisson et l'on désigne par ν le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative :

$$\nu = \frac{\delta a/a}{\delta l/l}$$

Le coefficient de poisson est prise égale à :
$\nu = 0,2$ Pour le calcul de déformation (ELS)
$\nu = 0$ Pour le calcul des sollicitations (ELU)

1.3.2.5. Diagramme contrainte-déformation [2]

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

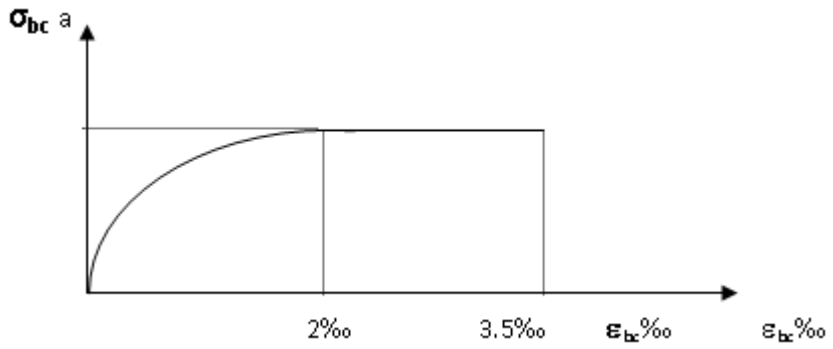


Figure I.2 : *courbe contrainte déformation du béton*

1.3.3. Les Aciers

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur très considérable par rapport à son diamètre, sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts :

1.3.3.1. Types d'aciers

Les différents types d'aciers utilisés sont :

❖ Ronds lisses :

Acier naturel de nuance : FeE235 caractérisé par :

- Limite élastique 235 MPa
- Contrainte de rupture 410 à 490 MPa
- Allongement 25 ‰

❖ Barres à haute adhérence :

Ce sont des aciers de type 1 de nuance FeE400 caractérisé par :

- Limite élastique 400 MPa
- Contrainte de rupture 480 MPa
- Allongement de rupture 14%
- Module d'élasticité $E_s = 2 \times 10^5$ MPa
- Allongement maximale est limite à 10 ‰

1.3.3.2. Contrainte limite

1.3.3.2.1. L'état limite ultime [2]

On prendra pour le calcul un diagramme « contrainte –déformation » déduit du diagramme réel par affinité parallèle à l'origine dont le rapport $1/\gamma_s$

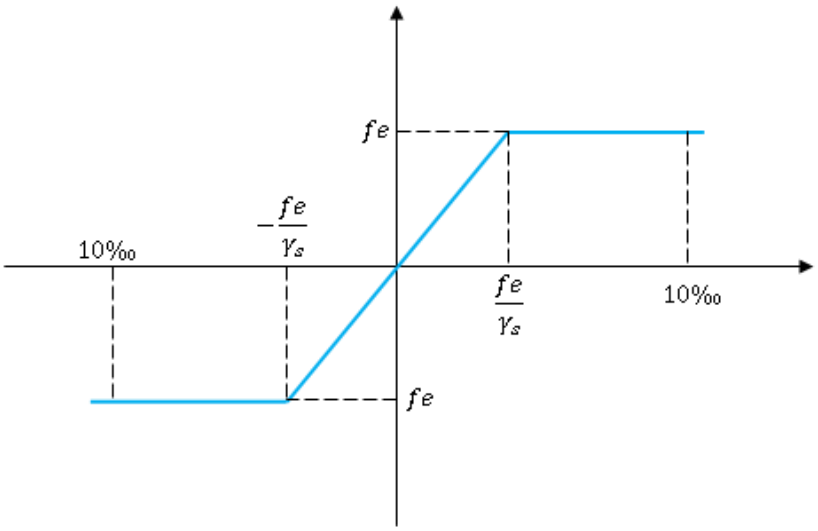


Figure I.3 : *courbe contrainte déformation de l'acier*

Avec :

f_e : Contrainte limite d'élasticité de l'acier.

σ_{bc}: Contrainte de l'acier.

γ_S : Coefficient de sécurité ayant pour valeur:

$\gamma_s = 1.00$ Cas des actions accidentelles

$\gamma_s = 1{,}15$ Cas des actions durables

1.3.3.2.2. L'état limite de service

On distingue trois cas :

- Fissuration peu nuisible : aucune vérification
- Fissuration préjudiciable : à vérifier

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[{}^{2}/_{3} \times f_{e,} \quad 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right] \quad \text{MPa}\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ [2].}$$

- Fissuration très préjudiciable : à vérifier

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[{}^{1}/_{2} \times f_{e,} \quad 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right] \quad \text{MPa}\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ [2].}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration.

η=1 Pour les ronds lisses.

η=1,6 Pour les armatures à haute adhérence.

f_{tj} : Résistance à la traction du béton.

2. Conclusion

Pour notre projet, les valeurs à utiliser sont :

$f_{c28} = 25\ MPa$

$f_{t28} = 2.1\ MPa$

$E_{i28} = 32164.4\ MPa$

$E_{v28} = 10819\ MPa$

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2\ MPa : \ situation\ durable \\ 18.48\ Mpa : situation\ accidentelle \end{cases}$$

$$\overline{\tau_u} = \begin{cases} 3.33\ MPa : \ fissuration\ peu\ nuisible \\ 2.5\ Mpa : fissuration\ préjudiciable\ ou\ trés\ préjudiciable \end{cases}$$

$\overline{\sigma_{bc}} = 15\ Mpa$

$\overline{\sigma_s} = 202\ Mpa : fissuration\ préjudiciable\ pour\ les\ HA$

$F_eE400, f_e = 400\ MPa : Pour\ les\ armatures\ longitudinales$

$F_eE235, f_e = 235\ MPa : Pour\ les\ armatures\ transversales$

Chapitre II : Pré-dimensionnement et évaluation des charges et surcharges

1. Introduction

La phase de pré-dimensionnement est une phase de conception et de dimensionnement de la structure, qui précède la phase d'exécution qu'a pour but de justifier la solution d'avant-projet.

Avant de procéder à la descente des charges permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les étages dans l'ordre décroissant en partant du sommet du bâtiment :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux et les voiles.

2. Pré-dimensionnement des planchers

2.1. Plancher à corps creux

Résistance à la flexion

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

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre nus des appuis.

$$\frac{500}{25} \leq h \leq \frac{500}{20} \longrightarrow 20\ cm \leq h \leq 25\ cm$$

On choisit h = **21 cm** (16+5).

Condition d'isolation thermique

$h_{min} \geq 16\ cm$ D'où on a $21\ cm > 16\ cm$ ⟶ **condition vérifiée**

Type de corps creux utilisés

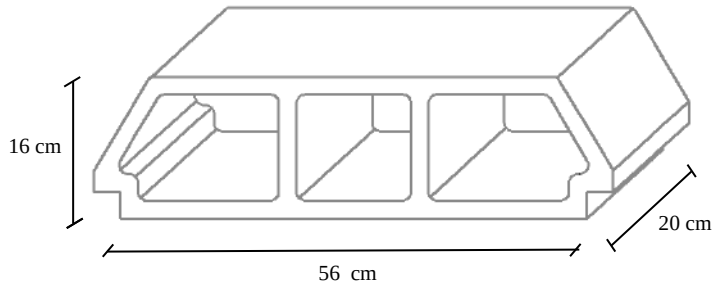


Figure II.1 : *dimensions des corps creux*

2.2. Plancher en dalle pleine

Résistance à la flexion

La dalle portant sur 4 appuis :

$$\frac{L}{45} \leq h \leq \frac{L}{40}$$

$\frac{500}{45} \leq h \leq \frac{500}{40}$ $\longrightarrow$ $11.11\ cm \leq h \leq 12.5\ cm$

On choisit : h = **12 cm**

Condition d'isolation acoustique

$h_{min} \geq 16\ cm$ $\longrightarrow$ **Condition non vérifiée**

Donc on adopte : **h = 16 cm**

Condition de la résistance au feu

h = 7 cm pour assurer un coupe-feu d'une heure.

h = 11 cm pour assurer un coupe-feu de deux heures.

$16\ cm > 11\ cm$ $\longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

Condition de la flèche

$$F_{max} = \frac{5qL_X^4}{348\ EI} \leq \frac{L}{500}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{5X500.q.L_X^3}{384E.b}} = 13.64\sqrt[3]{q}$$

Charge permanente de la dalle pleine : $G = 7.16\ X\ 10^{-4}\ kN/cm^2$

Charge d'exploitation : $Q = 2.5\ X\ 10^{-4}\ kN/cm^2$

à l'état limite de service : $q = G + Q = 9.66\ X\ 10^{-4}\ kN/cm^2$

$16\ cm \geq 13.64\sqrt[3]{9.66\ X\ 10^{-4}} = 1.35\ cm$ $\longrightarrow$ **Condition vérifiée**

3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation

3.1. Maçonnerie

3.1.1. Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II.1 : *Charge permanente du mur simple cloison [3]*

N°	Composants	Épaisseur	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^3)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
			Total	**1.62**

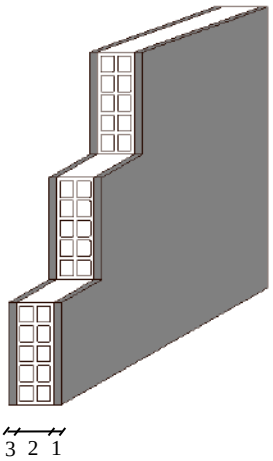


Figure II.2 *: Mur simple cloison*

3.1.2. Murs extérieurs (double cloison)

Tableau II.2 : *Charge permanente du mur double cloison [3]*

N°	Composants	Épaisseur	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^3)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'aire	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.90
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			Total	**2.52**

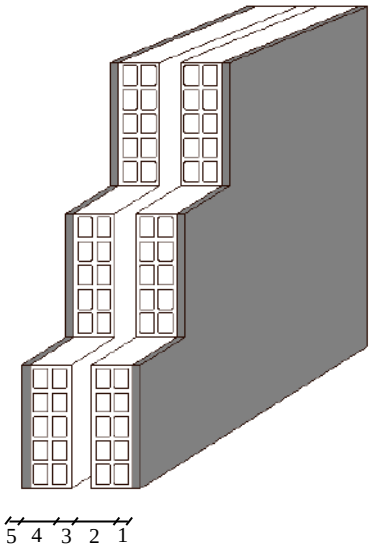


Figure II.3 : *Mur double cloison*

3.2. Plancher

3.2.1. Plancher terrasse

3.2.1.1. Dalle corps creux (charge permanente)

Tableau II.3 : *Charge permanente du plancher terrasse en corps creux [3]*

N°	Composant	Épaisseur	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^3)
1	Gravillon roulé	0.05	17.00	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6.00	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente 1%	0.10	22.00	2.2
5	Plaque de liège	0.04	4.00	0.16
6	Par vapeur	0.01	6.00	0.06
7	Film polyane	-	-	0.01
8	Plancher à corps creux	0.16+0.05	13.10	2.75
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			Total	**6.40**

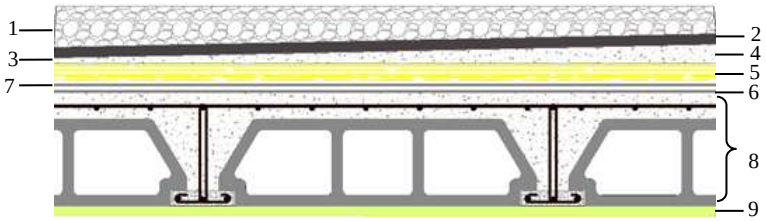


Figure II.4 : *Composants d'un plancher terrasse en corps creux*

3.2.1.2. Dalle pleine (charge permanente)

Tableau II.4 : *Charge permanente du plancher terrasse en dalle pleine [3]*

N°	Composant	Épaisseur	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^3)
1	Gravillon roulé	0.05	17.00	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6.00	0.12
3	Forme de pente 1%	0.10	22.00	2.2
4	Isolation thermique	0.04	4.00	0.16
5	Dalle pleine	0.16	25	4.00
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
			Total	**7.53**

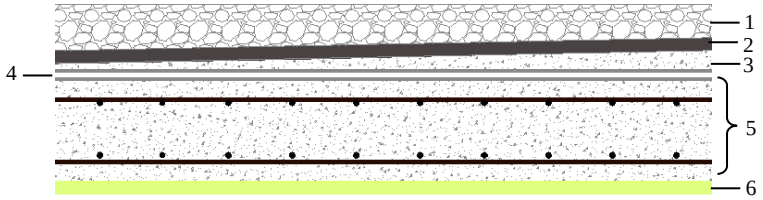


Figure II.5 : *Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine*

3.2.1.3. Surcharge d'exploitation : $Q = 1\ kN/m^2$

3.2.2. Plancher courant

3.2.2.1. Dalle corps creux (charge permanente)

Tableau II.5 : *Charge permanente du plancher courant en dalle corps creux [3]*

N°	Composant	Épaisseur	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^3)
1	Carrelage	0.02	2.00	0.40
2	Mortier de pose	0.02	18	04
3	Lit de sable	0.03	20	0.54
4	Plancher à corps creux	0.16+0.05	13.10	2.75
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Mur simple cloison	0.14	-	1.62
			Total	**5.91**

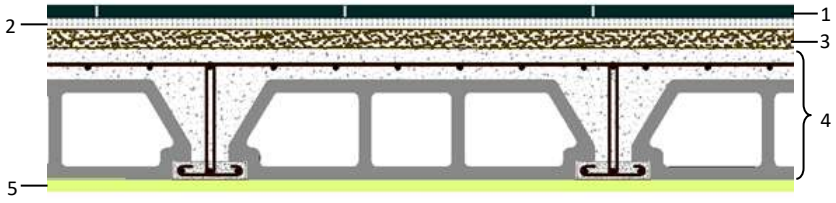


Figure II.6 : *Composants d'un plancher courant en corps creux*

3.2.2.2. Dalle Pleine (charge permanente)

Tableau II.6 : *Charge permanente du plancher courant en dalle pleine [3]*

N°	Composant	Épaisseur	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^3)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Lit de sable	0.03	18.00	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Dalle pleine	0.16	25	4
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Mur simple cloison	0.14	-	1.62
			Total	**7.16**

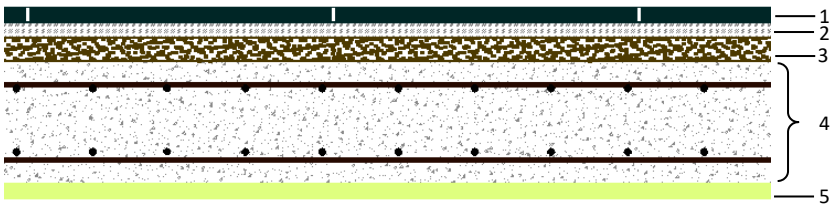


Figure II.7 : *Composants d'un plancher courant en dalle pleine*

3.2.2.3. Surcharge d'exploitation

Tableau II.7 : *Charges d'exploitation [3]*

	Salon de thé	Réserve	Cafétéria	Escalier	Sanitaire
$Q\ (kN/m^2)$	2.5	3.5	2.5	2.5	1.5
L'usage	Local d'entretient	librairie	boutique	bagage	Poste de contrôle
$Q\ (kN/m^2)$	2.5	2.5	5	3.5	2.5
L'usage	Conciergerie	Bureaux	Agence de voyage	sécurité	Hall
$Q\ (kN/m^2)$	1.5	2.5	2.5	2.5	2.5
L'usage	chambre	terrasse	administration	Salle de réunion	Salon de coiffure
$Q\ (kN/m^2)$	1.5	3.5	2.5	2.5	1.5
L'usage	Infirmerie	Salon d'étage	Salon d'information	Cuisine	séjour
$Q\ (kN/m^2)$	1.5	1.5	1.5	5	2.5

3.2.3. Plancher sous-sol

3.2.3.1. Dalle Pleine (parking)

Tableau II.8 : *Charge permanente du plancher courant en dalle pleine (parking) [3]*

N°	Composant	Épaisseur	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^3)
4	Dalle pleine	0.16	25	4
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
			Total	**4.36**

3.2.3.2. Surcharge d'exploitation (parking) : $Q = 2.5\ kN/m^2$

3.3. L'acrotère

3.3.1. Charge permanente

$G = \rho \times S \times 1m$

S : la surface transversale totale de l'acrotère

ρ : Le poids volumique du béton armé

$S = (0.16 \times 1) + (0.09 \times 0.2) + 0.2 \times \frac{0.06}{2} = 0.184\ m^2$

$G = 25 \times 0.184 = \mathbf{4.6\ kN/ml}$

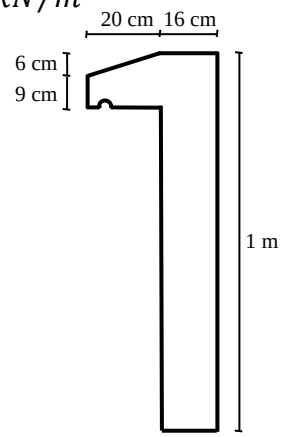


Figure II.7 : *dimensions de l'acrotère*

4. Pré-dimensionnement des poutres

Condition de résistance

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

L : la plus grande portée mesurée à nus d'appuis : L = 5 m

$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \longrightarrow 33.33\ cm \leq h \leq 50\ cm$

On choisit : **h = 40 cm**

$0.6h \leq b \leq h$

$24\ cm \leq h \leq 50\ cm \longrightarrow$ On choisit : **b = 30 cm**

Remarque:A cause de la similarité des travées dans les deux sens (x et y) on a opté a choisir des sections identique pour les poutres principales et les poutres secondaires .

Vérification des conditions du RPA99 version 2003-Art 7.5.1

Zone III (forte sismicité)

$h \geq 0.3\ m \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

$b \geq 0.2\ m \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

$h/b \leq 4 \longrightarrow 40/30 = 1.5 \leq 4 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

5. Pré-dimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne : (Nu=1.1Nu).

5.1 Étapes de Pré-dimensionnement

- choix du poteau le plus sollicité ;
- calcul de la surface reprise par le poteau ;
- détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;
- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du **RPA99 version 2003 (Art : 7.4.1)**

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

$$\begin{cases} Min\ (b_1, h_1) \geq 30\ cm \\ Min\ (b_1, h_1) \geq \dfrac{h_e}{20} \qquad zone\ III \\ \dfrac{1}{4} < \dfrac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

Pour les poteaux circulaires :

$$\begin{cases} D \geq 35\ cm \\ D \geq \dfrac{h_e}{15} \end{cases}$$

On a :

$$N_{ultime} \leq \alpha \left[\frac{Br.f_{c28}}{0.9\times\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right] \text{…….. [2].}$$

Avec :

- $\overline{Nu}$: Effort normal admissible à l'ELU.
- B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie $B_r = (b - 2\ cm)X(h - 2\ cm)$ pour les sections carrées et $B_r = \pi\left(\frac{D-1}{2}\right)^2$ pour les sections circulaires.
- γ_b= 1,50 et γ_s= 1,15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (Situation durable).
- f_{c28} Et f_e: Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau (A = $\frac{B}{1000}$).
- α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé:

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$\lambda = \frac{l_f}{i}$

Où :

i : Rayon de giration.

λ: L'élancement géométrique.

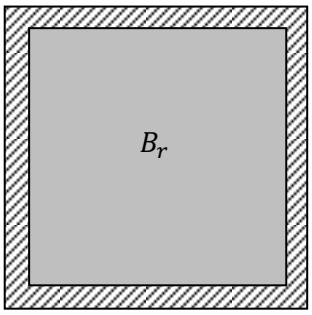


Figure II.8 : *Section réduite du poteau*

L_f : Longueur de flambement.

5.2. Descente des charges [3]

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les porteurs verticaux les plus proches.

Dans notre structure le poteau le plus sollicité est le poteau 3-D.

5.2.1 Calcul de la longueur du flambement L_f

Selon le règlement **CBA93 [B.8.3.3.1]** qui définie L_f comme suit :

- $0.7l_0$: si le poteau est à ses extrémités :
  - ✓ Soit encastré dans un massif de fondation ;
  - ✓ Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part ;
- l_0 : dans les autres cas.

Soit K_1 la raideur du poteau considéré, K_2 et K_3 les raideurs des poutres de plancher qui le traversent,

- Etages courants :

  Si $K_2 \geq K_1$ et $K_3 \geq K_1$: $l_f = 0.7l_0$ ..... [4].

- Etages en sous-sol :

  Si $K_2 \geq K_1$ et le poteau est encastré dans sa fondation : $l_f = 0.7l_0$ ..... [4].

- Dans tous les autres cas : $l_f = l_0$ ..... [4].

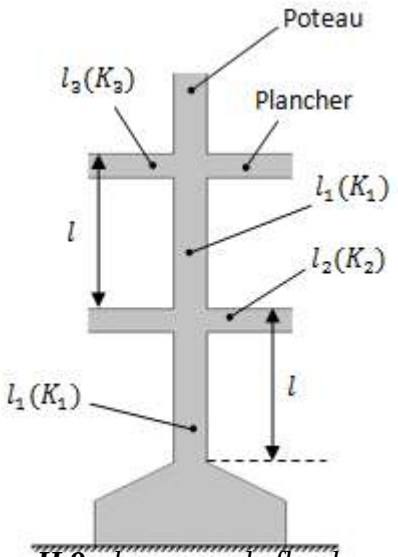


Figure II.9 : *longueur de flambement*

Tableau II.9 : *détermination de la longueur du flambement*

	Sens X		Sens-Y		l_f
K_0	$3{,}07.10^{-4} + 3{,}4.10^{-4} = 6{,}47.10^{-4}$	$K_0 > K_1$	$3{,}4.10^{-4} + 3{,}4.10^{-4} = 6{,}8.10^{-4}$	$K_0 > K_1$	
$K_1(30 \times 30)$	2.09×10^{-4}	✓	2.09×10^{-4}	✓	$0.7l_0$
K_2	$3{,}07.10^{-4} + 3{,}4.10^{-4} = 6{,}47.10^{-4}$	$K_2 > K_1$	$3{,}4.10^{-4} + 3{,}4.10^{-4} = 6{,}8.10^{-4}$	$K_2 > K_1$	
K'_2	$6{,}47.10^{-4}$	$K'_2 > K_3$	$6{,}8.10^{-4}$	$K'_2 > K_3$	
$K_3(30 \times 30)$	2.09×10^{-4}	✓	2.09×10^{-4}	✓	$0.7l_0$
K_4	$6{,}47.10^{-4}$	$K_4 > K_3$	$6{,}8.10^{-4}$	$K_4 > K_3$	
K'_4	$3{,}1.10^{-4} + 3{,}44.10^{-4} = 6{,}54.10^{-4}$	$K'_4 > K_5$	$3{,}44.10^{-4} + 3{,}44.10^{-4} = 6{,}88.10^{-4}$	$K'_4 > K_5$	
$K_5(35 \times 35)$	3.87×10^{-4}	✓	3.87×10^{-4}	✓	$0.7l_0$
K_6	$3{,}40.10^{-4} + 3{,}44.10^{-4} = 6{,}54.10^{-4}$	$K_6 > K_5$	$3{,}44.10^{-4} + 3{,}44.10^{-4} = 6{,}88.10^{-4}$	$K_6 > K_5$	

K'_6	$6{,}54.10^{-4}$	$K'_6 > K_7$	$6{,}88.10^{-4}$	$K'_6 > K_7$	
$K_7(35\times35)$	3.87×10^{-4}	✓	3.87×10^{-4}	✓	$0.7l_0$
K_8	$6{,}54.10^{-4}$	$K_8 > K_7$	$6{,}88.10^{-4}$	$K_8 > K_7$	
K'_8	$3{,}14.10^{-4}+3{,}47.10^{-4}=6{,}61.10^{-4}$	$K'_8 > K_9$	$3{,}47.10^{-4}+3{,}47.10^{-4}=6{,}94.10^{-4}$	$K'_8 > K_9$	
$K_9(40\times40)$	6.60×10^{-4}	✓	6.60×10^{-4}	✓	$0.7l_0$
K_{10}	$3{,}14.10^{-4}+3{,}47.10^{-4}=6{,}61.10^{-4}$	$K_{10} > K_9$	$6{,}94.10^{-4}$	$K_{10} > K_9$	
K'_{10}	$6{,}61.10^{-4}$	$K'_{10} > K_{11}$	$6{,}94.10^{-4}$	$K'_{10} > K_{11}$	
$K_{11}(40\times40)$	6.6×10^{-4}	✓	6.6×10^{-4}	✓	$0.7l_0$
K_{12}	$6{,}61.10^{-4}$	$K_{12} > K_{11}$	$6{,}94.10^{-4}$	$K_{12} > K_{11}$	
K'_{12}	$3{,}16.10^{-4}+3{,}51.10^{-4}=6{,}67.10^{-4}$	$K'_{12} < K_{13}$	$3{,}51.10^{-4}+3{,}51.10^{-4}=7{,}02.10^{-4}$	$K'_{12} > K_{13}$	
$K_{13}(45\times45)$	1.06×10^{-3}	X	1.06×10^{-3}	X	l_0
K_{14}	$6{,}67.10^{-4}$	$K_{14} < K_{13}$	$6{,}02.10^{-4}$	$K_{14} > K_{13}$	
K'_{14}	$3{,}2.10^{-4}+3{,}55.10^{-4}=6{,}75.10^{-4}$	$K'_{14} < K_{15}$	$3{,}55.10^{-4}+3{,}55.10^{-4}=7{,}10.10^{-4}$	$K'_{14} > K_{15}$	
$K_{15}(50\times50)$	1.45×10^{-3}	X	1.45×10^{-3}	X	l_0
K_{16}	$6{,}75.10^{-4}$	$K_{16} < K_{15}$	$7{,}10.10^{-4}$	$K_{16} > K_{15}$	
K'_{16}	$6{,}75.10^{-4}$	$K'_{16} < K_{17}$	$7.10.10^{-4}$	$K'_{16} > K_{17}$	
$K_{17}(50\times50)$	1.39×10^{-3}	X	1.39×10^{-3}	X	l_0
K_{18}	$6{,}75.10^{-4}$	$K_{18} < K_{17}$	$7{,}10.10^{-4}$	$K_{18} > K_{17}$	
K'_{18}	$3{,}33.10^{-4}+3{,}72.10^{-4}=7.05.10^{-4}$	$K'_{18} > K_{19}$	$3{,}72.10^{-4}+3{,}72.10^{-4}=7.44.10^{-4}$	$K'_{18} > K_{19}$	
$K_{19}(D=70)$	3.64×10^{-3}	X	3.64×10^{-3}	X	l_0
K_{20}	$7.05.10^{-4}$	$K_{20} > K_{19}$	$7.44.10^{-4}$	$K_{20} > K_{19}$	
$K_{21}(D=70)$	Encré dans le massif de fondations				$0.7l_0$

5.2.2. Calcul de l'effort Nu

On calcul les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant, et on adopte:

Tableau II.10 : *Détermination de la section des poteaux de chaque niveau*

N	Aire de plancher	Eléments	Dimensions (m)			Charge unitaire (kN/m2)	Charge de l'étage (kN)		G cumulé	Dégression	Nu (kN)	1,1 Nu
			h	b	L	g	G	Q		Q'		
7	**26.25**	Plancher				6.4	168					
		poutre P	0.4	0.3	5.5		16.5					
		Poutre S	0.4	0.3	5		15					
		Poteau	0.35	0.35	3.23		9.89					
		Total					209.39	27.5	209.39	**27.5**	323.92	356.32
6	**26.25**	Plancher				5.91	155.13					
		poutre P	0.4	0.3	5.5		16.5					
		Poutre S	0.4	0.3	5		15					
		Poteau	0.4	0.4	3.23		12.92					
		Total					199.55	89.37	408.94	**116.87**	727.38	800.12
5	**26.25**	Plancher				5.91	155.13					

		poutre P	0.4	0.3	5.5		16.5					
		Poutre S	0.4	0.3	5		15					
		Poteau	0.4	0.4	3.23		12.92					
		Total					199.55	41.25	608.50	**151.589**	1048.86	1153.75
4	**26.25**	Plancher				5.91	155.13					
		poutre P	0.4	0.3	5.5		16.5					
		Poutre S	0.4	0.3	5		15					
		Poteau	0.45	0.45	3.23		16.35					
		Total					202.98	41.25	811.49	**182.183**	1368.79	1505.67
3	**26.25**	Plancher				5.91	155.13					
		poutre P	0.4	0.3	5.5		16.5					
		Poutre S	0.4	0.3	5		15					
		Poteau	0.45	0.45	3.23		16.351875					
		Total					202.98	41.25	1014.48	**208.652**	1682.53	1850.78
2	**26.25**	Plancher				5.91	155.1375					
		poutre P	0.4	0.3	5.5		16.5					
		Poutre S	0.4	0.3	5		15					
		Poteau	0.5	0.5	3.23		20.18					
		Total					206.82	41.25	1221.31	**230.996**	1995.26	2194.78
1	**26.25**	Plancher				5.91	155.1375					
		poutre P	0.4	0.3	5.5		16.5					
		Poutre S	0.4	0.3	5		15					
		Poteau	0.5	0.5	3.23		20.18					
		Total					206.8	41.25	1428.13	**249.215**	2301.80	2531.98
M	**26.25**	Plancher				5.91	155.13					
		poutre P	0.4	0.3	5.5		16.5					
		Poutre S	0.4	0.3	5		15					
		Poteau	0.55	0.55	3.57		26.99					
		Total					213.63	41.25	1641.77	**266.6777**	2616.40	2878.04
RDC	**26.25**	Plancher				5.91	155.13					
		poutre P	0.4	0.3	5.5		16.5					
		Poutre S	0.4	0.3	5		15					
		Poteau	0.55	0.55	3.74		28.28					
		Total					214.92	68.75	1856.69	**303.3216**	2961.51	3257.6
1SS	**26.25**	Plancher				5.91	155.13					
		poutre P	0.4	0.3	5.5		16.5					
		Poutre S	0.4	0.3	5		15					
		Poteau	0.6	0.6	3.23		22.83					
		Total					209.46	75.62	2066.16	**345.1184**	3306.99	3637.69
2 SS	**26.25**	Plancher				7.16	187.95					
		poutre P	0.4	0.3	5.5		16.5					
		Poutre S	0.4	0.3	5		15					
		Poteau	0.6	0.6	3.23		22.83					
		Total					242.28	68.75	2308.44	**384.9935**	3693.88	4063.27

5.2.3. Vérification du $1.1\,N_u \leq \bar{N}_u$

Tableau II.11 : *vérification du* $(1.1N_u \leq \overline{N_u})$

Niveau	h (cm)	b (cm)	Section	As (cm2)	B_r (cm²)	L(m)	L_f(m)	i	λ	α	Nu (kN)	1.1 NU (kN)	
7	30	30	900	0.9	784	3.23	2.261	0.0866	26.1077	0.7648	1134.43	356.32	CV
6	35	35	1225	1.225	1089	3.23	2.261	0.1010	22.3780	0.7857	1618.08	800.12	CV
5	35	35	1225	1.225	1089	3.23	2.261	0.1010	22.3780	0.7857	1618.08	1153.75	CV
4	40	40	1600	1.6	1444	3.23	2.261	0.1154	19.5808	0.7999	2183.58	1505.67	CV
3	40	40	1600	1.6	1444	3.23	2.261	0.1154	19.5808	0.7999	2183.58	1850.78	CV
2	45	45	2025	2.025	1849	3.23	2.261	0.1299	17.4051	0.8099	2830.34	2194.78	CV
1	45	45	2025	2.025	1849	3.23	3.23	0.1299	24.8645	0.7720	2698.00	2531.98	CV
M	50	50	2500	2.5	2304	3.57	3.57	0.1443	24.7336	0.7728	3364.53	2878.04	CV
RDC	50	50	2500	2.5	2304	3.74	3.74	0.1443	25.9114	0.7660	3335.00	3257.66	CV
1 er SS	D=70		3848.451	3.848	3631.68	3.23	3.23	0.175	18.4571	0.8052	5523.12	3637.69	CV
2 er SS	D=70		3848.451	3.848	3631.68	3.23	2.261	0.175	12.92	0.8274	5675.63	4063.27	CV

5.2.4. Vérification selon le RPA99v2003

D'après le RPA99V2003 [7.4.1], les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II.12 : *vérification vis-à-vis du RPA99 v 2003 (poteaux carrés)*

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
$Min(b,h) \geq 30cm$	$Min(b,h) = 30\ cm \geq 30\ cm$	✓
$Min(b,h) \geq h_e/20$	$(3.23 - 0.4)/20 = 2.83$	✓
$0.25 < b/h < 4$	$0.25 < b/h = 1 < 4$	✓

Tableau II.13 : *vérification vis-à-vis du RPA99 v 2003 (poteaux circulaires)*

Condition à vérifier	Poteau D=70 cm	Vérification
$D \geq 35cm$	70	✓
$D \geq h_e/15 = 21.53\ cm$	70	✓

6. Pré-dimensionnement des voiles

La solution de contreventement avec voiles en béton armé est actuellement très répandue ; très souvent, les voiles en cause, disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire

allongée, constituent également les éléments de transmission des charges verticales, sans être obligatoirement renforcés par des poteaux.

Ils assurent ainsi, dans des conditions économiques, à la fois la transmission des charges de pesanteur et le contreventement dans la direction transversal des bâtiments ; cet avantage approprié : banches et coffrages-tunnels.

L'épaisseur minimale est de 15 cm, et doit être inférieure à 4 fois sa longueur, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre h_e et des conditions de rigidité aux extrémités. [1]

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux $a \geq Max[h_e/25\,;15\ cm]$…….. [1]
- Pour les voiles avec un seul about sur un poteau $a \geq Max[h_e/22\,;15\ cm]$…….. [1]
- Pour les voiles à abouts libres $a \geq Max[h_e/20\,;15\ cm]$…….. [1]

En résumé, dans nos stades de conception et vérification il peut être qu'on utilisera le premier type avec $h = 3.74\ m$

On adopte pour tous les niveaux un voile de $\mathbf{20\ cm}$

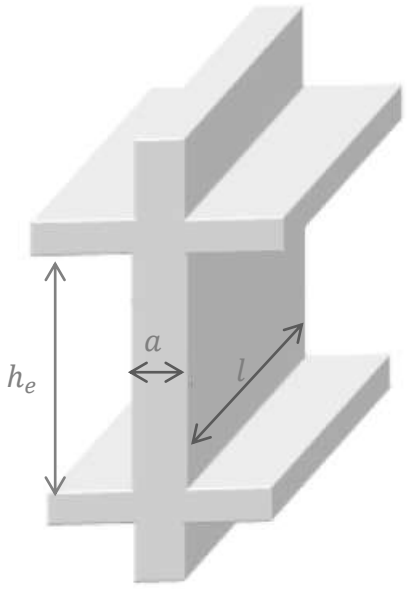


Figure II.10 : *schéma du voile*

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

1. L'acrotère

1.1. Introduction

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 16 cm d'épaisseur et de 100 cm de hauteur. C'est un système isostatique assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une surcharge d'exploitation de 1 kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme très préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

Le calcul du ferraillage se fait pour une bonde de 1 m de largeur, 16 cm d'épaisseur, et 100 cm de hauteur.



Figure III.1 : *L'acrotère*

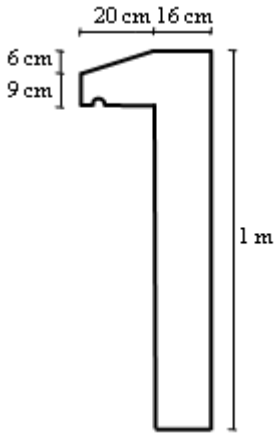


Figure III.2 *: dimensions de l'acrotère*

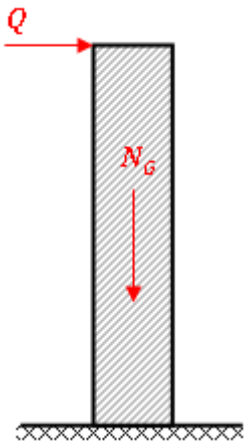


Figure III.3 *: les charges sur l'acrotère*

1.2. Evaluation des charges et surcharges

Charge permanente

$$G = [(1 \times 0{,}16) + (0{,}09 \times 0{,}2) + \left(0{,}2 \times \left(\frac{0{,}06}{2}\right)\right) \times 25 \times 1] = 4{,}6\ kN/ml$$

Charge d'exploitation

$$Q = 1\ kN\ /ml$$

L'action des forces horizontales (sismiques)

Les éléments secondaires de la structure doivent être calculés sous l'action des forces horizontales, suivant la formule : $F_p = 4 \times A \times C_P \times W_p$ ..... [1].

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4 .1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés $[A = 0{,}3]$ ……groupe 1 B

C_p: Facteur de force horizontale donnée dans le tableau (6.1)…….$[C_p = 0{,}8]$.

W_p = Poids de l'acrotère = 4,6 kN.

Donc :

Q_H =Max (1.5Q ;F_p)

$F_p = 4 \times 0{,}3 \times 0{,}8 \times 4{,}6 = 4{,}41\ kN$

$1{,}5\ Q = 1{,}5\ kN$

Alors pour une bande de 1m de largeur :

$G = 4{,}6\ kN/ml$

$Q_h = 4{,}41\ kN/ml$

1.3. Calcul des efforts

Tableau III.1 : *Calcul des efforts dans l'acrotère*

	ELU	**ELS**
$\boldsymbol{N}$ $\boldsymbol{(kN)}$	$1{,}35 \times G = 1{,}35 \times 4{,}6 = 6{,}21$	$G = 4{,}6$
$\boldsymbol{T}$ $\boldsymbol{(kN)}$	$1{,}5 \times Q = 1{,}5 \times 4{,}41 = 6{,}61$	$Q = 4{,}41$
$\boldsymbol{M}$ $\boldsymbol{(kN.m)}$	$1{,}5 \times Q \times h = 1{,}5 \times 4{,}41 \times 1 = 6{,}61$	$Q \times h = 4{,}41$

1.4. Calcul du ferraillage

1.4.1. Armatures principales

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et situation durable.

Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{6{,}61}{6{,}21} \Rightarrow e_0 = 106\,,44\ cm$$

$$\frac{h}{2} - c = 8 - 2.5 = 13.5\ cm$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - c$$

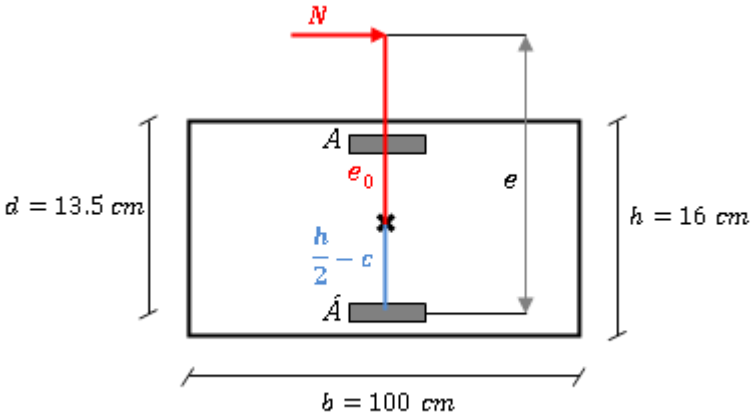


Figure III.4 : *Section de BA à ELU*

Le centre de pression se trouve à l'extérieure du segment limité par les armatures, alors on a une section partiellement comprimée.

Calcul du moment de flexion

$e = e_0 + (\frac{h}{2} - c) \Longrightarrow e = 112\ cm$

$M_1 = N_u \times e \ \Rightarrow \ M_1 = 6{,}95\ kN.m$

Le calcule se fait en flexion simple :

$\mu = \frac{M_1}{bd^2\sigma_b} = \frac{6.95\times10^6}{1000\times135^2\times14.2} = 0.026 < \mu_l \quad \longrightarrow \acute{A} = 0$

$$\mu = 0.026 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.987$$

$$A = \frac{M_1}{bd\sigma_b} = \frac{6.95 \times 10^6}{0.987 \times 135 \times 347.82} = 1.5\ cm^2$$

N effort de compression alors :

$A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} \Longrightarrow A = 1.32\ cm^2$

$\begin{cases} A = 1.32\ cm^2 \\ \acute{A} = 0 \end{cases} \longrightarrow$ On choisit : **6HA6**= 1.70 cm^2

Vérification de la section d'acier

Il faut vérifier A avec la section minimale imposée par la règle du millième [2], et par la règle de non fragilité [5] :

$A_{s\,min} \geq Max\left\{\frac{bh}{1000}; 0.23bd\frac{f_{t28}}{fe}\right\} \Longrightarrow A_{s\,min} \geq \{1.6\ cm^2; 1.63cm^2\}$

$A = 1.70\ cm^2 \geq A_{s\,min} = 1.63\ cm^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Donc on adopte : **6HA6** $= 1.70\ cm^2$

L'espacement [2]

$S_t = \frac{100}{5} = 20\ cm \ \leq \ S_{t\,min} = min[3h = 48\ cm; 33\ cm] = 33\ cm \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

1.4.2. Armatures de répartition

$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{1{,}70}{4} = 0{,}425\ \text{cm}^2 \longrightarrow$ On choisit **5HA6**= 1.41 cm^2 .

L'espacement [2]

$S_t = \ 25\ cm \ \leq \ \ S_{t\,min} = min[4h = 64\ cm; 40\ cm] = 40\ cm, \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Vérification à l'état limite de service

$N_{ser} = 4{,}6\ kN$; $M_{ser} = 4{,}41\ kN.m$

Calcul de l'excentricité

L'effort normal est un effort de compression

On doit vérifier l'inégalité ci-contre: $\frac{M_{G'}}{N_{ser}} \geq \frac{I_G}{B_0\ X\ \nu_2}$

Où :

$B_0 = b \times h + 15(A + A`) \Longrightarrow B_0 = 1625{,}5\ \text{cm}^2$.

$\nu_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{b.h^2}{2} + 15(A`.c` + A.d)\right] \Longrightarrow \nu_1 = 7{,}91\ cm$

$\nu_2 = h - \nu_1 \Longrightarrow \nu_2 = 8{,}08\ cm$

$I_G = \frac{b}{3}({\nu_1}^3 + {\nu_2}^3) + 15[A(\nu_2 - c)^2 + A`(\nu_1 - c`)^2] \Longrightarrow I_G = 34827{,}26\ cm^4$

Alors : $\frac{I_G}{B_0\nu_2} = 2{,}65\ cm.$

$M_{G'} = M_{ser} - N_{ser} \times GG'$

$M_{G'} = 4{,}41 - 4{,}6 \times (0{,}8 - 0{,}79)$

$M_{G'} = 4{,}37\ kN.m$

Donc : $\frac{M_{G'}}{N_{ser}} = 95{,}00\ cm > \frac{I_G}{B_0\nu_2} = 2{,}65\ cm$

Alors : on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que : $\begin{cases}\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma_s}\end{cases}$

Où :$\sigma_b = k.y_1$ avec : $k = \frac{N_{ser}}{S_G}$

$\sigma_s = 15\ k\ (d - y_1)$

On va calculer y_2 à l'aide de l'équation suivante :

${y_2}^3 + py_2 + q = 0$

y_2 : Distance entre le centre de pression 'c' et l'axe neutre.

$P = -3C^2 - 90\ \frac{A`}{b}(C - c`) + 90\ \frac{A}{b}(d - C)$

$$P = -2C^3 - 90\,\frac{A`}{b}\left(C - c`\right) + 90\,\frac{A}{b}(d - C)^2$$

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point 'c' et puisque 'N'est un effort de compression donc :

$$C = v_1 - G'c = e = \frac{M_G}{N_{ser}} \Longrightarrow C = 7.91 - 95 = -87.09\ cm\ < 0$$

c : (centre de pression) se trouve à l'extérieur du segment limite par les armatures.

$$P = -3C^2 - \frac{90A}{b}(d - c)$$

$$P = -3(-87.09)^2 - \frac{90(1.70)}{100}(13.2 + 87.09) = -22907.90\ cm^2$$

$$q = -2C^3 - \frac{90A}{b}(d - c)^2$$

$$q = -2(-87.09)^3 - \frac{90A}{b}(d - c)^2$$

$$q = -2(-87.09)^3 - \frac{90(1.70)}{100}(13.2 + 87.09)^2 = 1305616.42\ cm^3$$

Le déterminant Δ

$$\Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27}$$

$$\Delta = (1305616.42)^2 + \frac{4(-22907.90)^3}{27} = -7.63171 \times 10^{10} < 0$$

Application numérique

$$\begin{cases} \mathrm{P} = -22907{,}90 \quad \mathrm{cm}^2 \\ \mathrm{q} = 1\,305616{,}42\ \mathrm{cm}^3 \end{cases}$$

Donc l'équation devient : $Y_2{}^3 - 22907{,}90Y_2 + 1305616{,}42 = 0$

$$\Delta = \mathrm{q}^2 + \frac{4\times \mathrm{P}^3}{27} = -7{,}63 \times 10^{10} < 0$$

Donc : $\begin{cases} cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{P}} = -0{,}97 \Rightarrow \varphi = 168{,}04° \\ a = 2\sqrt{\frac{-P}{3}} = 174{,}76\ \ cm \end{cases}$

Les racines de l'équation sont : $Y_2 = \begin{cases} \text{acos}\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 97{,}69\ cm \\ \text{acos}\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -174{,}33cm \\ \text{acos}\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = 76{,}64\ cm \end{cases}$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante :

$$0 < \ Y_1 = Y_2 + C < h$$

Y_1 : Distance entre la fibre la plus comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Donc : $\begin{cases} Y_2 = 97{,}69\ cm \\ Y_1 = 10{,}6\ cm \end{cases}$

$S_G = \frac{1}{2} b\, {Y_1}^2 + 15[A`(Y_1 - c`) - A(d - Y_1) \longrightarrow S_G = 5544{,}05\ \text{cm}^3$

$K = \frac{N_{ser}}{S_G} = 9{,}74.10^{-4}\ N/mm^3.$

$\sigma_b = k y_1 = 106 \times 9{,}74.10^{-4} = 0{,}103\ MPa$

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0{,}6\ f_{c28} = 15$ MPa

$\sigma_s = 15k \times (d - y_1) = 15 \times 9{,}74 \times 10^{-4} \times (135 - 106) = 0{,}42 MPa$

$\bar{\sigma}_s\ (fissuration\ trés\ préjudiciable)$[2].

$\bar{\sigma}_s = Min\left[\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = Min[200\ ; 164.97\ ]\ MPa = 164.97\ MPa$

$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Donc on adopte les sections calculées à E.L.U.

1.5. Vérification de l'effort tranchant [2]

La section d'armatures tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction F qui égale à :

$$F = T_u - \frac{M_u}{0{,}9\ d}$$

$F = 6{,}61\ - \frac{6{,}61}{0{,}9 \times 0{,}135} = -47{,}79\ kN$

$F < 0$, alors les armatures tendues ne sont pas soumises a aucun effort de traction, Donc pas de vérification à faire.

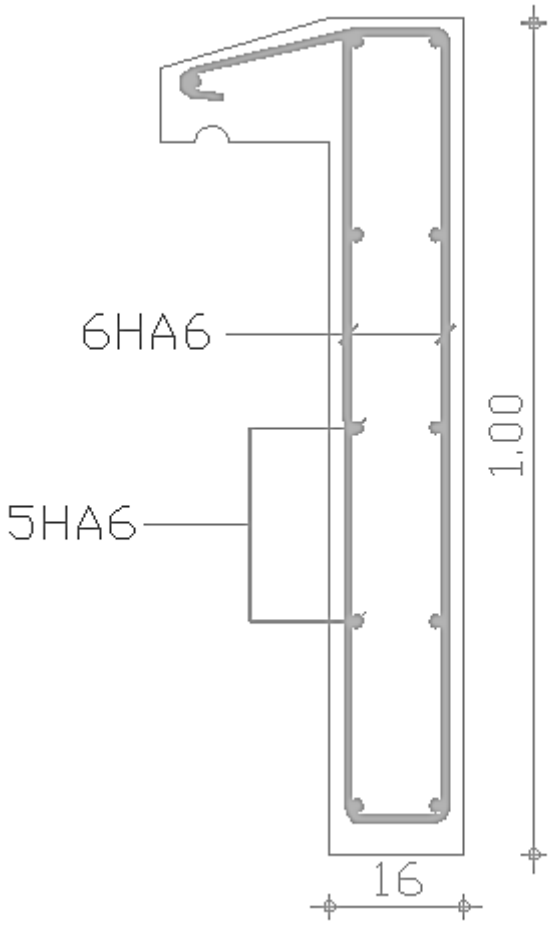


Figure III.5 : *Ferraillage de l'acrotère*

2. Plancher corps creux

2.1. Introduction

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (16X20X56) cm^3 avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

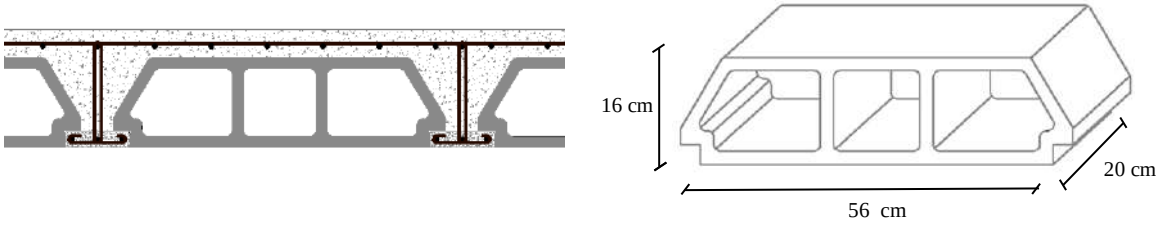


Figure III.6 : *plancher en corps creux*

2.2. Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriquées, leur calcul est associé à des poutres continues, semi encastrées aux extrémités.

La section du béton est définie par :

- Une section en (Té) en travées.
- Une section rectangulaire aux appuis.

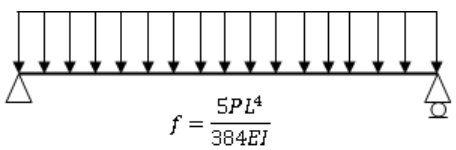
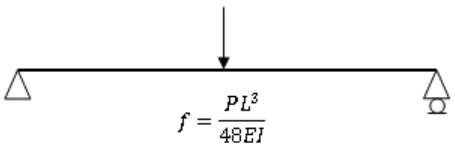
Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est : S=0.65L ; le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

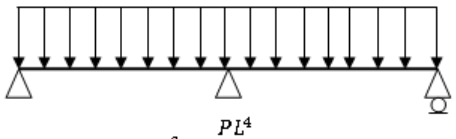
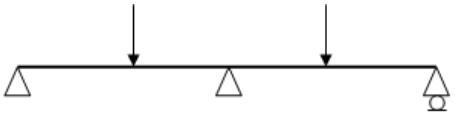
2.2.1. Calcul avant coulage

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

- son poids propre.
- le poids de corps creux (entrevous).
- une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

Tableau III.2 : *la détermination de la flèche [7]*

	Charge uniformément répartie	Charge concentrée
Sur 2 appuis	 $f = \frac{5PL^4}{384EI}$	 $f = \frac{PL^3}{48EI}$

Sur 3 appuis	 $f = \frac{PL^4}{185EI}$	 $f = \frac{PL^3}{48EI}$

La travée :$L = 5.2\ m$

$Q = Max\begin{cases}1\ kN \\ 0.5L = 2.6\ kN\end{cases} \qquad Q = 2.6\ kN$

$G = \begin{cases}poids\ de\ poutrelle = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12\ kN \\ poids\ du\ corps\ creux = 0.65 \times 1 = 0.65\end{cases}$; $G = 0.12 + 0.65 = 0.77\ kN$

$E = 35000\ MPa$

$I = \frac{0.12 \times 0.04^3}{12} = 6.4 \times 10^{-7} m^4$

<u>Sans étai</u>

$f_G = \frac{5 \times 0.77 \times 5200^4}{384 \times 6.4 \times 10^5 \times 35000} = 32.72\ cm$

$f_Q = \frac{2.6 \times 5200^3 \times 10^3}{48 \times 6.4 \times 10^5 \times 35000} = 34\ cm$

$f_G + f_Q = 34 + 32.72 = 66.72\ cm\ < \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5\ cm = 1.02$ cm $\longrightarrow$ **CNV**

<u>1 seul étai</u>

$f_G = \frac{0.77 \times 5200^4}{185 \times 6.4 \times 10^5 \times 35000} = 13.85\ cm$

$f_Q = \frac{2.6 \times 5200^3 \times 10^3}{108 \times 6.4 \times 10^5 \times 35000} = 15.11\ cm$

$f_G + f_Q = 14.85 + 16.25 = 28.96\ cm\ < \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5\ cm = 1.02\ cm \longrightarrow$ **CNV**

<u>Deux étais</u>

$f_G = \frac{PL^4}{2960EI} = \frac{0.77 \times 5200^4}{2960 \times 6.4 \times 10^5 \times 35000} = 0.84\ cm$

$f_Q = \frac{PL^3}{864EI} = \frac{2.6 \times 5200^3 \times 10^3}{864 \times 6.4 \times 10^5 \times 35000} = 1.88\ cm$

$f_G + f_Q = 0.84 + 1.88 = 2.72\ cm\ < \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5\ cm = 1.02\ cm \longrightarrow$ **CNV**

Trois étais

$$f_G = \frac{PL^4}{47360EI} = \frac{0.77 \times 5200^4}{47360 \times 6.4 \times 10^5 \times 35000} = 0.05\ cm$$

$$f_Q = \frac{PL^3}{6912\ EI} = \frac{2.6 \times 5200^3 \times 10^3}{6912 \times 6.4 \times 10^5 \times 35000} = 0.23\ cm$$

$f_G + f_Q = 0.23 + 0.05 = 0.28\ cm\ < \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5\ cm = 1.02\ cm \longrightarrow$ **CV**

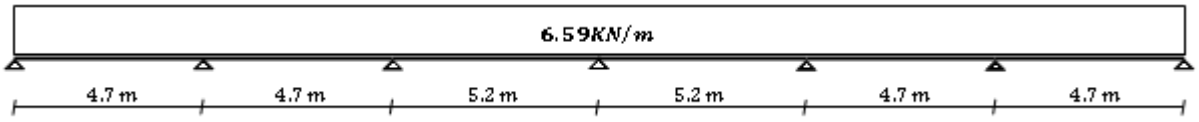
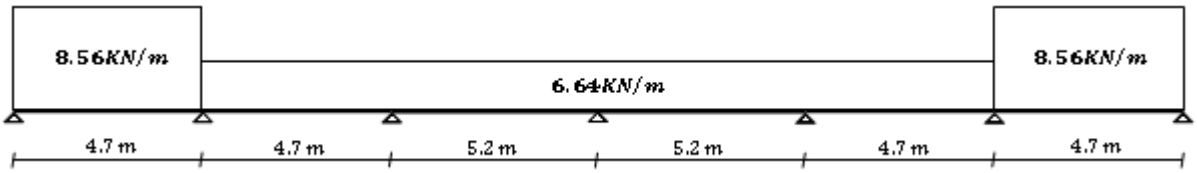
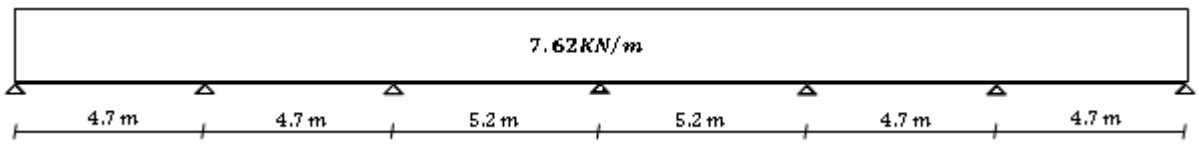
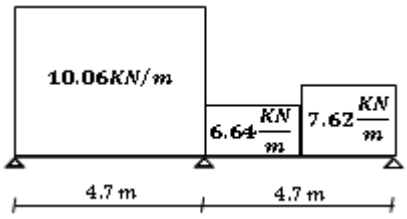
Donc on adopte 3 étais

2.2.2. Calcul après coulage

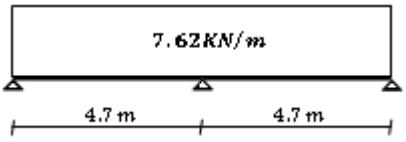
Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher courant ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles

Selon la longueur et le chargement de chaque travée, notre structure comporte 14 types des poutrelles

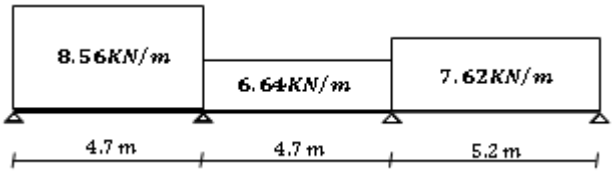
Tableau III.3 **:** *Types des poutrelles*

Terrasse
 **type 1**
7ème étage
 **type 2**
 **type 3**
 **Type 4**

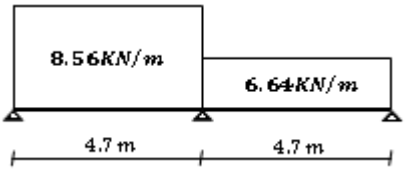
Type 5



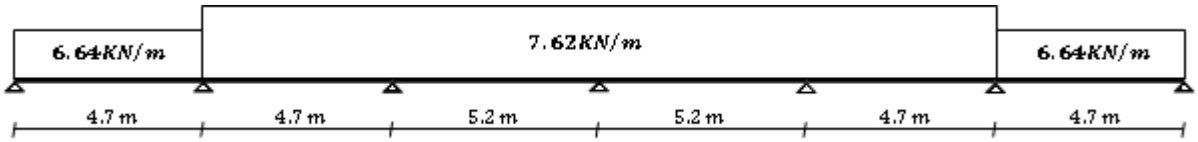
Type 6



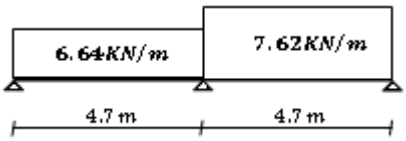
Type 7



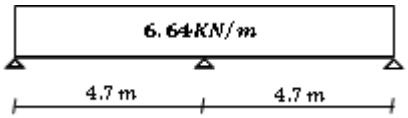
1er à 6ème étage



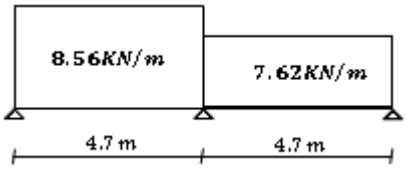
Type 8



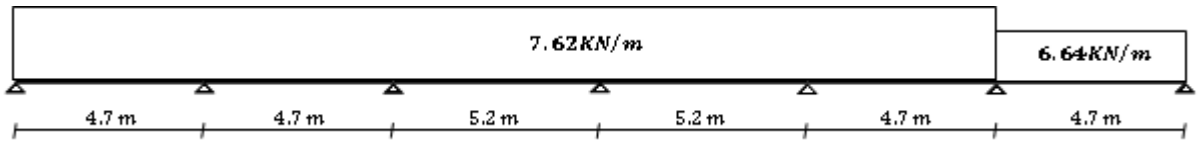
Type 9



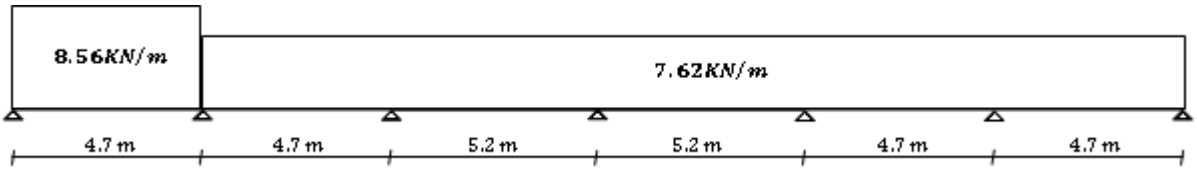
Type 10



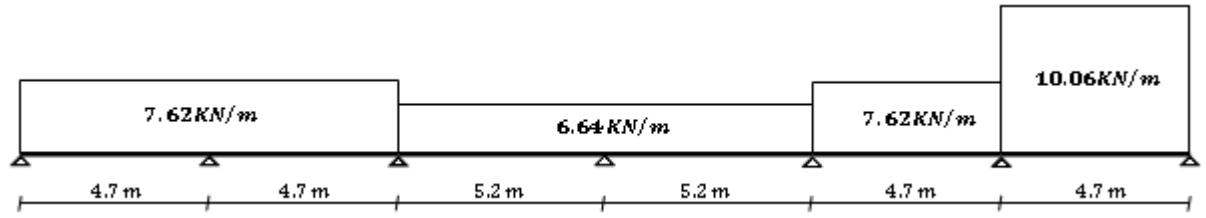
RDC



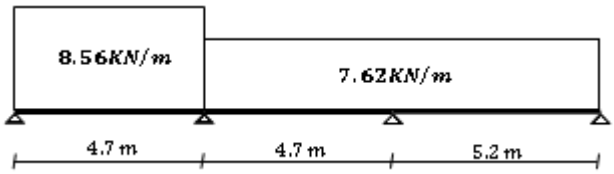
type 11



type 12



type 13



Type 14

Le type le plus sollicité est le **treizième,** sur lequel on fait l'étude.

2.2.2.1 Méthode de calcul

Etant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

2.2.2.1.1. Méthode forfaitaire

Domaine d'application [2]

- $Q \leq Min\ (2G\ et\ 5\ kN/m^2)$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1.25$$

- La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable.

Exposé de la méthode [5]

Le calcul pour la détermination des moments de flexion se fait pour chaque travée à part. Il s'agira de déterminer le moment positif en travée Mt et les deux moments négatifs aux appuis :

M_t : Moment en travée.

M_w : Moment à l'appui de gauche.

M_e : Moment à l'appui de droite.

On désigne par : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

- $M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) \geq Max[1.05\ M_0\ et\ (1 + 0.3\alpha)M_0]$
- $\begin{cases} \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right) M_0 \quad Pour\ les\ travées\ de\ rive \\ \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right) M_0 \quad Pour\ les\ travées\ intermédiaire \end{cases}$
- $M_a \geq 0.6\ M_0$ Cas des poutres à 2 travées.

  $M_a \geq 0.5\ M_0$ Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.

  $M_a \geq 0.4\ M_0$ Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

L'effort tranchant est égale :

$$T_w = \frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -\frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

2.2.2.1.2. Méthode de CAQUOT

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

- $Q = 5\ kN/m^2 \leq (2G; 5)$ **(cv)**
- $\begin{cases} 0.8 < {}^{L_1}/_{L_2} = 0.90 < 1.25 \\ 0.8 < {}^{L_2}/_{L_3} = 1.10 < 1.25 \end{cases}$ **(cv)**
- La fissuration est peu nuisible **(cv)**

Toutes les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées, donc cette méthode est applicable pour tous les panneaux de notre structure.

2.2.2.2. Détermination des moments à l'état limite ultime

ELU

Tableau III.4 : *Moments et efforts tranchants de la poutrelle* ***type 13*** *à l'ELU*

travées	AB	BC	CD	DE	EF	FG
$M_0(kNm)$	21.05	21.05	22.47	22.47	21.05	27.78
$M_w(kNm)$	4.21	10.52	8.98	8.98	8.98	13.89
$M_e(kNm)$	10.52	8.98	8.98	8.98	13.89	5.55
$M_t(kNm)$	17.66	13.17	14.85	14.85	11.49	24.65

$T_w(kN)$	16.56	18.25	17.26	17.26	16.86	25.41
$T_e(kN)$	-19.24	-17.92	-17.26	-17.26	-18.95	-21.86

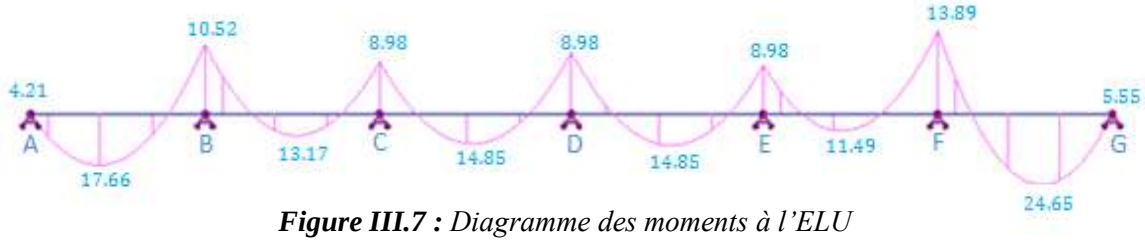


Figure III.7 : *Diagramme des moments à l'ELU*

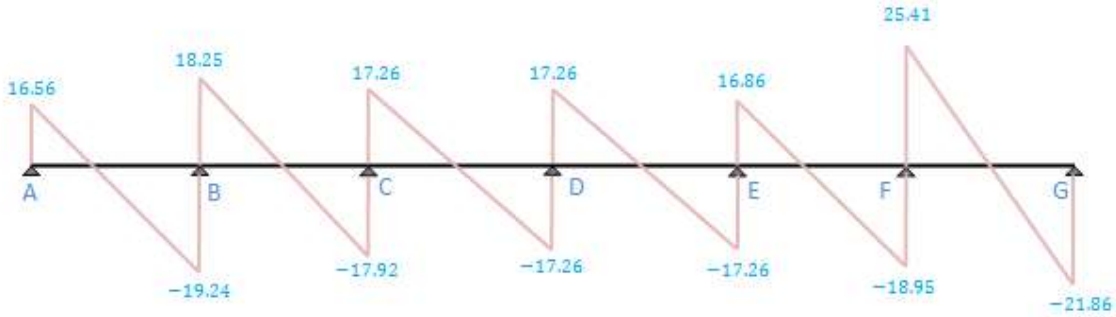


Figure III.8 : *Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU*

ELS

Tableau III.5 : *Moments en appuis et en travée de la poutrelle* ***type 13*** *à l'ELS*

travées	AB	BC	CD	DE	EF	FG
$M_0(kNm)$	15.07	15.07	16.25	16.25	15.07	19.57
$M_w(kNm)$	3.07	7.53	6.5	6.5	6.5	9.785
$M_e(kNm)$	7.53	6.5	6.5	6.5	9.785	3.94
$M_t(kNm)$	12.38	9.4	10.73	10.73	8.23	17.36

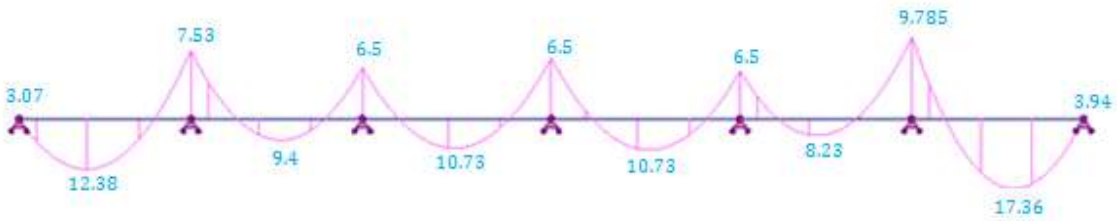


Figure III.9 : *Diagramme des moments à l'ELS*

2.2.2.3. Le ferraillage

Comme les efforts des différent types des dispositions des poutrelles sont proches les uns aux autres, alors le ferraillage se fait selon les efforts de la poutrelle la plus sollicitée.

2.2.2.3.1. A l'ELU

$M_t^{max} = 24.65\ kNm$; $M_a^{max} = 13.89\ kNm$;

- Acier : FeE400 ; $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 348$ MPa
- Béton : $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$; $b = 65\ cm$; $b_0 = 12\ cm$; $h = 21\ cm$; $h_0 = 5\ cm$; $d = 17.9\ cm$; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.

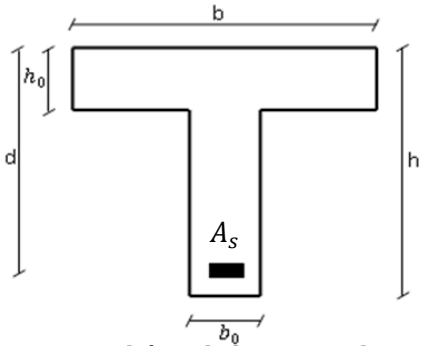


Figure III.10 : *Schéma de la section des poutrelles*

$\text{ø} = 12\ mm$

$d = h - e - \frac{\text{ø}}{2}$

$d = 21 - 2.5 - \frac{1.2}{2} = 17.9\ cm$

En travée

Le calcul des sections en forme de ' **Té** ' s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 71.07\ kN.m$$

Donc : $M_t^{max} < M_{tab}$ $\longrightarrow$ le moment extérieur équilibre par une partie ou la totalité de la table de compression qui a une largeur constante b.

Conclusion : la section en T est calculée comme une section rectangulaire de largeur b et hauteur h.

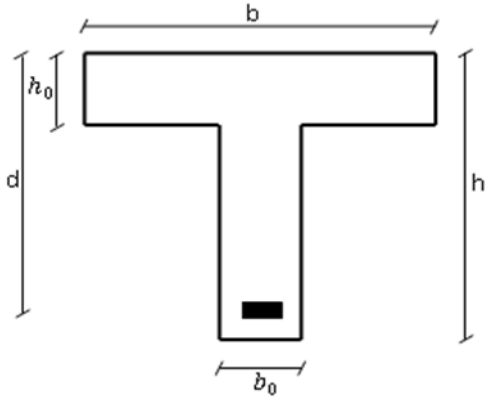


Figure III.11 : *Section de BA en Té*

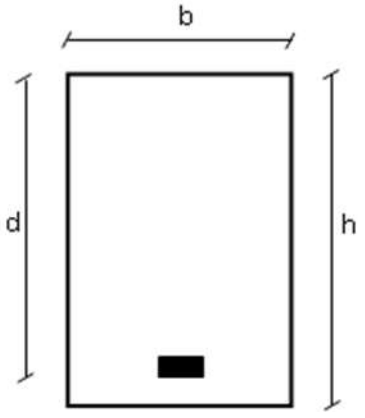


Figure III.12: *Section BA rectangulaire*

$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{24.65\times10^6}{650\times 179^2\times 14.2} = 0.083 < \mu_l \longrightarrow \beta = 0.956$

$$A = \frac{M_u}{bd\sigma_b} = \frac{24.65 \times 10^6}{0.956 \times 179 \times 347.82} = 4.14\ cm^2$$

On choisit : **4HA12**= $4.52\ cm^2 > \frac{B}{1000} = 1.36\ cm^2$

Tableau III.6 **:** *Récapitulatif du calcul des sections d'armature en travée*

$M_{tu}(kNM)$	µ	$\mu < \mu_l$	$\acute{A}(cm^2)$	$A_s(cm^2)$	$A_{s\ min}(cm^2)$	$A_s^{adop}(cm^2)$
24.65	0.083	oui	0	4.14	1.36	**4HA12**=4.52

A l'appui

$M_u = 13.89\ kN.m$

$\text{ø} = 12\ mm$

$d = h - e - \frac{\text{ø}}{2}$

$d = 21 - 2.5 - \frac{1.2}{2} = 17.9\ cm$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{13.89\ X\ 10^6}{120\ X\ 179^2\ X\ 14.2} = 0.254 < \mu_l \longrightarrow \beta = 0.851$$

$$A = \frac{M_u}{bd\sigma_s} = \frac{13.89\ X\ 10^6}{0.851\ X\ 179\ X\ 347.82} = 2.62\ cm^2$$

On choisit : **3HA12** $= 3.39\ cm^2$.

Tableau III.7 : *Récapitulatif du calcul des sections d'armature en appui*

$M_{au}(kNm)$	µ	$\mu < \mu_l$	$\acute{A}(cm^2)$	$A_s(cm^2)$	$A_{s\ min}(cm^2)$	$A_s^{adop}(cm^2)$
13.89	0.254	oui	0	2.62	1.36	**3HA12**=3.39

2.2.2.3.2. Les vérifications

Armatures transversales

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

$\text{ø} \leq Min\left[\frac{h}{30}; \frac{b_0}{10}; \text{ø}_l\right]$ …….. [6].

$\text{ø} \leq [6; 12; 14] \longrightarrow$ On adopte : $\text{ø}_t = 5\ mm$.

$a_t = \frac{\pi \text{ø}_t^2}{4} = 0.19\ cm^2; n_t = 2 \longrightarrow A_t = a_t n_t = 0.39\ cm^2$.

L'espacement

$S_t \leq Min[0.9d, 40cm] = 16.2\ cm$ … [2].

$A_{t\,min} \leq 0.003\ S_t b$ …. [1].

$S_t \geq \frac{A_t}{0.003b} = 10.83\ cm$, on adopte : $\boldsymbol{S_t = 15\ cm}$

On doit vérifier les deux relations suivantes :

$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}{0.9 fe(\cos\alpha + \sin\alpha)}$. … [2].

Avec k =1 (flexion simple) ; α = 90°

$\frac{0.39\times10^2}{120\times150} = 0.0021 \geq \frac{1.15(1.144-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400(0+1)} = 0.0016 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0.4 b_0 S_t}{fe}$ … … … … … … … …. [2].

$A_{t\,min} = \frac{0.4 \times 12 \times 15}{400} = 0.18\ cm^2$

$A_t = 0.39 cm^2 \geq A_{t\,min} = 0.18\ cm^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Vérification au cisaillement

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \quad \text{…. [2]}$$

$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{25.41 \times 10^3}{120 \times 185} = 1.144\ MPa \leq \overline{\tau_u} = 3.33\ MPa$

Vérification au voisinage de l'appui

- Appui de rive

$M_u = 5.55\ kN.m > 0{,}9 V_u d = 3.63\ kN.m \longrightarrow$ Aucun prolongement à faire.

Vérification de la compression dans la bielle de béton [6]

$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 a$

$a = Min[b - c - 2; 0.9d] = Min[65 - 2 - 2; 0.9 \times 18.5] = 16.65$ cm

$V_u = 25.41 \leq 0.4 \times \left(\frac{25}{1.5}\right) \times 120 \times 166.5 = 133.2\ kN \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis [6]

$$\sigma_m = \frac{2V_u}{b_0 a} < 1.3\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\sigma_m = \frac{2 \times 21.86 \times 10^3}{120 \times 166.5} = 2.188\ MPa < 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.667\ MPa \implies$ **C. vérifiée**

$A = 3.08\ cm^2 \geq \frac{\gamma_s V_u}{fe} = \frac{1.15 \times 21.86 \times 10^3}{400} = 0.62\ cm^2 \implies$ **C. vérifiée**

2.2.2.3.3. A l'ELS

En travée

$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$

$65y_1^2 + 30(4.52)y_1 - 30(4.52 \times 17.9) = 0$

$y_1^2 + 2.08y_1 - 37.34 = 0 \longrightarrow y_1 = 5.158\ cm$

$I_{xx} = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2$

$I_{xx} = \frac{1000 \times 51.58^3}{3} + 15 \times 452(179 - 51.58)^2 \longrightarrow I_{xx} = 139.82 \times 10^6\ mm^4$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{xx}} y_1 = \frac{17.36 \times 10^6}{139.81 \times 10^6} 51.58 = \mathbf{6.4\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa}$

En appui

$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$

$12y_1^2 + 30(3.39)y_1 - 30(3.39 \times 18.5) = 0$

$y_1^2 + 8.475y_1 - 165.78 = 0 \longrightarrow y_1 = 8.98\ cm$

$I_{xx} = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2$

$I_{xx} = \frac{12 \times 89.8^3}{3} + 15 \times 339(185 - 89.8)^2 \longrightarrow I_{xx} = 75.05 \times 10^6\ mm^4$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{xx'}} y_1 = \frac{9.785 \times 10^6}{75.05 \times 10^6} 89.8 = \mathbf{11.7\ MPa\ < 0.6 f_{c28} = 15 MPa}$$

2.2.2.3.4. Vérification de la flèche [2]

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites.

$$\frac{h}{L} = \frac{21}{520} = 0.04 \geq \frac{1}{22.5} = 0.04 \qquad \Longrightarrow \quad \textbf{C. vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{21}{520} = 0.04 \geq \frac{M_t}{15 M_0} = \frac{17.36}{15 \times 19.57} = 0.06 \qquad \Longrightarrow \quad \textbf{C. vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 d} = \frac{4.52}{12 \times 17.9} = 0.02 \leq \frac{3.6}{400} = 0.01 \qquad \Longrightarrow \quad \textbf{C. vérifiée}$$

Donc on doit calculer la flèche, selon l'annexe D du CBA93.

<u>Pour une section rectangulaire</u>

$$y = \frac{h_0 b \frac{h}{2} + b_0 (h - h_0)\left(\frac{h - h_0}{2} + h_0\right) + n A_s d}{h_0 b + b_0 (h - h_0) + n A_s}$$

$$I_0 = \frac{b h^3}{12} + b h_0 \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + \frac{b_0 (h - h_0)^2}{12} + b_0 (h - h_0)\left(\frac{h - h_0}{2} - y\right)^2 + 15 A (d - y)^2$$

$\rho = \frac{A_s}{b_0 d}$; $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 d A}$; $\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$

$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)}$ ……. Pour les déformations instantanées

$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)}$ ……Pour les déformations différées

$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu}$; $I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu}$;

$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E i I_{fi}}$ …….Flèche due aux déformations instantanées

$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E v I_{fv}}$ ……Flèche due à déformations différées

$$\boxed{\begin{array}{c} \Delta f_T = f_v - f_i \\ \Delta f_T \leq \bar{f} \end{array}}$$

$$y = \frac{(5 \times 65 \times 2.5) + \big(12 \times 17 \times (8.5 + 5)\big) + (15 \times 4.52 \times 17.9)}{(5 \times 65) + (12 \times 17) + (15 \times 4.52)} = 8\ cm$$

$$I_0 = \frac{65(5)^3}{12} + 65 \times 55(8-2.5)^2 + \frac{12(17)^3}{12} + 12(21-5)\left(\frac{17}{2}-8\right)^2 + 15 \times 4.52(17.9-8)^2$$

$$I_0 = 22114.07\ cm^4$$

$$\rho = \frac{4.52}{12 \times 17.9} = 0.02\ ;\quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 dA} = \frac{17.36 \times 10^6}{0.822 \times 179 \times 452} = 261.02\ MPa\ ;$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.02 \times 261.02 + 2.1} = 0.84$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.02\left(2+3\frac{12}{65}\right)} = 2.05\ MPa \quad ;\quad I_{fi} = \frac{1.1 \times 22114.07 \times 10^4}{1+(2.05 \times 0.84)} = 8936.62 \times 10^4\ mm^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{0.02\left(2+3\frac{12}{65}\right)} = 0.82\ MPa \quad ;\quad I_{fv} = \frac{1.1 \times 2211407 \times 10^4}{1+(0.82 \times 0.84)} = 14404 \times 10^4\ mm^4$$

$$f_i = \frac{17.36 \times 10^6 \times 4700^2}{10 \times 32164.2 \times 8936.62 \times 10^4} = 13.34\ mm$$

$$f_v = \frac{17.36 \times 10^6 \times 4700^2}{10 \times 10819 \times 14404 \times 10^4} = 24.6\ mm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 24.6 - 13.34 = 11.26\ mm$$

$$\Delta f_T = 11.26\ mm > \bar{f} = 9.4\ mm \longrightarrow \textbf{Condition non vérifiée}$$

La flèche est supérieure à la flèche admissible, on passe à **4HA14**

<u>Avec 4HA14</u>

$$y = \frac{(5 \times 65 \times 2.5) + (12 \times 17 \times (8.5+5)) + (15 \times 6.15 \times 17.9)}{(5 \times 65) + (12 \times 17) + (15 \times 6.15)} = 8.4\ cm$$

$$I_0 = \frac{65(5)^3}{12} + 65 \times 55(8.4-2.5)^2 + \frac{12(17)^3}{12} + 12(21-5)\left(\frac{17}{2}-8.4\right)^2 + 15 \times 6.15\ (17.9-8.4)^2$$

$$I_0 = 25230.81\ cm^4$$

$$15 \times 6.15\ (17.9-8.4)^2 = 25230.81\ cm^4$$

$$\rho = \frac{6.15}{12 \times 17.8} = 0.028\ ;\quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 dA} = \frac{17.36 \times 10^6}{0.804 \times 178 \times 615} = 197.24\ MPa\ ;$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.03 \times 197.24 + 2.1} = 0.86$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.02\left(2+3\frac{12}{65}\right)} = 2.05\ MPa \quad ;\quad I_{fi} = \frac{1.1 \times 2523081 \times 10^4}{1+(2.05 \times 0.86)} = 10044.83 \times 10^4\ mm^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{0.02\left(2+3\frac{12}{65}\right)} = 0.82\ MPa \quad ;\quad I_{fv} = \frac{1.1 \times 25230.81 \times 10^4}{1+(0.82 \times 0.86)} = 16276.03 \times 10^4\ mm^4$$

$$f_i = \frac{17.36 \times 10^6 \times 4700^2}{10 \times 32164.2 \times 8936.62 \times 10^4} = 11.80\ mm$$

$$f_v = \frac{17.36 \times 10^6 \times 4700^2}{10 \times 10819 \times 14404 \times 10^4} = 21.2\ mm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 21.7 - 11.80 = 9.4\ mm$$

$\Delta f_T = 9.4\ mm = \bar{f} = 9.4\ mm$ ⟶ **Condition vérifiée**

Tableau III.8 : *Récapitulatif du calcul des flèches*

$I_0\ (cm^2)$	ρ	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v	$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf_t (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f_t \leq \bar{f}$
22114.07	0.02	261.02	0.84	2.05	0.82	893662	1440400	13.34	24.6	11.26	9.4	**C.N.V**
25230.81	0.028	197.24	0.86	2.05	0.82	1004483	1627603	11.80	21.2	9.4	9.4	**C.V**

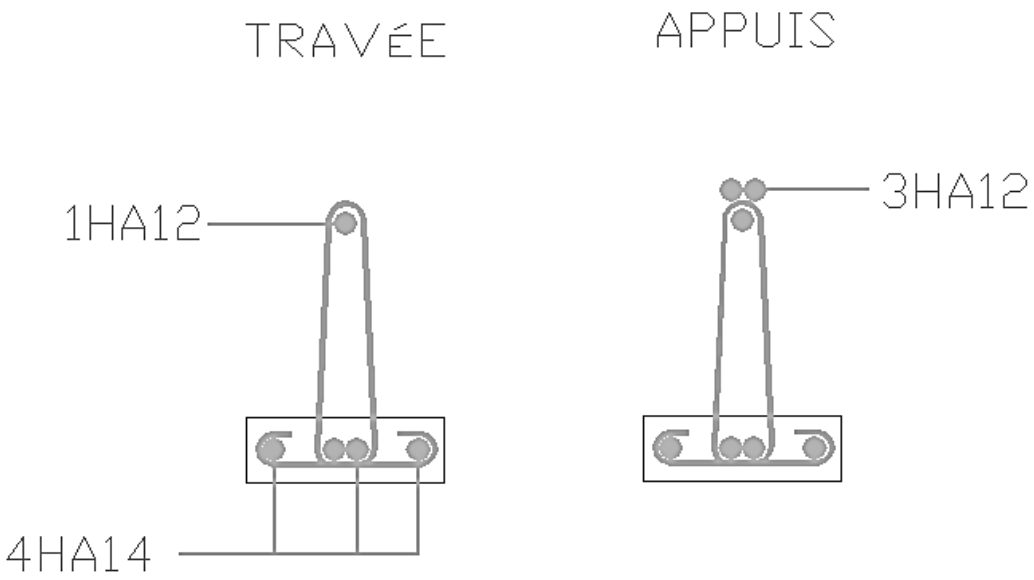


Figure III.13 : *Ferraillage des poutrelles*

2.3. La dalle de compression

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.
La table de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à :

$$a_1 \leq 20\ cm$$

- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :

$$a_2 \leq 33\ cm$$

- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$\begin{cases} A_{\perp} \geq {}^{200}/_{fe}\ (MPa) & si\ L \leq 50\ cm \\ A_{\perp} \geq 0.02L\dfrac{200}{fe} = \dfrac{4L}{fe} & si\ \ 50 \leq L \leq 80\ cm \end{cases}$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- fe : nuance de l'acier FeE520 ($fe = 520$), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.
- $A_{\perp}$: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$50cm \leq (L = 65cm) \leq 80cm \Rightarrow A_{\perp} \geq 0.02L\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe} = 0.5\ cm^2/ml$$

➢ La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$A_{/\!/} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = 0.25\ cm^2/ml$$

On choisit : $A_{\perp} = 5ø5 = 0.98cm^2;\ esp = 20\ cm$;

$A_{/\!/} = 4ø5 = 0.78cm^2;\ esp = 25\ cm$.

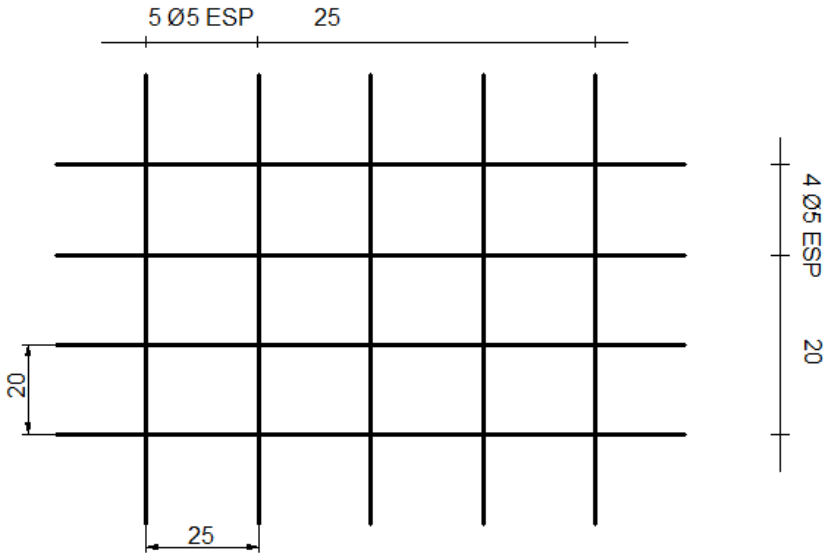


Figure III.14 : *Ferraillage de la table de compression*

3. Les dalles pleines

3.1. Introduction

Dans notre bâtiment, on a des dalles pleines, sous forme rectangulaire, selon les conditions d'appui on définit six types de dalles.

Parmi les six types des dalles pleines de forme régulière qu'on a dans notre structure, on va étudier trois types, deux types au niveau de premier sous-sol (parking), tout en appliquant, les deux méthodes (méthode forfaitaire, méthode des lignes de rupture), selon les conditions propres à chaque type de dalle, le troisième type qui est au niveau du 1er étage est le type le plus défavorable dans les étages courants, on va le généraliser sur tous ces étages par des raisons constructives.

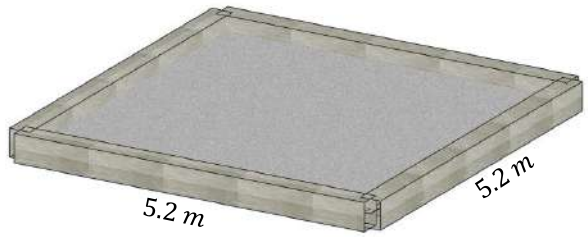
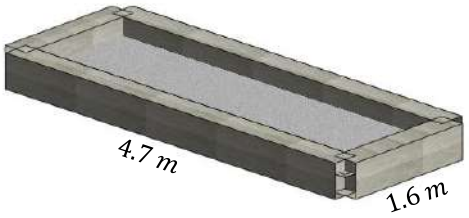
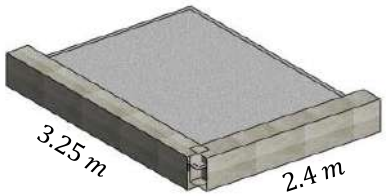
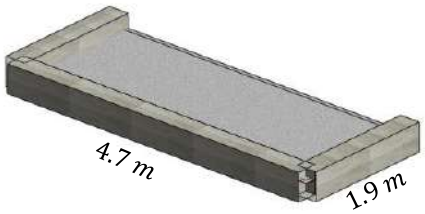
<table>
<tr><td>
</td><td>
</td></tr>
<tr><td>Type 1 : 1er sous-sol</td><td>Type 2 : 1er sous-sol</td></tr>
<tr><td>
</td><td>
</td></tr>
<tr><td>Type 3 : 1er sous-sol</td><td>Type 4 : RDC</td></tr>
<tr><td>
</td><td>
</td></tr>
<tr><td>Type 5 : étage 1 à 5</td><td>Type 6 : 6ème étage</td></tr>
</table>

Figure III.15 : *les différents types de dalles pleines*

3.2. Étude des dalles pleines de forme rectangulaire

3.2.1. Étude de la première dalle (Type 1)

3.2.1.1. Méthode de calcul (Méthode forfaitaire) [5]

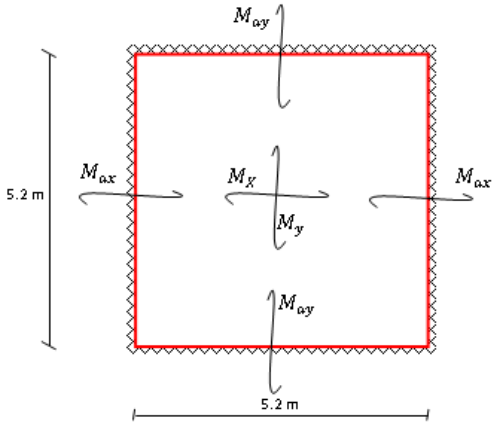


Figure III.16 : *Dimension de la dalle pleine type 1*

Dalle travaillant suivant deux directions

Une dalle est considérée comme travaillante suivant deux directions si le rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ est compris entre 0.4 et 1 et la dalle est uniformément chargée.

Nous commencerons par déterminer les moments

M_x Suivant l_x et M_y suivant l_y

Dans le sens de la petite portée l_x : $M_x = \mu_x P l_x^2$

Dans le sens de la grande portée l_y : $M_y = \mu_y M_x$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont données en fonction du rapport : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ et du coefficient de poisson ν avec :

$\nu = 0.2$ Pour l'état limite de service.

$\nu = 0$ Pour l'état limite ultime.

Lorsque la dalle fait partie d'un hourdis continu, ou lorsqu'elle est liée à des appuis permettant un encastrement partiel, on réduit les valeurs obtenues sur les appuis. On adopte les valeurs suivantes pour les planchers :

Panneaux de dalle de rive :

Moment en travée : $\begin{cases} \acute{M}_x = 0.85 M_x \\ \acute{M}_y = 0.85 M_y \end{cases}$

Moment aux appuis : $\begin{cases} \acute{M}_{ax} = \acute{M}_{ay} = -0.3 M_x \ (appui\ de\ rive) \\ \acute{M}_{ax} = \acute{M}_{ay} = -0.5 M_x \ (appui\ intermidiaire) \end{cases}$

Panneau de dalle continu au-delà de ses appuis :

Moment en travée : $\begin{cases} \acute{M}_x = 0.75 M_x \\ \acute{M}_y = 0.75 M_y \end{cases}$

Moment aux appuis : $\acute{M}_{ax} = \acute{M}_{ay} = -0.5 M_x$

- ✓ Q< min (2 x G ; 5 kN/m²)=5 kN/m² (C.V)
- ✓ Un panneau rectangulaire (C.V)
- ✓ Une charge uniformément repartie (C.V)

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 \longrightarrow$ La dalle travail suivant les deux directions.

Tableau III.9 : *les efforts internes*

ELU	ELS
$Mx_u = \mu_x P_u L_x^2$ $My_u = \mu_y P_u L_y^2$	$Mx_s = \mu_x P_s L_x^2$ $My_s = \mu_y P_s L_y^2$
$P_u = 1.35G + 1.5Q$ $P_u = 1.35(4.36) + 1.5(2.5)$ $P_u = 9.63\ kN/m$	$P_s = G + Q$ $P_s = 4.36 + 2.5$ $P_s = 6.86\ kN/m$
$Mx_u = 0.0368 \times 9.63 \times (5.2)^2 = 9.58\ kN.m$ $My_u = 1\ \times Mx_u \quad = 9.58\ kN.m$	$Mx_s = 0.0368X6.86X(5.2)^2 = 8.18\ kN.m$ $My_s = 1 \times Mx_s \quad = 8.18\ kN.m$
Puisque le panneau de dalle est continu aux delà de ces appuis :	
$M\acute{x}_u = 0.75Mx_u \quad = 7.185\ kN.m$ $M\acute{y}_u = 0.75My_u \quad = 7.185\ kN.m$ $M\acute{a}_y = Ma_x = \acute{0}.5M_{xu} = 4.79\ kN.m$	$M\acute{x}_s = 0.75Mx_s \quad = 6.135\ kN.m$ $M\acute{y}_s = 0.75My_s \quad = 6.135\ kN.m$ $M\acute{a}_y = M\acute{a}_x = 0.5M_{xs} = 4.09\ kN.m$

3.2.1.2. Le ferraillage (flexion simple)

3.2.1.2.1. A l'ELU

3.2.1.2.1.1. Les armatures principales

$\mu\acute{}_x = \frac{M\acute{}_x}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{7.185\times10^6}{14.2\times10^3\times(131)^2} = 0.030 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.985$

$\mu\acute{}_y = \frac{M\acute{}_y}{\sigma_b b d_y^2} = \frac{7.185\times10^6}{14.2\times 10^3\times (123)^2} = 0.033 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.983$

$\mu\acute{}_{ax} = \frac{M\acute{}_x}{\sigma_b b d_x^2} = \mu\acute{}_{ay} = \frac{M\acute{}_y}{\sigma_b b d_y^2} = \frac{4.79\times 10^6}{14.2\times10^3\times(131)^2} = 0.020 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.990$

$\emptyset_x \leq \frac{h}{10} = \frac{160}{10} = 16\ cm$

On choisit : $\emptyset_x = \emptyset_y = 8\ mm$

$\emptyset_x = h - e - \frac{\emptyset}{2}$

$d_x = 16 - 2.5 - \frac{0,8}{2} = 13.1\ cm$

$d_y = 12.9 - \frac{0,8+0,8}{2} = 12.3\ cm$

$A_x = \frac{M_x}{\beta_x d_x \sigma_s} = \frac{7.185 \times 10^6}{0.985 \times 131 \times 347.82} = 1.60\ cm^2$ ⟶ On choisit **9HA8** =4.52 cm^2

$A_y = \frac{M_y}{\beta_y d_y \sigma_s} = \frac{7.185 \times 10^6}{0.981 \times 123 \times 347.82} = 1.71\ cm^2$ ⟶ On choisit **9HA8** =4.52 cm^2

$A_a = \frac{M_a}{\beta_a d_x \sigma_s} = \frac{4.79 \times 10^6}{0.990 \times 131 \times 347.82} = 1{,}06\ cm^2$ ⟶ On choisit **9HA8** =4.52 cm^2

3.2.1.2.1.2. Armatures de répartition

$A_{rép} \geq \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 cm^2$; On prend : **7HA8** $= 3.51\ cm^2$ pour la travée et l'appui

3.2.1.2.2. Les vérification

3.2.1.2.2.1. Vérification de l'espacement [2]

$S_{t1} = \frac{100}{8} = 12{,}5\ cm \longrightarrow S_{t1} = 12{,}5\ cm \leq Min\begin{cases} 3h = 48cm \\ 33\ cm \end{cases}$

$S_{t2} = \frac{100}{6} = 16{,}66\ cm \longrightarrow S_{t1} = 16\ cm \leq Min\begin{cases} 4h = 64\ cm \\ 45\ cm \end{cases}$

3.2.1.2.2.2 Vérification de l'effort tranchant [5]

Tableau III.10 : *vérification de l'effort tranchant*

	Suivant X	Suivant Y
V	$\frac{P \times Lx \times Ly}{2 \times Ly + Lx} = \frac{9.63 \times 5.2 \times 5.2}{2 \times 5.2 + 5.2} = 12.52\ kN$	$\frac{P \times Lx \times Ly}{3 \times Ly} = \frac{9.63 \times 5.2 \times 5.2}{3 \times 5.2} = 16.69\ kN$
τ_u	$\frac{12.52 \times 10^3}{1000 \times 131} = 0.09\ MPa$	$\frac{16.69 \times 10^3}{1000 \times 123} = 0.13\ MPa$
$\overline{\tau_u}$	$\frac{0.07 \times fcj}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16\ MPa$	
$\tau u \leq \overline{\tau_u}$	CV	CV

3.2.1.2.3. A l'ELS

Suivant x-x

- En travée

$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$

$1000y_1^2 + 30(452)y_1 - 30(452 \times 131) = 0$

$y_1^2 + 13{,}56y_1 - 1776.36 = 0 \longrightarrow y_1 = 3.59\ cm$

$$I_{xx} = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2$$

$I_{xx} = \frac{1000 \times 35.90^3}{3} + 15 \times 452(131 - 35.90)^2 \longrightarrow I_{xx} = 76.74 \times 10^6\ mm^4$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = \frac{6.135 \times 10^6}{76.74 \times 10^6} 35.90 = \mathbf{2.86\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa} \longrightarrow \mathbf{CV}$

Suivant y-y

$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$

$1000y_1^2 + 30(452)y_1 - 30(452\ X\ 123) = 0$

$y_1^2 + 13.56y_1 - 1667.88 = 0 \longrightarrow y_1 = 3.46\ cm$

$I_{xx} = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2$

$I_{xx} = \frac{1000 \times 34.61^3}{3} + 15 \times 452(123 - 34.61)^2 \longrightarrow I_{xx} = 59.84 \times 10^6\ mm^4$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = \frac{6.135 \times 10^6}{59.84 \times 10^6} 34.61 = \mathbf{3.54\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa} \longrightarrow \mathbf{CV}$

- A l'appui

$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$

$1000y_1^2 + 30(452)y_1 - 30(452 \times 131) = 0$

$y_1^2 + 13.56y_1 - 1776.36 = 0 \longrightarrow y_1 = 3.59\ cm$

$I_{xx} = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2$

$I_{xx} = \frac{1000 \times 35.9^3}{3} + 15 \times 452(131 - 35.90)^2 \longrightarrow I_{xx} = 76.74 \times 10^6\ mm^4$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = \frac{4.09 \times 10^6}{76.84 \times 10^6} 35.9 = \mathbf{1.91\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa} \longrightarrow \mathbf{CV}$

3.2.1.2.4 Vérification de la flèche [2]

$\frac{h}{L_x} = \frac{160}{520} = 0.03 \geq \frac{M_t}{20 M_x} = \frac{9.58}{20\ X\ 32.54} = 0.014$ **Condition vérifiée**

$\frac{A}{bd} = \frac{3.39}{100\ X\ 16} = 2.11\ X\ 10^{-3} \leq \frac{2}{fe} = \frac{2}{400} = 5\ X\ 10^{-3}$ **Condition vérifiée**

3.2.2. Étude de la deuxième dalle (Type 3)

3.2.2.1. Méthode de calcul (méthode des lignes de rupture) [10].

3.2.2.1.1. Hypothèses (ligne de rupture)

- La ligne de rupture devise la dalle en plusieurs régions qui s'appellent régions rigides, elles sont supposées demeurer plane après déformation.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites.

3.2.2.1.2. Principe de calcul

Travail extérieur = Travail intérieur.
Travail extérieur: en fonction de (charge, portée).
Travail intérieur: en fonction du moment.
Pour le cas des charges réparties:

$$T_{ext} = q.S.f_{cdg}$$

- q: charge répartie.
- S: surface de la région rigide.
- f_{cdg}: flèche au niveau du c.d.g de la région rigide.

$$T_{int} = M.L.\theta$$

- M: moment de flexion.
- L: projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.
- θ: l'angle de rotation.

3.2.2.2. Calcul des moments

$$T_{ext} = \sum T_{ext\,i}$$

$$T_{ext} = T_{ext1} + T_{ext2} + T_{ext3}$$

$$T_{ext1} = q\left(\frac{2.4\,y}{2}\right)\frac{f}{3}\ ;\ T_{ext2} = q\left(\frac{2.4\,y}{2}\right)\frac{f}{3}$$

$$T_{ext3} = q\big((3.25 - y)(2.4)\big)\frac{f}{2}$$

$$T_{ext} = qf\left(\left(\frac{2 \times 2.4y}{6}\right) + \frac{(3.25 - y)(2.4)}{2}\right)$$

$$\boxed{T_{ext} = qf(-0.4y + 3.9)}$$

$$T_{int} = T_{int\,1} + T_{int\,2}$$

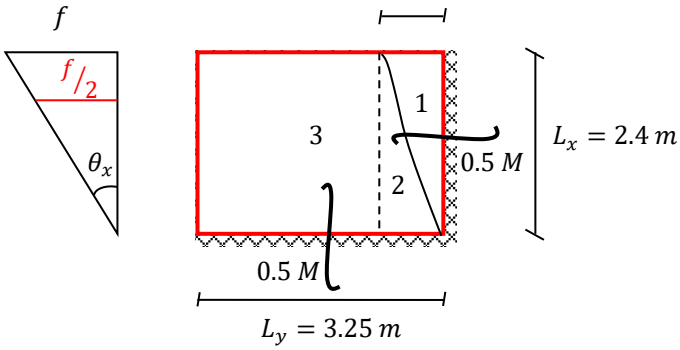


Figure III.17 : *Dimension de la dalle pleine type 3*

$$T_{int1} = M_y L_x \theta_y + 0.5\, M_y L_x \theta_y = 1.5\, M_y L_x \theta_y = 3.6\, M_y \theta_y = 3.6\, M_y \times \frac{f}{y}$$

$$T_{int2} = M_x y\, \theta_x + 0.5\ M_x L_y \theta_x = M_x \theta_x (y + 0.5 L_y)$$

$$T_{int2} = M_x \frac{f}{2.4}(y + 0.5 \times 3.25)$$

$$T_{int2} = M_x f(\frac{y}{2.4} + 0.67)$$

$$T_{int} = Mf\left(\frac{3.6}{y} + \frac{y}{2.4} + 0.67\right) = Mf\left(\frac{8.64 + y^2 + 16y}{2.4y}\right)$$

$$T_{int} = T_{ext} \quad \Longrightarrow \quad qf(-0.4y + 3.9) = Mf\left(\frac{8.64 + y^2 + 16y}{2.4y}\right)$$

$$q = M\frac{\left(\frac{8.64 + y^2 + 16y}{2.4y}\right)}{-0.4y + 3.9} = \frac{U(y)}{V(y)}$$

$$\acute{q} = 0 \Longrightarrow \acute{U}(y).V(y) - U(y).\acute{V}(y) = 0$$

$0.26y^2 + 4.485y - 14.03 = 0$; $\longrightarrow$ $y = 2.7\ m$

$$q = M\frac{\left(\frac{8.64+2.7^2+16\times2.7}{2.4\times2.7}\right)}{(-0.4\times2.7)+3.9}\ ; \longrightarrow\ q = 1.1\ M \longrightarrow\ M = 0.9q$$

Tableau III.11 **:** *les efforts internes*

ELU	ELS
$M_u = 0.9q_u$	$M_{ser} = 0.9q_{ser}$
$q_u = 1.35G + 1.5Q$ $q_u = 1.35(4.36) + 1.5(2.5)$ $q_u = 9.63\ kN$	$q_s = G + Q$ $q_s = 4.36 + 2.5$ $q_s = 6.86\ kN$
$M_{tu} = 0.9q_u = 8.66\ kN.m$ $M_{au} = 0.9q_u \times 0.5 = 4.33\ kN.m$	$M_{ts} = 0.9q_s = 6.17\ kN.m$ $M_{as} = 0.45q_s = 3.08\ kN.m$

3.2.2.3. Le ferraillage

3.2.2.3.1 A l'ELU

3.2.2.3.1.1. Armatures principales

Suivant x-x

- En Travée

$\emptyset_x \leq \frac{h}{10} = 16\ mm$; On prend $\emptyset = 8\ mm$

$d_x = h - e - \frac{\emptyset}{2} = 13.1\ cm$; $d_y = 12.3\ cm$

$$\mu_{tx} = \frac{M_{tu}}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{8.66\times 10^6}{14.2\times 10^3 \times 131^2} = 0.036 < \mu_l \longrightarrow \acute{A} = 0$$

$$\mu_{tu} = 0.036 \longrightarrow \beta = 0.982$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{8.66\times 10^6}{0.982\times 131\times 347.82} = 1.94\ cm^2 \longrightarrow \text{On adopte : } \mathbf{9HA8} = 4.52\ cm^2$$

- Aux appuis

$$\mu_a = \frac{M_a}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{4.33\times 10^6}{14.2\times\times 10^3 \times 131^2} = 0.017 < \mu_l \longrightarrow \acute{A} = 0$$

$$\mu_{au} = 0.018 \longrightarrow \beta = 0.991$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{4.33\times 10^6}{0.991\times 131\times 347.82} = 0.96\ cm^2 \longrightarrow \text{On adopte : } \mathbf{9HA8} = 4.52\ cm^2$$

3.2.2.3.1.2 Armatures de répartition

$A_{rép} \geq \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 cm^2 \longrightarrow$ On prend $\mathbf{7HA8} = 3.51\ cm^2$ pour la travée et l'appui

3.2.2.3.2. Les vérifications

3.2.2.3.2.1. Vérification de l'espacement

$$S_{t1} = \frac{100}{8} = 12.5\ cm \longrightarrow S_{t1} = 12.5\ cm \leq Min\begin{cases} 3h = 48cm \\ 33\ cm \end{cases}$$

$$S_{t2} = \frac{100}{6} = 16.66\ cm \longrightarrow S_{t1} = 16\ cm \leq Min\begin{cases} 4h = 64\ cm \\ 45\ cm \end{cases}$$

3.2.2.3.2.2. Vérification de l'effort tranchant

Tableau III.12 **:** *Vérification de l'effort tranchant*

	Suivant X	Suivant Y
V	$\frac{P\times Lx\times Ly}{2\times Ly + Lx} = \frac{9.63\times 2.4\times 3.25}{2\times 3.25 + 2.4} = 6.64\ kN$	$\frac{P\times Lx\times Ly}{3\times Ly} = \frac{9.63\times 2.4\times 3.25}{3\times 3.25} = 7.70\ kN$
τ_u	$\frac{6.64\times 10^3}{1000\times 131} = 0.05\ MPa$	$\frac{7.70\times 10^3}{1000\times 123} = 0.06\ MPa$
$\overline{\tau_u}$	$\frac{0.07\times fcj}{\gamma_b} = \frac{0.07\times 25}{1.5} = 1.16\ MPa$	
$\tau u \leq \overline{\tau_u}$	CV	CV

3.2.2.3.3. Vérification à l'état limite de service

- En travée

$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$

$1000y_1^2 + 30(452)y_1 - 30(452\ X\ 131) = 0$

$y_1^2 + 13.56y_1 - 1776.36 = 0 \quad \longrightarrow \quad y_1 = 3.59\ cm$

$$I_{xx} = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2$$

$I_{xx} = \frac{1000 \times 35.90^3}{3} + 15 \times 452(131 - 35.90)^2 \quad \longrightarrow \quad I_{xx} = 76.74 \times 10^6\ mm^4$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{xx}} y_1 = \frac{6.17 \times 10^6}{76.74 \times 10^6} 35.90 = \mathbf{2.88\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa} \longrightarrow$ **CV**

- Aux appuis

$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$

$1000y_1^2 + 30(452)y_1 - 30(452\ X\ 131) = 0$

$y_1^2 + 13.56y_1 - 1776.36 = 0 \quad \longrightarrow \quad y_1 = 3.590\ cm$

$$I_{xx} = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2$$

$I_{xx} = \frac{1000 \times 35.90^3}{3} + 15 \times 452(131 - 35.90)^2 \quad \longrightarrow \quad I_{xx} = 76.74\ X\ 10^6\ mm^4$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{xx}} y_1 = \frac{3.08 \times 10^6}{76.74 \times 10^6} 35.90 = \mathbf{1.44\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa} \longrightarrow$ **CV**

3.2.2.3.4. Vérification de la flèche [2]

$\frac{h}{L_x} = \frac{16}{240} = 0.066 \geq \frac{M_t}{20 M_x} = 0.05$ **Condition vérifiée**

$\frac{A}{bd} = \frac{3.39}{100\ X\ 16} = 2.11\ X\ 10^{-3} \leq \frac{2}{fe} = \frac{2}{400} = 5\ X\ 10^{-3}$ **Condition vérifiée**

3.2.3. Étude de la troisième dalle (Type 5)

Par la méthode des lignes de rupture.

3.2.3.1. Calcul des moments

$T_{ext} = \sum T_{ext\,i}$

$T_{ext} = 4T_{ext1} + T_{ext2}$

$T_{ext1} = q\left(\frac{1.8\,y}{2}\right)\frac{f}{3}$;

$T_{ext2} = q\big((5.2-2y)(1.8)\big)\frac{f}{2}$

$T_{ext} = 4q\left(\frac{1.8\,y}{2}\right)\frac{f}{3} + q\big((5.2-2y)(1.8)\big)\frac{f}{2}$

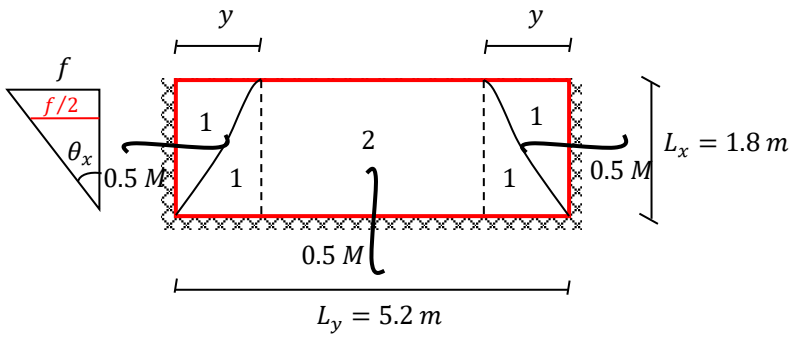


Figure III.18 : *Dimension de la dalle pleine type 5*

$T_{ext} = qf(-0.6y + 4.68)$

$T_{int} = \sum T_{int\,i}$

$T_{int} = 2T_{int1} + T_{int2}$

$T_{int1} = M_y L_x \theta_y + 0.5 M_y L_x \theta_y = 1.5 M_y L_x \theta_y = 2.5 M_y \theta_y$

$T_{int1} = 2.7\, M_y \frac{f}{y}$

$T_{int2} = M_x 2y\theta_x + 0.5 M_x L y \theta_x = 2M_x\, y\theta_x + 2.6 M_x \theta_x$;

$T_{int2} = M_x\, \theta_x (2y + 2.6)$

$T_{int2} = M_x\, \frac{f}{1.8}(2y + 2.6)$

$T_{int2} = M_x\, f(1.11y + 1.44)$

$M_x = M_y;$

$T_{int} = Mf\left(\frac{5.4}{y} + 1.11y + 1.44\right)$

$T_{int} = T_{ext} \implies qf(-0.6y + 4.68) = Mf\left(\frac{5.4}{y} + 1.11y + 1.44\right)$

$q = M\frac{\left(\frac{5.4}{y} + 1.11y + 1.44\right)}{-0.6y + 4.68} = \frac{U(y)}{V(y)}$

$\acute{q} = 0 \Longrightarrow \acute{U}(y).V(y) - U(y).\acute{V}(y) = 0$

$6.05y^2 + 6.48y - 25.27 = 0\,; \longrightarrow y = 1.57\,m$

$q = M\frac{\left(\frac{5.4}{y}+1.11(157)+1.44\right)}{-0.6(1.57)+4.68}$; $\longrightarrow q = 1.77M \quad \longrightarrow M = 0.56q$

Tableau III.13 **:** *les efforts internes*

ELU	ELS
$M_u = 0.56q_u$	$M_{ser} = 0.56q_{ser}$
$q_u = 1.35G + 1.5Q$ $q_u = 1.35(7.16) + 1.5(3.5)$ $q_u = 14.91\ kN$	$q_s = G + Q$ $q_s = 7.16 + 3.5$ $q_s = 10.66\ kN$
$M_{tu} = 0.56q_u = 8.34\ kN.m$ $M_{au} = 0.56q_u \times 0.5 = 4.17\ kN.m$	$M_{ts} = 0.56q_s = 5.96\ kN.m$ $M_{as} = 0.56q_s \times 0.5 = 2.98\ kN.m$

3.2.3.2. Le ferraillage

3.2.3.2.1. A l'ELU

3.2.3.2.1.1. Les armatures principales

Sens x-x

- En travée

$\mu_{tx} = \frac{M_{tu}}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{8.34\times10^6}{14.2\ X\ 10^3\ X\ 131^2} = 0.035 < \mu_l \longrightarrow \acute{A} = 0$

$\mu_{tu} = 0.035 \longrightarrow \beta = 0.982$

$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{8.34\ X\ 10^6}{0.982\ X\ 131\ X\ 347.82} = 1.86\ cm^2 \longrightarrow$ On adopte : **9HA8** $= 4.52\ cm^2$

- Aux appuis

$\mu_a = \frac{M_a}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{4.16\ X\ 10^6}{14.2\ X\ 10^3\ X\ 131^2} = 0.018 < \mu_l \longrightarrow \acute{A} = 0$

$\mu_{tu} = 0.018 \longrightarrow \beta = 0.991$

$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{4.16\ X\ 10^6}{0.991\ X\ 131\ X\ 347.82} = 0.92\ cm^2 \longrightarrow$ On adopte : **9HA8** $= 4.52\ cm^2$

3.2.3.2.1.2. Armatures de répartition

$A_{rép} \geq \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13\ cm^2$; On prend **7HA8** $= 3.51\ cm^2$ pour la travée et l'appui

3.2.3.2.2. Les vérification

3.2.3.2.2.1. Vérification de l'espacement

$$S_{t1} = \frac{100}{8} = 12.5\ cm \longrightarrow S_{t1} = 12.5\ cm \leq Min\begin{cases}3h = 48cm\\33\ cm\end{cases}$$

$$S_{t2} = \frac{100}{6} = 16.66\ cm \longrightarrow S_{t1} = 16\ cm \leq Min\begin{cases}4h = 64\ cm\\45\ cm\end{cases}$$

3.2.3.2.2.2. Vérification de l'effort tranchant [5]

Tableau III.14 : *vérification de l'effort tranchant*

	Suivant X	Suivant Y
V	$\frac{P \times Lx \times Ly}{2 \times Ly + Lx} = \frac{14.91 \times 1.8 \times 5.2}{2 \times 5.2 + 1.8} = 7.54\ kN$	$\frac{P \times Lx \times Ly}{3 \times Ly} = \frac{14.91 \times 1.8 \times 5.2}{3 \times 5.2} = 8.49\ kN$
τ_u	$\frac{7.54 \times 10^3}{1000 \times 131} = 0.05\ MPa$	$\frac{8.49 \times 10^3}{1000 \times 123} = 0.07\ MPa$
$\overline{\tau_u}$	$\frac{0.07 \times fcj}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16\ MPa$	
$\tau u \leq \overline{\tau_u}$	CV	CV

3.2.3.2.3. Vérification à l'état limite de service

Sens x-x

- En travée

$$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$$

$$1000y_1^2 + 30(452)y_1 - 30(452\ X\ 131) = 0$$

$$y_1^2 + 13.56y_1 - 1776.36 = 0 \longrightarrow y_1 = 3.59\ cm$$

$$I_{xx} = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2$$

$$I_{xx} = \frac{1000 \times 35.90^3}{3} + 15 \times 452(131 - 35.90)^2 \longrightarrow I_{xx} = 76.74 \times 10^6\ mm^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{xx}} y_1 = \frac{5.96 \times 10^6}{76.74 \times 10^6} 35.90 = \mathbf{2.78\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa} \longrightarrow \mathbf{CV}$$

- Aux appuis

$$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$$

$$1000y_1^2 + 30(452)y_1 - 30(452\ X\ 131) = 0$$

$$y_1^2 + 13.56y_1 - 1776.36 = 0 \longrightarrow y_1 = 3.590\ cm$$

$$I_{xx} = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2$$

$$I_{xx} = \frac{1000 \times 35.90^3}{3} + 15 \times 452(131 - 35.90)^2 \longrightarrow I_{xx} = 76.74\ X\ 10^6\ mm^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = \frac{2.98 \times 10^6}{76.74 \times 10^6} 35.90 = \mathbf{1.39\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa} \longrightarrow \mathbf{CV}$$

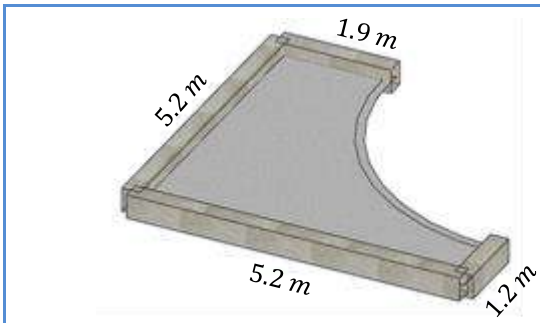
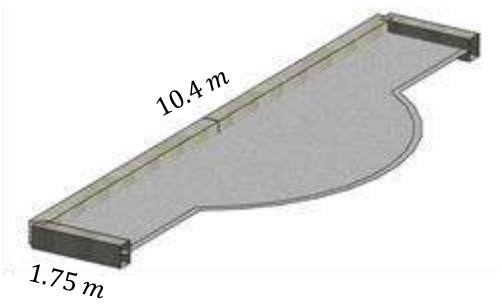
3.2.3.2.4. Vérification de la flèche [2]

$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} = \frac{16}{520} = 0.03 \geq \frac{M_t}{20 M_x} = 0.013 & \textbf{Condition vérifiée} \\ \frac{A}{bd} = \frac{3.39}{100\ X\ 16} = 2.11\ X\ 10^{-3} \leq \frac{2}{fe} = \frac{2}{400} = 5\ X\ 10^{-3} & \textbf{Condition vérifiée} \end{cases}$$

3.3. Étude des dalles pleines de forme irrégulière

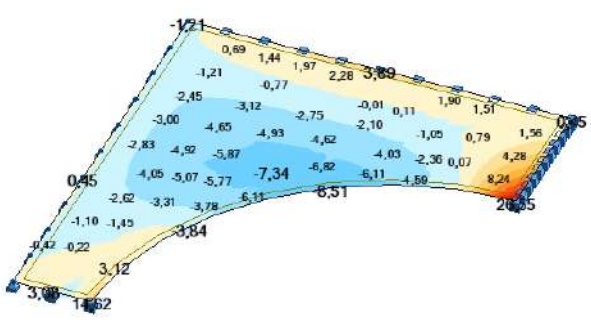
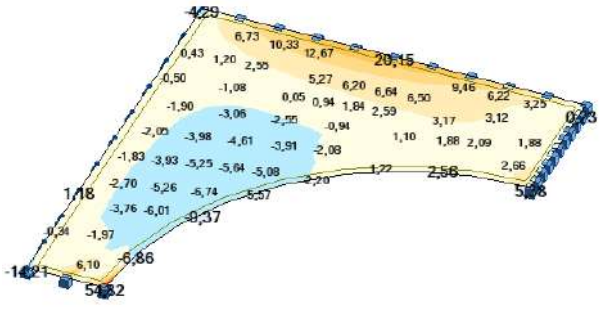
Ce qui concerne les dalles pleines de forme irrégulière, on a deux types, on fait le calcul à l'aide du logiciel ROBOT.

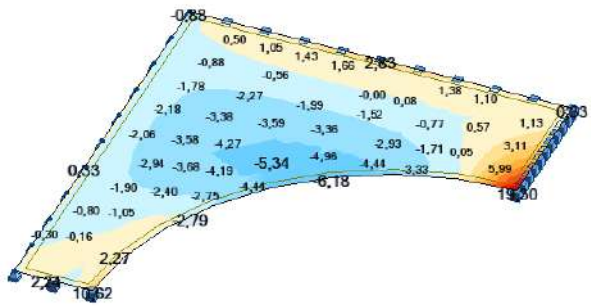
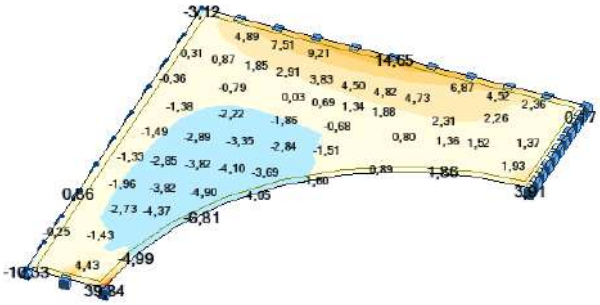
Tableau III.15 : *schéma des dalles pleines de forme irrégulière*

	
Type 1 : tous les étages	**Type 2 : tous les étages**

3.3.1 Résultats des moments fléchissant (type 1)

Tableau III.16 **:** *les moments fléchissant dans la dalle type 1*

	$M_{xx}(kN.m)$	$M_{yy}(kN.m)$
ELU		

ELS		

3.3.2. Le ferraillage

$Mt_{xx} = 8.51\ kN.m$, $Ma_{xx} = 8.24\ kN.m$

$Mt_{yy} = 9.37\ kN.m$, $Ma_{yy} = 20.15\ kN.m$

Sens x-x

- En travée

$$\mu_{tx} = \frac{M_{tu}}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{8.51\times10^6}{14.2\times10^3\times131^2} = 0.036 < \mu_l \longrightarrow \acute{A} = 0$$

$$\mu_{tu} = 0.036 \longrightarrow \beta = 0.982$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{8.51\times10^6}{0.982\times131\times347.82} = 1.90\ cm^2 \longrightarrow \text{On adopte : } \mathbf{9HA8} = 4.50\ cm^2$$

- Aux appuis

$$\mu_a = \frac{M_a}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{8.24\times10^6}{14.2\times10^3\times131^2} = 0.034 < \mu_l \longrightarrow \acute{A} = 0$$

$$\mu_{tu} = 0.034 \longrightarrow \beta = 0.983$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{8.24\times10^6}{0.983\times129\times347.82} = 1.83\ cm^2 \longrightarrow \text{On adopte : } \mathbf{9HA8} = 4.52 cm^2$$

Sens y-y

- En travée

$$\mu_{ty} = \frac{M_{tu}}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{9.37\times10^6}{14.2\times10^3\times131^2} = 0.048 < \mu_l \longrightarrow \acute{A} = 0$$

$$\mu_{tu} = 0.048 \longrightarrow \beta = 0.975$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{9.37\times10^6}{0.975\times131\times347.82} = 2.10\ cm^2 \longrightarrow \text{On adopte : } \mathbf{9HA8} = 4.52\ cm^2$$

- A l'appui

$\mu_a = \frac{M_a}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{20.15\times10^6}{14.2\times10^3\times131^2} = 0.103 < \mu_l \longrightarrow \acute{A} = 0$

$\mu_{tu} = 0.103 \longrightarrow \beta = 0.956$

$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{20.15\times10^6}{0.956\times131\times 347.82} = 4.67\ cm^2 \longrightarrow$ On adopte : **10HA8** $= 5.03\ cm^2$

3.3.3. A l'ELS

Sens x-x

- En travée

$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$

$1000y_1^2 + 30(452)y_1 - 30(452\ X\ 131) = 0$

$y_1^2 + 13.56y_1 - 1776.36 = 0 \longrightarrow y_1 = 35.90\ cm$

$I_{xx} = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2$

$I_{xx} = \frac{1000\times 35.90^3}{3} + 15\times452(131 - 35.90)^2 \longrightarrow I_{xx} = 76.74\times10^6\ mm^4$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = \frac{9.37\times10^6}{76.74\times10^6} 35.9 = \mathbf{4.38\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa} \longrightarrow$ **CV**

- Aux appuis

$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$

$1000y_1^2 + 30(503)y_1 - 30(503\ X\ 131) = 0$

$y_1^2 + 15.09y_1 - 1976.79 = 0 \longrightarrow y_1 = 3.75\ cm$

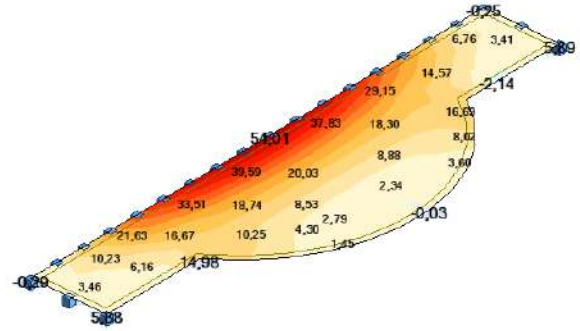
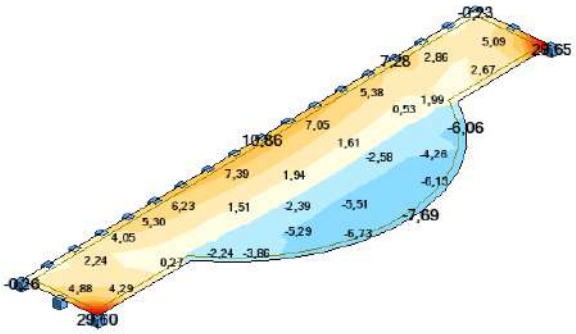
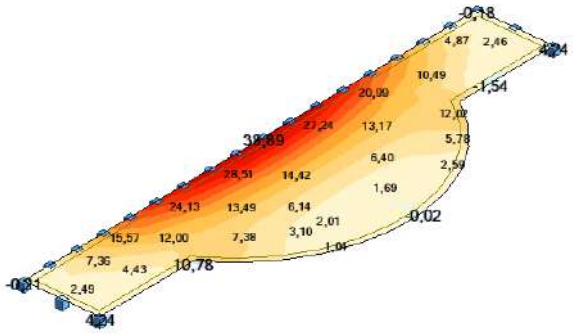
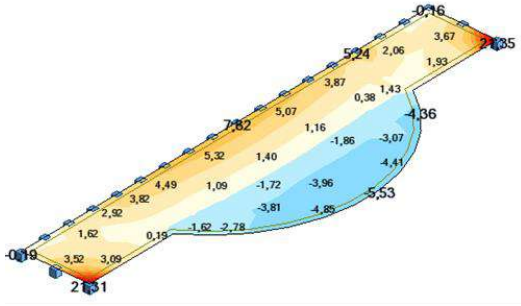
$I_{xx} = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2$

$I_{xx} = \frac{1000\times37.55^3}{3} + 15\times503(131 - 37.55)^2 \longrightarrow I_{xx} = 83.53\times10^6\ mm^4$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = \frac{14.65\times10^6}{83.53\times10^6} 37.55 = \mathbf{6.58\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa} \longrightarrow$ **CV**

3.3.4. Résultats des moments fléchissant (type 2)

Tableau III.17 : *les moments fléchissant dans la dalle type 2*

	$M_{xx}(kN.m)$	$M_{yy}(kN.m)$
ELU		
ELS		

3.3.5. Le Ferraillage

$Mt_{xx} = 0\ kN.m$, $Ma_{xx} = 54.01\ kN.m$

$Mt_{yy} = 7.69\ kN.m$, $Ma_{yy} = 10.86\ kN.m$

Sens x-x

- A l'appui

$$\mu_a = \frac{M_a}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{54.01\times10^6}{14.2\times 10^3 \times 131^2} = 0.232 < \mu_l \longrightarrow \acute{A} = 0$$

$$\mu_{au} = 0.232 \longrightarrow \beta = 0.866$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{54.01\times10^6}{0.866\times 131\times 347.82} = 13.68\ cm^2 \longrightarrow \text{On adopte : } \mathbf{10HA14} = 15.39\ cm^2$$

Sens y-y

- En travée

$\mu_{ty} = \frac{M_{tu}}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{7.69 \times 10^6}{14.2\times10^3\times131^2} = 0.03 < \mu_l \longrightarrow \acute{A} = 0$

$\mu_{tu} = 0.03 \longrightarrow \beta = 0.985$

$A = \frac{M_{tu}}{\beta d \sigma_s} = \frac{7.69\times10^6}{0.985\times131\times 347.82} = 1.71\ cm^2 \longrightarrow$ On adopte : **7HA8** $= 3.51\ cm^2$

- A l'appui

$\mu_a = \frac{M_a}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{10.86\times10^6}{14.2\times10^3\times131^2} = 0.04 < \mu_l \longrightarrow \acute{A} = 0$

$\mu_{au} = 0.04 \longrightarrow \beta = 0.980$

$A = \frac{M_{au}}{\beta d \sigma_s} = \frac{10.86\ X\ 10^6}{0.980\ X\ 131\ X\ 347.82} = 2.43\ cm^2 \longrightarrow$ On adopte : **7HA8** $= 3.51\ cm^2$

3.3.6. Vérification à l'état limite de service

A l'appui

$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$

$1000y_1^2 + 30(1539)y_1 - 30(1539\ X\ 128) = 0$

$y_1^2 + 46.17y_1 - 5909.76 = 0 \longrightarrow y_1 = 5.71\ cm$

$I_{xx} = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2$

$I_{xx} = \frac{1000\times 57.18^3}{3} + 15\times1539(128 - 57.18)^2 \longrightarrow I_{xx} = 178.09\times10^6\ mm^4$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = \frac{38.89\times10^6}{178.09\times10^6} 57.18 = \mathbf{12.48\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa} \longrightarrow$ **CV**

En travée

$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$

$1000y_1^2 + 30(351)y_1 - 30(351\ X\ 131) = 0$

$y_1^2 + 10.53y_1 - 1379.34 = 0 \longrightarrow y_1 = 3.22\ cm$

$I_{xx} = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2$

$I_{xx} = \frac{1000\times32.24^3}{3} + 15\times351(131 - 32.24)^2 \longrightarrow I_{xx} = 62.73\times10^6\ mm^4$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = \frac{7.82\times10^6}{62.73\times10^6} 32.24 = \mathbf{40.2\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa} \longrightarrow$ **CV**

4. Les escaliers

4.1. Introduction

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers de bâtiment de se déplacer à pieds d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et à descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

Définition des éléments d'un escalier droit

La volée : c'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.

Le palier : c'est la partie horizontale d'un escalier arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée et palier intermédiaire).

La paillasse : c'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.

Le jour : c'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.

La contre marche : c'est la partie verticale prenant place entre deux marches.

L'emmarchement : c'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.

Le collet : c'est le nom donné au bord limitant l'escalier du coté jour.

La foulée : c'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

La ligne de foulée : c'est la projection en plan du trajet suivi par une personne empruntant l'escalier, pour les escaliers dont la largeur de l'emmarchement n'excède pas 1.10 m, la ligne de foulée se trouve au milieu de l'emmarchement.

Dans notre structure, on a deux types d'escalier à traiter.

1) Escalier droit à trois volées
2) Escalier hélicoïdale

4.3. Étude de l'escalier droit

4.3.1. Pré-dimensionnement

- ✓ Les caractéristiques de ce type d'escalier sont :
- ✓ Nombre de marche : N=7
- ✓ Nombre de contre marche : n=N+1=8
- ✓ Hauteur du palier intermédiaire : H=1.36 m
- ✓ Largeur de la marche : g = 30 cm
- ✓ Hauteur de la contre marche : h = 17 cm

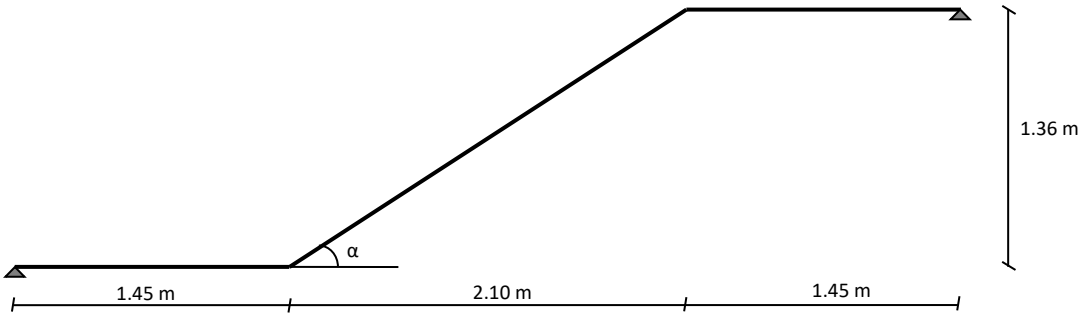


***Figure III.19** : Schéma de l'escalier droit a trois volées*

Vérification de la relation de BLANDEL [8]

On doit vérifier que : $59 \leq g + 2h \leq 66$

$g + 2h = 64\ cm \quad \Longrightarrow \quad 59 \leq 64 \leq 66 \longrightarrow$ **Condition Vérifiée**

Angle d'inclinaison de la volée

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{136}{210} = 0.647 \qquad \Longrightarrow \qquad \alpha = 32.92°$$

Longueur totale de la poutre

$$L_{tot} = 1.45 + \frac{2.10}{\cos(32.92)} + 1.45 = 5.40\ m$$

Détermination de l'épaisseur de l'escalier [9]

$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{30} \longrightarrow \frac{540}{25} \leq h \leq \frac{540}{30} \longrightarrow 21.6 \leq h \leq 18 \longrightarrow$ On adopte : $h = 20\ cm$

4.3.3. Évaluation des charges

4.3.2.1. Charge permanente du palier

***Tableau III.18 :** Charge permanente du palier de repos de l'escalier [3]*

N°	Composant	Épaisseur	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^3)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Lit de sable	0.02	18.00	0.36
3	Mortier de pose	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.20	25	5
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			Total	**6.48**

4.3.2.2. Charge permanente de la paillasse

Tableau III.19 : *Charge permanente de la paillasse de l'escalier [3]*

N°	Composant	Épaisseur	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^3)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Lit de sable	0.02	18.00	0.36
3	Mortier de pose	0.02	18	0.36
4	PP du paillasse	$e/\cos\alpha = 0.2/\cos(32.92)$	25	5.95
5	P des marches	$h/2 = 0.085$	25	2.425
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			Total	**9.55**

4.3.2.3. Surcharge d'exploitation [3]

$Q = 2.5\ KN/m^3$

4.3.3. Détermination des sollicitations

Tableau III.20 : *Combinaisons des charges de l'escalier*

	$G\ (kN/m)$	$Q\ (kN/m)$	$P_u(kN/m^2)$	$P_{ser}(kN/m^2)$
Paillasse	9.55	2.5	16.64	12.05
Palier	6.48	2.5	12.49	8.98

4.3.3.1. État limite ultime

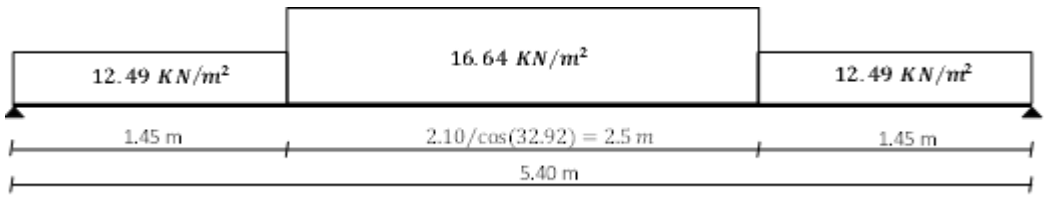


Figure III.20 *: schéma simplifie du chargement de la poutre à l'ELU*

$$M = \frac{PL^2}{8} - (P_1 - P_2)\frac{d^2}{2}$$

$$M_u = 1.35\left(g_1 L^2/8 - (g_1 - g_2)\, d^2/2\right) + 1.5\left(\frac{qL^2}{8}\right)$$

$$M_u = 1.35\left(\frac{9.55 \times 5.4^2}{8} - (3.07) \times \frac{1.45^2}{2}\right) + 1.5\left(\frac{2.5 \times 5.4^2}{8}\right)$$

$$M_u = 56.29\ kN.m$$

$T_{max} = 38.91\ kN$

4.3.3.2. État limite de service

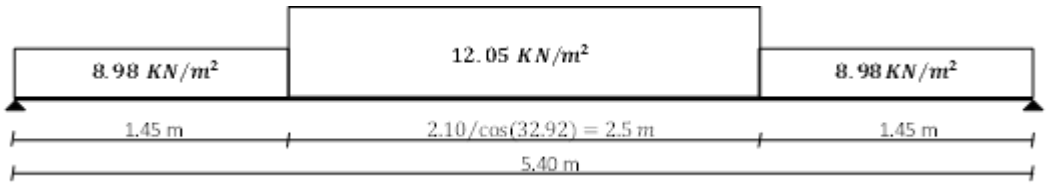


Figure III.21 *: schéma simplifie du chargement de la poutre à l'ELS*

$$M_{ser} = \left(\frac{9.55 \times 5.4^2}{8} - (3.07) \times \frac{1.45^2}{2}\right) + \left(\frac{2.5 \times 5.4^2}{8}\right)$$

$M_{ser} = 40.69\ kN.m$

$T_{max} = 28.08\ kN$

Tableau III.21 : *Récapitulation des résultats*

	M_t(kN. m)	M_a(kN. m)	T(kN)
ELU	47.84	28.14	38.91
ELS	34.58	20.34	28.08

4.3.4. Calcul du ferraillage

4.3.4.1. A l'ELU

4.3.4.1.1. Armatures principales

En travée

$M_t = 47.84\ KN.m$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2\sigma_b} = \frac{47.84\ X\ 10^6}{10^3\ X\ 169^2\ X\ 14.2} = 0.117 < \mu l \longrightarrow \acute{A} = 0$$

$$\mu = 0.117 \longrightarrow \beta = 0.937$$

$$A = \frac{M_{tu}}{\beta d\sigma_s} = \frac{47.84\ X\ 10^6}{0.937\ X\ 169\ X\ 347.82} = 8.68\ cm^2 \longrightarrow \text{On adopte : } \mathbf{8HA12 = 9.05\ cm^2}$$

$A > A_{min} = 0.23bd\left(\frac{ft_{28}}{fe}\right) = 2.42cm^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

A l'appui

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2\sigma_b} = \frac{28.14\ X\ 10^6}{10^3\ X\ 169^2\ X\ 14.2} = 0.07 < \mu l \longrightarrow \acute{A} = 0$$

$$\mu = 0.07 \longrightarrow \beta = 0.964$$

$A = \frac{M_{tu}}{\beta d \sigma_s} = \frac{28.14\ X\ 10^6}{0.964\ X\ 169\ X\ 347.82} = 4.96\ cm^2$ ⟶ On adopte : **5HA12 = 5.65 cm^2**

$A > A_{min} = 0.23bd\left(\frac{ft_{28}}{fe}\right) = 2.42cm^2$ ⟶ **Condition vérifiée**

4.3.4.1.2. Armature de répartition

$$A_r = {}^{A_s}/_4$$

En travée :

$A_r = {}^{9.05}/_4 = 2.26\ cm^2$ ⟶ On adopte : **5HA8** $= 2.51\ cm^2$

A l'appui :

$A_r = {}^{5.65}/_4 = 1.41\ cm^2$ ⟶ On adopte : **3HA8** $= 2.35\ cm^2$

4.3.4.2. Les vérification

4.3.4.1.2. Condition d'espacement

<u>Armatures longitudinales</u> [2]

$S_t \leq \overline{S_t} = Min[3h; 33\ cm]$

$\frac{100}{8} = 12.5\ cm\ < 33\ cm$ ⟶ **Condition vérifiée**

$\frac{100}{5} = 20\ cm\ < 33\ cm$ ⟶ **Condition vérifiée**

<u>Armatures transversales</u> [2]

$S_t \leq \overline{S_t} = Min[4h; 45\ cm]$

$\frac{100}{5} = 20\ cm\ < 45\ cm$ ⟶ **Condition vérifiée**

$\frac{100}{3} = 33\ cm\ < 45\ cm$ ⟶ **Condition vérifiée**

4.3.4.2.2. Vérification de l'effort tranchant [5]

$\tau_u = \frac{V}{b_0 d} = \frac{38.91\ X\ 10^3}{10^3\ X\ 169} = 0.23\ MPa\ \leq \frac{0.07}{1.2}.25 = 1.166\ MPa$

Donc on ne dispose pas des armatures transversales.

4.3.4.3. A l'ELS

En travée

$M_{st} = 34.58\ KN.M$

$by_1{}^2 + 30(\acute{A} + A)y_1 - 30(\acute{A}\acute{c} + Ad) = 0$

$10^3 y_1^2 + 30(905)y_1 - 30(905\ X\ 169) = 0$

$y_1^2 + 27.15y_1 - 4588.35 = 0 \longrightarrow y_1 = 5.550\ cm$

$$I_{xx} = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2$$

$I_{x\acute{x}} = \frac{10^3(55.5)^3}{3} + 15\ X\ 905(169 - 55.5)^2 \longrightarrow I_{x\acute{x}} = 231861168.8\ mm^4$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = \frac{34.58\ X\ 10^6}{231861168.8} 55.5 = \mathbf{8.72\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa}$

A l'appui

$M_{sa} = 20.34\ kN.m$

$y_1^2 + 16.95\ y_1 - 2864.55 = 0 \longrightarrow y_1 = 4.571\ cm$

$$I_{xx} = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2$$

$I_{x\acute{x}} = \frac{10^3(45.71)^3}{3} + 15 \times 565(169 - 45.71)^2 \longrightarrow I_{x\acute{x}} = 160659148\ mm^4$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = \frac{20.34\ \times 10^6}{160659148} 45.71 = \mathbf{5.78\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa}$

4.3.4.4. Vérification de la flèche [2]

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites.

$\begin{cases} \frac{h}{L_x} = \frac{20}{520} = 0.03 \geq \frac{M_t}{20M_x} = \frac{40.69}{20 \times 54.25} = 0.042 \longrightarrow \textbf{Condition non vérifiée} \\ \frac{A}{bd} = \frac{9.05}{100 \times 16.9} = 0.005 \leq \frac{2}{fe} = \frac{2}{400} = 0.005 \longrightarrow \textbf{Condition vérifiée} \end{cases}$

Donc on doit calculer la flèche.

Pour une section rectangulaire

$$y = \frac{h\ X\ b\ X\ {}^{h}/_{2} + nA_s d}{h\ X\ b + nA_s}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s(d-y)^2$$

$\rho = \frac{A_s}{b_0 d}$; $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 dA}$; $\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$

$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)}$ …… Pour les déformations instantanées.

$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)}$ ..……...Pour les déformations différées.

$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1+\lambda_i \mu}$; $I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1+\lambda_v \mu}$

$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 Ei I_{fi}}$ …….Flèche due aux déformations instantanées.

$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 Ev I_{fv}}$ ……Flèche due aux déformations différées.

$$\Delta f_T = f_v - f_i$$
$$\Delta f_T \leq \bar{f}$$

$$y = \frac{(20\ X\ 100\ X\ 10\ ) + (15\ X\ 9.05\ X\ 16.9)}{(20\ X\ 100) + (15\ X\ 9.05)} = 10.44\ cm$$

$$I_0 = \frac{100(20)^3}{12} + 15\ X\ 9.05\ (16.9 - 10.44)^2 = 72334.24\ cm^4$$

$\rho = \frac{9.05}{100\ \ 16.9} = 0.005$; $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 dA} = \frac{40.69\ X\ 10^6}{0.890\ X\ 16.9\ X\ 905} = 298.92\ MPa$;

$\mu = 1 - \frac{1.75\ X\ 2.1}{4\ X 0.005 X 298.92 + 2.1} = 0.54$;

$\lambda_i = \frac{0.05\ X\ 2.1}{0.005(2+3)} = 4.2\ MPa$; $I_{fi} = \frac{1.1\ X\ 72334.24\ X\ 10^4}{1+(4.2\ X\ 0.54)} = 24347.51\ X\ 10^4\ mm^4$;

$\lambda_v = \frac{0.02\ X\ 2.1}{0.005(2+3)} = 1.68\ MPa$; $I_{fv} = \frac{1.1\ X\ 72334.24\ X\ 10^4}{1+(1.68\ X\ 0.54)} = 41719.62\ X\ 10^4\ mm^4$;

$f_i = \frac{40.69\ X\ 10^6\ X\ 5400^2}{10\ X\ 32164.2\ X\ 24347.51\ X\ 10^4} = 15.15\ mm$;

$f_v = \frac{40.69\ X\ 10^6\ X\ 5400^2}{10\ X\ 10819\ X\ 41719.62\ X\ 10^4} = 26.28\ mm$;

$\Delta f_T = f_v - f_i = 26.28 - 15.20 = 11\ mm \implies \Delta f_T \leq \bar{f} = 10.4\ mm \longrightarrow$ **CNV**

La flèche est supérieure à la flèche admissible, donc on a le choix soit d'augmenter l'épaisseur de la paillasse h, soit d'augmenter la section des armatures A.

Puisque on a l'épaisseur de la paillasse h = 17 cm (épaisse), nous préférons l'augmentation dans la section d'acier, on prend A=**10HA14**, et on refait les calculs de la flèche :

$$y = \frac{(20\ X\ 100\ X\ 10\ ) + (15\ X\ 15.39\ X\ 16.8)}{(20\ X\ 100) + (15\ X\ 15.39)} = 10.70\ cm$$

$$I_0 = \frac{100(20)^3}{12} + 15\ X\ 15.39\ (16.8 - 10.7)^2 = 75246.26 cm^4$$

$$\rho = \frac{15.39}{100\ \ 16.8} = 0.009\ ;\quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 dA} = \frac{40.69\ X\ 10^6}{0.866\ X\ 16.8\ X\ 1539} = 181.72\ MPa\ ;$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75\ X\ 2.1}{4\ X 0.009 X 181.72 + 2.1} = 0.58$$

$$\lambda_i = \frac{0.05\ X\ 2.1}{0.009(2+3)} = 2.29\ MPa \quad ;\quad I_{fi} = \frac{1.1\ X\ 75256.6\ X\ 10^4}{1+(2.29\ X\ 0.58)} = 35515.09\ X\ 10^4\ mm^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02\ X\ 2.1}{0.009(2+3)} = 0.91\ MPa \quad ;\quad I_{fv} = \frac{1.1\ X\ 75256.6\ X\ 10^4}{1+(0.91\ X\ 0.58)} = 54019.76\ X\ 10^4\ mm^4$$

$$f_i = \frac{40.69\ X\ 10^6\ X\ 5400^2}{10\ X\ 32164.2\ X\ 35515.09\ \ X\ 10^4} = 10.38\ mm$$

$$f_v = \frac{40.69\ X\ 10^6\ X\ 5400^2}{10\ X\ 10819\ X\ 54019.76\ X\ 10^4} = 20.48\ mm$$

$\Delta f_T = f_v - f_i = 20.48 - 10.38$

$\Delta f_T = 10.1 \leq \bar{f} = 10.4\ mm \implies \Delta f_T \leq \bar{f} = 10.4\ mm \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

4.3.5. La poutre palière

Le calcul se fait en flexion simple pour une poutre simplement appuyée et uniformément chargée, les charges sont :

- Son poids propre
- Réaction provenant du palier

4.3.5.1. Pré-dimensionnement

L : la longueur de la poutre. (L = 1.35 m)

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

$9 \leq h \leq 13.5 \longrightarrow$ On adopte : $h = 30\ cm$

$0.3h \leq b \leq 0.7h \longrightarrow 9 \leq b \leq 21\ cm$

Donc notre console est de section (20x30).

Vérification selon RPA99 v 2003

$h \geq 30\ cm \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

$b \geq 20\ cm \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

$\frac{h}{b} = 1.5 \leq 4 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Condition de rigidité [2]

$\frac{h}{L} = 0.22 > \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow$ **Condition vérifié**

4.3.5.2. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre : $G_{poutre} = 0.3 \times 0.2 \times 25 = 1.5\ kN/ml$

Poids du mur double cloison : $G_{mur} = 2.52 \times 2.49 = 6.28\ kN/ml$

Charge de réaction : $R_u = 38.91\ kN$

$$q_u = 1.35(1.5 + 6.28) + \left(\frac{38.91}{1.35}\right) = 39.32\ kN/m$$

$$q_{ser} = (1.5 + 6.28) + 20.8 = 28.58\ kN/m$$

La poutre palière est encastrée dans une seule extrémité ; le calcul se fera pour une console

$V_x = -qx \;\; ; \quad M(x) = -q\frac{x^2}{2}$

$R_A = ql \; ; \quad V_A = -ql \quad ; \quad M_A = \frac{-ql^2}{2} \quad ; \quad f_B = \frac{ql^4}{8EI}$

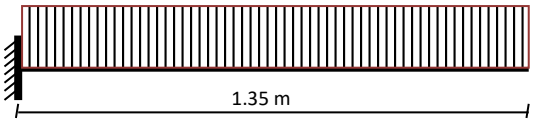


Figure III.22 : *chargement de la poutre palière*

Tableau III.22 : *les moments et les efforts tranchants*

	T(kN)	M_a(kN. m)
ELU	-52.93	-35.53
ELS	-38.58	-36,83

4.3.5.3. Le ferraillage

4.3.5.3.1. A l'ELU

4.3.5.3.1.1. Armatures longitudinales

Le calcul des armatures longitudinales se fait en flexion simple à l'état limite ultime

A l'appui

$Ma_u = -35.83\ kN.m$

Prenons $\text{ø} = 12\ mm$; $d = h - e - \frac{\text{ø}}{2} = 26.9\ cm$

$\mu = \frac{M}{\overline{\sigma_b} b d^2} = \frac{35.82\times10^6}{14.2\times10^3\ (269)^2} = 0.034 \longrightarrow \beta = 0.983$

$A = \frac{35.82\times 10^6}{0.983\times269\times347.82} = 3.89\ cm^2 \longrightarrow$ On adopte : **4HA12** $= 4.52 cm^2$

Condition de non fragilité [2]

$A_s \geq A_{min} = 0{,}001(bxh)$; $A_{min} = 0{,}001 \times 20 \times 30 = 0.6\ cm^2$

$A = 4.52 \geq 0.6\ cm^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Vérification de la contrainte de cisaillement [1]

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = \frac{52.93\ X\ 10^3}{200\ X\ 269} = 0.98\ MPa$

$\overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 333\ MPa; 5MPa\right] = 3.33\ MPa$

$\tau_u = 0.98\ MPa \leq \overline{\tau_u} = 3.33\ MPa \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Vérification selon RPA99v2003

$$\begin{cases} A_{min} = 0.5\ bh \\ A_{max} = 4\%\ (bh) \quad \ldots\ldots \quad zone\ courante \\ A_{max} = 6\%\ (bh) \quad \ldots\ldots \quad zone\ de\ recouverement \end{cases}$$

$A_{min} = 3\ cm^2 \leq A = 4.52 \leq A_{max} = 24.36\ cm^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Vérification de compression dans la bielle de béton [5]

$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 d$

$a = Min[b - c - 2; 0.9d] = 15.5\ cm$

$V_u = 52.93\ KN \leq 0.4\frac{25}{1.5} 200 \times 155 = 206.67\ kN \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis [6]

$$\sigma_m = \frac{2V_u}{ab_0} = \frac{413 \times 10^3}{166 \times 200} = 13.32\ MPa$$

$\overline{\sigma_m} = {}^{1.3 f_{c28}}/_{\gamma_b} = \frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.66\ MPa \longrightarrow \sigma_m < \overline{\sigma_m} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

4.3.5.3.1.2. Armatures transversales [6]

$$ø \leq Min\begin{bmatrix} {}^{h}/_{35} = 8.57\ mm \\ ø = 12\ mm \\ {}^{b}/_{10} = 20\ mm \end{bmatrix}$$

$ø = 8\ mm\ ;\ a_t = \frac{\pi ø^2}{4} = \frac{\pi\ X\ 8^2}{4} = 0.5\ cm^2$

$A_t = \mathbf{4HA8} = 2.01\ cm^2$

Calcul des espacements

- Selon CBA93

$S_t \leq Min(0.9d; 40\ cm) = 24.32\ cm$

$d = h - e - \frac{ø}{2} = 30 - 2.5 - \frac{0.8}{2} = 27{,}1\ cm$

- Selon RPA 99

$S_t \leq [h/4; 12ø_1; 30] = [7.5; 9.6; 30]$ …… (Zone nodale)

$S_t \leq {}^{h}/_{2} = 15\ cm$ …… (Zone courante)

On adopte les valeurs suivantes :

$S_t = 7\ cm$ (Zone nodale)

$S_t = 15\ cm$ (Zone courante)

On doit vérifier :

$$S_t \leq \frac{A_t f e \gamma_s}{b\tau_u - 3f_{t28}} = \frac{201\ X\ 235\ X\ 1.15}{(200\ X\ 0.98) - (3X2.1)} = 28.63\ cm$$

$S_t \leq 28.63\ cm \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Section minimal d'armatures transversales [2]

$$A_t \geq \frac{0.4\ bS_T}{fe}$$

Zone nodale : $A_t \geq \frac{0.4\ X\ 200\ X\ 70}{235} = 2.38\ cm^2 \longrightarrow$ **condition vérifiée**

Zone courante : $A_t \geq \frac{0.4\ X\ 200\ X\ 150}{235} = 4.76\ cm^2 \longrightarrow$ **condition vérifiée**

4.3.5.3.2. A l'ELS

$M_{st} = -26.04\ KN.M$

$$by_1{}^2 + 30(\acute{A} + A)y_1 - 30(\acute{A}\acute{c} + Ad) = 0$$

$$10^3 y_1^2 + 30(452)y_1 - 30(452\ X\ 269) = 0$$

$y_1^2 + 13.56y_1 - 3647640 = 0 \longrightarrow y_1 = 6.755\ cm$

$$I_{xx} = \frac{by_1{}^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$I_{x\acute{x}} = \frac{10^3(67.55)^3}{3} + 15\ X\ 452(269 - 67.55)^2 \longrightarrow I_{x\acute{x}} = 377890261.3\ mm^4$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = \frac{26.04\ X\ 10^6}{377890261.3} 67.55 = \mathbf{4.65\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa} \longrightarrow$ **CV**

4.3.5.3.3. Vérification de la flèche [2]

$\frac{h}{l} = \frac{30}{135} = 0.22 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

$\frac{A_s}{bd} = \frac{4.52}{20\ X\ 26.9} = 0.0084 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

$\frac{h}{L} = \frac{30}{135} = 0.22 \geq \frac{M_t}{10M_x = 0.1} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Donc le calcul de la flèche est inutile.

4.4. Étude de l'escalier hélicoïdale

4.4.1. Méthode de calcul [8]

Dans ce type d'escalier, la paillasse hélicoïdale prend appui sur le contour circulaire (maçonnerie ou poutraison). Le calcul courant consiste à admettre des paillasses croisées de portées égales à L ***(figure III.24 : b)***

$$\left(\frac{L}{2}\right)^2 = a^2 - \frac{(a+b)^2}{2} = \frac{(a-b)(3a+b)}{4}$$

$$L = \sqrt{(a-b)(3a+b)}$$

$$M = \frac{qL^2}{8} = q\frac{(a-b)(3a+b)}{8}$$

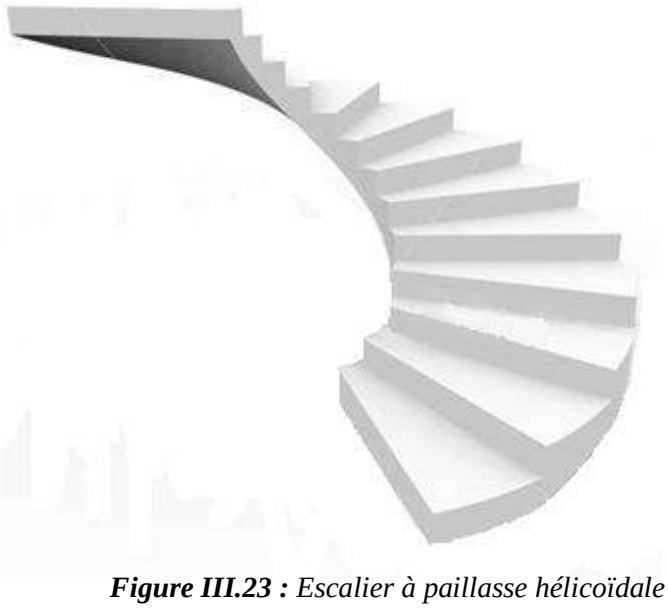


Figure III.23 : *Escalier à paillasse hélicoïdale*

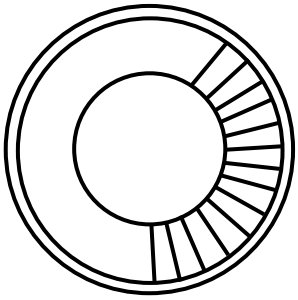


Figure III.24 : a

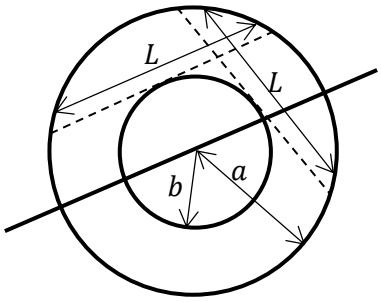


Figure III.24 : b

Les aciers principaux sont placés comme l'indique la **figure III.24 ; c**, les aciers de répartition peuvent être, soit perpendiculaires à ceux-ci, soit mieux, radiaux. La méthode est simpliste, on peut se demander ce qu'elle vaut. NICOLSKY l'a comparée avec celle déduite d'une méthode élastique ; il calcule ainsi un moment tangentiel M_t et un moment radial M_r **(figure III.24 : d)**

$$M_t = q\frac{(a-b)(a+2b)}{6} \qquad \text{Et } M_r \text{ faible}$$

Il a été ainsi constaté que la méthode courante conduit à des résultats légèrement en excès (pour M_t qui est le moment de flexion principal).

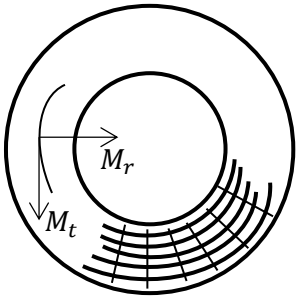


Figure III.24 : c

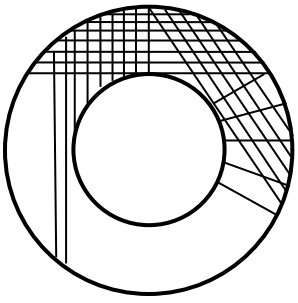


Figure III.24 : d

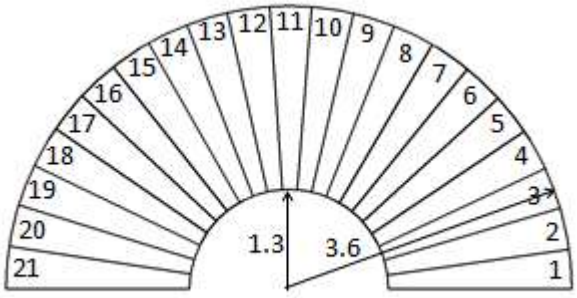


Figure III.25 : *Dimensions d'escalier*

4.4.2. Évaluation des charges permanentes de la paillasse

Tableau III.23 : *Charge permanente de la paillasse [3]*

N°	Composant	Épaisseur(m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids volumique (kN/m^3)
1	Dalle de sol	0.01	20	0.2
2	Ciment de coulage	0.0	18.00	0.18
4	PP du paillasse	0.3	25	7.5
5	P des marches	$^{h}/_{2} = 0.085$	25	2.125
6	Enduit en plâtre	0.02	18	0.36
			Total	**10.36**

Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5\ kN/m^2$

$a = 3.6$

$b = 1.3$

$L = \sqrt{(a-b)(3a+b)} = \sqrt{(3.6-1.3)(3.36+1.3)} = 5.27\ m$

$P_u = 1.35G + 1.5Q$

$P_u = 1.35(10.36) + 1.5(2.5) = 17.73\ kN/m^2$

$P_{ser} = 10.36 + 2.5 = 12.86\ kN/m^2$

$$M = \frac{qL^2}{8} = \frac{17.73 \times 5.27^2}{8} = 61.55\ kN.m$$

$$M_t = q\frac{(a-b)(a+2b)}{6} = 17.73 \times \frac{(3.6-1.3) \times (3.6+2\times 1.3)}{6} = 42.13\ kN.m$$

M_r **Faible.**

4.4.3. Le ferraillage

4.4.3.1. A l'ELU

4.4.3.1.1. Armatures principales

$\emptyset_x \leq \frac{h}{10} = 14\ mm$; On prend $\emptyset = 10\ mm$

$d_x = h - e - \frac{\emptyset}{2} = 27\ cm$;

$\mu_{tu} = \frac{M_{tu}}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{42.13 \times 10^6}{14.2 \times 10^3 \times 270^2} = 0.04 < \mu_l \longrightarrow \acute{A} = 0$

$\mu_{tu} = 0.04 \longrightarrow \beta = 0.980$

$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{42.13 \times 10^6}{0.980 \times 270 \times 347.82} = 4{,}57\ cm^2 \longrightarrow$ On adopte : **8HA10** $= 6{,}28\ cm^2$

4.4.3.1.2. Armatures de répartition

$A_{rép} \geq \frac{A}{4} = \frac{6.28}{4} = 1.57\ cm^2$; On prend : **6HA8** $= 3.01\ cm^2$

4.4.3.2. Vérification de l'espacement

$S_{t1} = \frac{100}{8} = 12{,}5\ cm \longrightarrow S_{t1} = 12{,}5\ cm \leq Min\begin{cases} 3h = 90cm \\ 33\ cm \end{cases} \longrightarrow$ **CV**

$S_{t2} = \frac{100}{6} = 16{,}66\ cm \qquad S_{t2} = 16\ cm \leq Min\begin{cases} 4h = 120cm \\ 45\ cm \end{cases} \longrightarrow$ **CV**

4.4.3.3. A l'ELS

$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$

$1000y_1^2 + 30(628)y_1 - 30(628\ X\ 270) = 0$

$y_1^2 + 18.84y_1 - 5086{,}8 = 0 \longrightarrow y_1 = 6.25\ cm$

$I_{xx} = \frac{b{y_1}^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$

$I_{xx} = \frac{1000 \times 62{,}52^3}{3} + 15 \times 628(270 - 62{,}52)^2 \longrightarrow I_{xx} = 486{,}97 \times 10^6\ mm^4$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = \frac{14 \times 10^6}{486{,}97 \times 10^6} 62{,}52 = \mathbf{1{,}79\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa} \longrightarrow$ **CV**

5. La dalle machine

5.1. Introduction

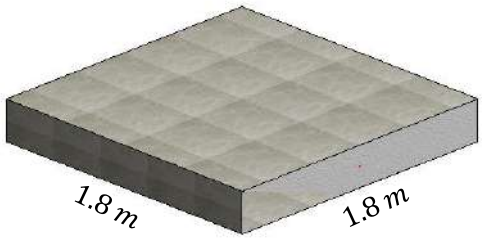
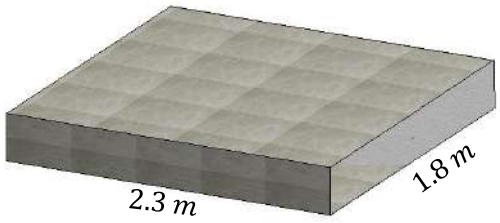
La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

Elle est composée de :

- Le moteur (machine).
- Dalle supportant la machine.
- Cabine d'ascenseur.

On a deux types de dalles machines, et pour des raisons constructives on va étudier le cas le plus défavorable.

Tableau III.24 : *types de la dalle*

Type I	Type II
	

5.2. Pré-dimensionnement

Résistance à la flexion

$$\frac{L_x}{45} \leq \boldsymbol{e} \leq \frac{L_x}{40} \longrightarrow \frac{180}{45} \leq \boldsymbol{e} \leq \frac{180}{40} \longrightarrow 4 \leq \boldsymbol{e} \leq 4.5\ cm$$

Remarque :

L'entreprise national des ascenseurs (**ENASC**) préconise que l'épaisseur de la machine soit : supérieur à 25 cm $\boldsymbol{e} = 25\ cm$

5.3. Évaluations des charges

5.3.1. Charge permanente

Tableau III.25 : *Charge permanente de la dalle machine [3]*

N°	Composant	Épaisseur	Poids volumique $(^{KN}/_{m^3})$	Poids surfacique $(^{KN}/_{m^2})$
1	Gravillon roulé	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6.00	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente 1%	0.10	22.00	2.2
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Pare vapeur	0.01	6.00	0.06
7	Dalle pleine	0.25	25	6.25
8	Enduit de plâtre	0.02	18	0.36
			Total	**10.05**

Poids des équipements

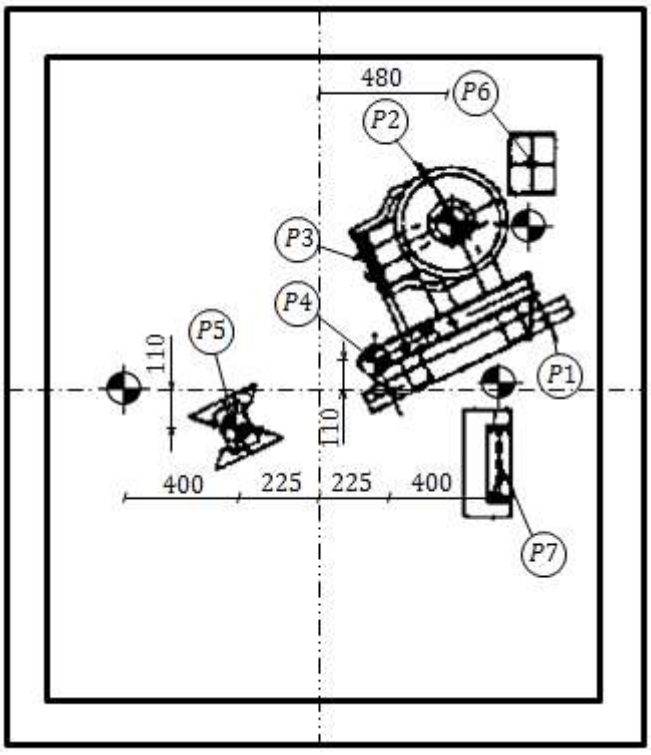


Figure III.26 : *Déférentes charges agissantes sur la dalle*

Tableau III.26 : *Charges des équipements*

Réaction en Newton						
P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	P_7
4500	3500	7000	9000	12500	10000	2300

- P_i : est le chargement de la dalle donné par l'entreprise nationale des ascenseurs sous forme des charges concentrées.

$$g = \frac{\sum P_i}{S} = \frac{48.8}{1.8 \times 2.3} = 11.78\, kN/m^2$$

$$G_{tot} = 11.78 + 10.05 = 21.83\ \ kN/m^2$$

5.3.2. Charges d'exploitation

L'**ENASC** exige une charge d'exploitation importante $Q = 5\ \ kN/m^2$

Tableau III.27 : *le chargement de la dalle*

$G(kN/m^2)$	$Q(kN/m^2)$	$P_u(kN/m^2)$	$P_{ser}(kN/m^2)$
21.83	5	36.98	26.83

5.4. Calcul des sollicitations

On a $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.8}{2.3} = 0.78 > 0.4 \implies$ la dalle travail suivant les deux directions.

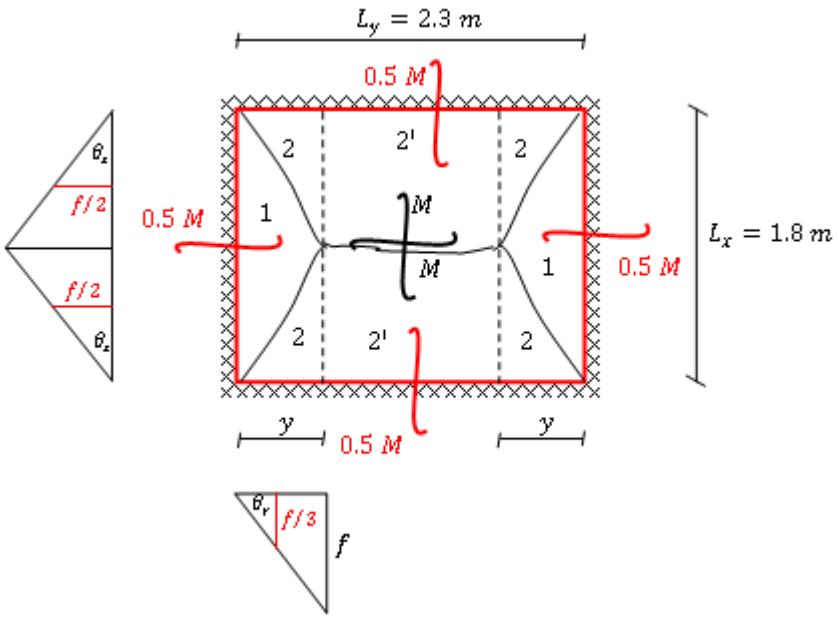


Figure III.27: *Dimension de la dalle machine*

$$T_{ext} = \sum T_{ext\,i}$$

$$T_{ext} = 2T_{ext1} + 4T_{ext2} + 2T_{ext\,2'}$$

$$T_{ext1} = q\left(L_x \frac{y}{2}\right)\frac{f}{3}\ ;$$

$$T_{ext2} = q\left(y\frac{L_x}{4}\right)\frac{f}{3}\ ;$$

$$T_{ext2'} = q\left(\left(L_y - 2y\right)\frac{L_x}{2}\right)\frac{f}{2}$$

$$T_{ext} = 2qf\left(L_x \frac{y}{6}\right) + 4qf\left(y\frac{L_x}{12}\right) + 2qf\left(\left(L_y - 2y\right)\frac{L_x}{4}\right)$$

$$T_{ext} = qf\left(\frac{-L_x y}{3} + \frac{L_x L_y}{2}\right)$$

$$T_{int} = \sum T_{int\,i}$$

$$T_{int} = 2T_{int1} + 2T_{int2}$$

$$T_{int1} = M_y L_x \theta_y + 0.5 M_y L_x \theta_y = 1.5 M_y L_x \theta_y = 2.5 M_y L_x \frac{f}{y}$$

$$T_{int1} = 1.5 M_y L_x \frac{f}{y}$$

$$T_{int1} = M_x L_y \theta_x + 0.5 M_x L_y \theta_x = 1.5 M_x L_y \theta_x = 1.5\ M_y L_x \frac{2f}{y}$$

$$T_{int2} = 3Mf\frac{L_y}{L_x}$$

$$T_{int} = Mf\left(\frac{3L_x}{y} + \frac{6L_y}{L_x}\right)$$

$$T_{int} = T_{ext} \Longrightarrow qf\left(\frac{-L_x y}{3} + \frac{L_x L_y}{2}\right) = Mf\left(\frac{3L_x}{y} + \frac{6L_y}{L_x}\right)$$

$$q = M\frac{\left(\frac{3L_x}{y} + \frac{6L_y}{L_x}\right)}{\left(\frac{-L_x y}{3} + \frac{L_x L_y}{2}\right)} = \frac{U(y)}{V(y)}$$

$$\acute{q} = 0 \Longrightarrow \acute{U}(y).V(y) - U(y).\acute{V}(y) = 0$$

$$4.59y^2 + 6.48y - 11.17 = 0\ ; \longrightarrow y = 1.01\ m$$

$$q = M\frac{\left(\frac{5.4}{y}+7.66\right)}{-\frac{1.8\times1.01}{3}+2.07}\ ; \quad \longrightarrow \quad q = 8.90M \quad \longrightarrow \quad M = 0.11q$$

Tableau III.28 : *les efforts internes dans la dalle machine*

ELU	ELS
$M_u = 0.11q_u$	$M_{ser} = 0.11q_{ser}$
$q_u = 31.84\ KN$	$q_s = 23.03\ kN$
$M_{tu} = 0.11q_u = 4.15\ kN.m$ $M_{au} = 0.11q_u \times 0.5 = 2.07\ kN.m$	$M_{ts} = 0.11q_s = 2.95\ kN.m$ $M_{as} = 0.11q_s \times 0.5 = 1.47\ kN.m$

5.5. Le ferraillage

5.5.1 A l'ELU

Choisissons : $\emptyset_x = 12\ mm$

$$d_x = 25 - 2.5 - \frac{1.2}{2} = 21.9\ cm$$

$$d_y = 21.9 - \frac{1.2+1.2}{2} = 20.7\ cm$$

En travée

$$\mu_{tx} = \frac{M_{tu}}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{4.15\times10^6}{14.2\times10^3\times129^2} = 0.006 < \mu_l \longrightarrow \acute{A} = 0$$

$$\mu_{tu} = 0.006 \longrightarrow \beta = 0.997$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{4.15\times10^6}{0.997\times129\times347.82} = 0.54\ cm^2 \longrightarrow \text{On adopte : } \mathbf{4HA12} = 4.52\ cm^2$$

Aux appuis

$$\mu_a = \frac{M_a}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{2.07\times10^6}{14.2\times10^3\times129^2} = 0.003 < \mu_l \longrightarrow \acute{A} = 0$$

$$\mu_{tu} = 0.003 \longrightarrow \beta = 0.998$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{2.07\times10^6}{0.991\times129\times347.82} = 0.27\ cm^2 \longrightarrow \text{On adopte : } \mathbf{4HA12} = 4.52\ cm^2$$

5.5.2. Les vérifications

5.5.2.1. Vérification de l'espacement [2]

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\ cm \longrightarrow S_t = 25\ cm \leq Min\begin{cases}3h = 45cm\\33\ cm\end{cases} \longrightarrow \textbf{CV}$$

5.5.2.2. Vérification de l'effort tranchant [5]

Tableau III.29 : *Vérification de l'effort tranchant*

	Suivant X	Suivant Y
V	$\frac{P \times Lx \times Ly}{2 \times Ly + Lx} = \frac{26.98 \times 4.14}{4.6 + 1.8} = 23.92\ kN$	$\frac{P \times Lx \times Ly}{3 \times Ly} = \frac{26.98 \times 1.8 \times 2.3}{3 \times 2.3} = 22.18\ kN$
τ_u	$\frac{23.92 \times 10^3}{1000 \times 219} = 0.109\ MPa$	$\frac{22.18 \times 10^3}{1000 \times 219} = 0.101\ MPa$
$\overline{\tau_u}$	$\frac{0.07 \times fcj}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16\ MPa$	
$\tau u \leq \overline{\tau_u}$	Oui	Oui

5.5.3. A l'ELS

<u>En travée</u>

$$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$$

$$1000y_1^2 + 30(452)y_1 - 30(452\ X\ 219) = 0$$

$$y_1^2 + 13.56y_1 - 2969.64 = 0 \longrightarrow y_1 = 4.813\ cm$$

$$I_{xx} = \frac{by_1{}^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{xx} = \frac{1000 \times 48.13^3}{3} + 15\ X452(219 - 48.13)^2 \longrightarrow I_{xx} = 201.66 \times 10^6\ mm^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = \frac{2.95 \times 10^6}{201.66 \times 10^6} 48.13 = \mathbf{0.7\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa} \longrightarrow \textbf{CV}$$

<u>Aux appuis</u>

$$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$$

$$1000y_1^2 + 30(452)y_1 - 30(452\ X\ 219) = 0$$

$y_1^2 + 13.56y_1 - 2969.64 = 0 \longrightarrow y_1 = 4.813\ cm$

$I_{xx} = \frac{by_1{}^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$

$I_{xx} = \frac{1000 \times 48.13^3}{3} + 15 \times 452(219 - 48.13)^2 \longrightarrow I_{xx} = 201.66 \times 10^6\ mm^4$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = \frac{1.47 \times 10^6}{201.66 \times 10^6} 48.13 = \mathbf{0.34\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa} \longrightarrow$ **CV**

5.5.4. Vérification de la flèche [2]

$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} = \frac{25}{180} = 0.138 \geq \frac{M_t}{20M_x} = 0.05 \quad \textbf{Condition vérifiée} \\ \frac{A}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 2.19} = 0.002 \leq \frac{2}{fe} = \frac{2}{400} = 5 \times 10^{-3} \quad \textbf{Condition vérifiée} \end{cases}$$

5.5.5. Vérification de non poinçonnement [2]

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.

$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

$Q_u = 125\ kN$; $\gamma_b = 1.5$; $f_{cj} = 25$ MPa ; $h = 25\ cm$

$U_c = 2(u + v)$

$u = a + 2(e + h/2)$

$v = b + 2(e + h/2)$

$U_c = 2(a + b) + 8e + 4h$

Avec : $a = b = e = 0$

$U_c = 4h = 100\ cm$

$Q_u = 125\ kN < 0.045 \times 1000 \times 250 \times (\frac{25}{1.5}) = 187.5\ kN \longrightarrow$ **CV**

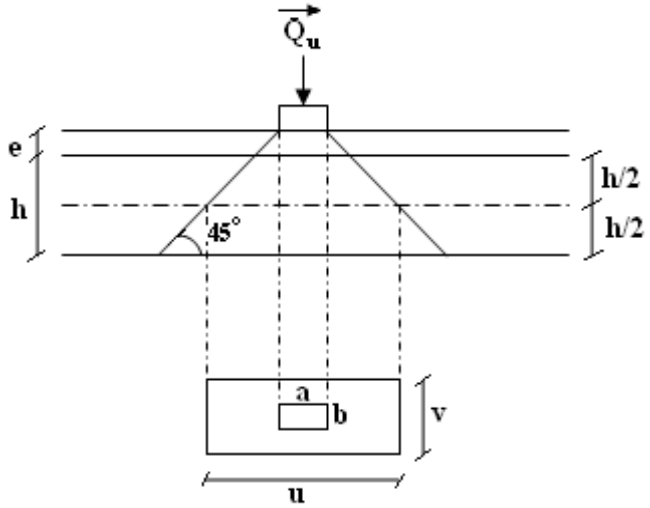


Figure III.28 : *la vérification de non poinçonnement*

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

1. L'acrotère

1.1. Introduction

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 16 cm d'épaisseur et de 100 cm de hauteur. C'est un système isostatique assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une surcharge d'exploitation de 1 kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme très préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

Le calcul du ferraillage se fait pour une bonde de 1 m de largeur, 16 cm d'épaisseur, et 100 cm de hauteur.



Figure III.1 : *L'acrotère*

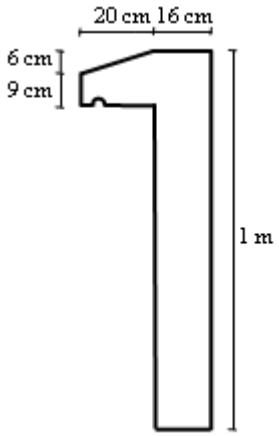


Figure III.2 *: dimensions de l'acrotère*

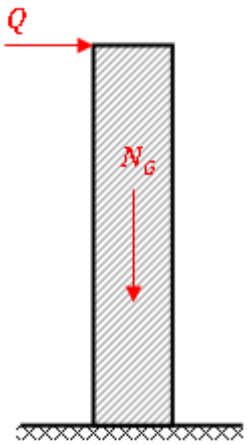


Figure III.3 *: les charges sur l'acrotère*

1.2. Evaluation des charges et surcharges

Charge permanente

$$G = [(1 \times 0{,}16) + (0{,}09 \times 0{,}2) + \left(0{,}2 \times \left(\frac{0{,}06}{2}\right)\right) \times 25 \times 1] = 4{,}6\ kN/ml$$

Charge d'exploitation

$$Q = 1\ kN\ /ml$$

L'action des forces horizontales (sismiques)

Les éléments secondaires de la structure doivent être calculés sous l'action des forces horizontales, suivant la formule : $F_p = 4 \times A \times C_P \times W_p$ ..... [1].

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4 .1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés $[A = 0{,}3]$ ……groupe 1 B

C_p: Facteur de force horizontale donnée dans le tableau (6.1)…….$[C_p = 0{,}8]$.

W_p = Poids de l'acrotère = 4,6 kN.

Donc :

Q_H =Max (1.5Q ;F_p)

$F_p = 4 \times 0{,}3 \times 0{,}8 \times 4{,}6 = 4{,}41\ kN$

$1{,}5\ Q = 1{,}5\ kN$

Alors pour une bande de 1m de largeur :

$G = 4{,}6\ kN/ml$

$Q_h = 4{,}41\ kN/ml$

1.3. Calcul des efforts

Tableau III.1 : *Calcul des efforts dans l'acrotère*

	ELU	**ELS**
$\boldsymbol{N}$ $\boldsymbol{(kN)}$	$1{,}35 \times G = 1{,}35 \times 4{,}6 = 6{,}21$	$G = 4{,}6$
$\boldsymbol{T}$ $\boldsymbol{(kN)}$	$1{,}5 \times Q = 1{,}5 \times 4{,}41 = 6{,}61$	$Q = 4{,}41$
$\boldsymbol{M}$ $\boldsymbol{(kN.m)}$	$1{,}5 \times Q \times h = 1{,}5 \times 4{,}41 \times 1 = 6{,}61$	$Q \times h = 4{,}41$

1.4. Calcul du ferraillage

1.4.1. Armatures principales

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et situation durable.

Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{6{,}61}{6{,}21} \Rightarrow e_0 = 106\,,44\ cm$$

$$\frac{h}{2} - c = 8 - 2.5 = 13.5\ cm$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - c$$

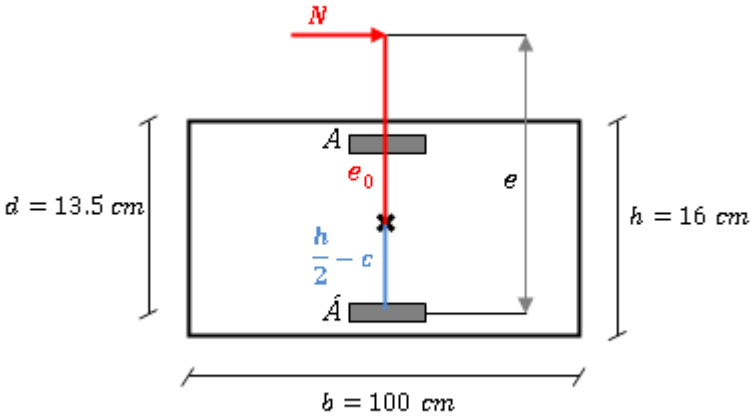


Figure III.4 : *Section de BA à ELU*

Le centre de pression se trouve à l'extérieure du segment limité par les armatures, alors on a une section partiellement comprimée.

Calcul du moment de flexion

$e = e_0 + (\frac{h}{2} - c) \Longrightarrow e = 112\ cm$

$M_1 = N_u \times e \ \Rightarrow \ M_1 = 6{,}95\ kN.m$

Le calcule se fait en flexion simple :

$\mu = \frac{M_1}{bd^2\sigma_b} = \frac{6.95\times10^6}{1000\times135^2\times14.2} = 0.026 < \mu_l \quad \longrightarrow \acute{A} = 0$

$$\mu = 0.026 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.987$$

$$A = \frac{M_1}{bd\sigma_b} = \frac{6.95 \times 10^6}{0.987 \times 135 \times 347.82} = 1.5\ cm^2$$

N effort de compression alors :

$A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} \Longrightarrow A = 1.32\ cm^2$

$\begin{cases} A = 1.32\ cm^2 \\ \acute{A} = 0 \end{cases} \longrightarrow$ On choisit : **6HA6**= 1.70 cm^2

Vérification de la section d'acier

Il faut vérifier A avec la section minimale imposée par la règle du millième [2], et par la règle de non fragilité [5] :

$A_{s\,min} \geq Max\left\{\frac{bh}{1000}; 0.23bd\frac{f_{t28}}{fe}\right\} \Longrightarrow A_{s\,min} \geq \{1.6\ cm^2; 1.63cm^2\}$

$A = 1.70\ cm^2 \geq A_{s\,min} = 1.63\ cm^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Donc on adopte : **6HA6** $= 1.70\ cm^2$

L'espacement [2]

$S_t = \frac{100}{5} = 20\ cm \ \leq \ S_{t\,min} = min[3h = 48\ cm; 33\ cm] = 33\ cm \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

1.4.2. Armatures de répartition

$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{1{,}70}{4} = 0{,}425\ \text{cm}^2 \longrightarrow$ On choisit **5HA6**= 1.41 cm^2 .

L'espacement [2]

$S_t = \ 25\ cm \ \leq \ \ S_{t\,min} = min[4h = 64\ cm; 40\ cm] = 40\ cm, \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Vérification à l'état limite de service

$N_{ser} = 4{,}6\ kN$; $M_{ser} = 4{,}41\ kN.m$

Calcul de l'excentricité

L'effort normal est un effort de compression

On doit vérifier l'inégalité ci-contre: $\frac{M_{G'}}{N_{ser}} \geq \frac{I_G}{B_0\ X\ \nu_2}$

Où :

$B_0 = b \times h + 15(A + A`) \Longrightarrow B_0 = 1625{,}5\ \text{cm}^2$.

$\nu_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{b.h^2}{2} + 15(A`.c` + A.d)\right] \Longrightarrow \nu_1 = 7{,}91\ cm$

$\nu_2 = h - \nu_1 \Longrightarrow \nu_2 = 8{,}08\ cm$

$I_G = \frac{b}{3}({\nu_1}^3 + {\nu_2}^3) + 15[A(\nu_2 - c)^2 + A`(\nu_1 - c`)^2] \Longrightarrow I_G = 34827{,}26\ cm^4$

Alors : $\frac{I_G}{B_0\nu_2} = 2{,}65\ cm.$

$M_{G'} = M_{ser} - N_{ser} \times GG'$

$M_{G'} = 4{,}41 - 4{,}6 \times (0{,}8 - 0{,}79)$

$M_{G'} = 4{,}37\ kN.m$

Donc : $\frac{M_{G'}}{N_{ser}} = 95{,}00\ cm > \frac{I_G}{B_0\nu_2} = 2{,}65\ cm$

Alors : on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que : $\begin{cases}\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma_s}\end{cases}$

Où :$\sigma_b = k.y_1$ avec : $k = \frac{N_{ser}}{S_G}$

$\sigma_s = 15\ k\ (d - y_1)$

On va calculer y_2 à l'aide de l'équation suivante :

${y_2}^3 + py_2 + q = 0$

y_2 : Distance entre le centre de pression 'c' et l'axe neutre.

$P = -3C^2 - 90\ \frac{A`}{b}(C - c`) + 90\ \frac{A}{b}(d - C)$

$$P = -2C^3 - 90\,\frac{A`}{b}\left(C - c`\right) + 90\,\frac{A}{b}(d - C)^2$$

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point 'c' et puisque 'N'est un effort de compression donc :

$$C = v_1 - G'c = e = \frac{M_G}{N_{ser}} \Longrightarrow C = 7.91 - 95 = -87.09\ cm\ < 0$$

c : (centre de pression) se trouve à l'extérieur du segment limite par les armatures.

$$P = -3C^2 - \frac{90A}{b}(d - c)$$

$$P = -3(-87.09)^2 - \frac{90(1.70)}{100}(13.2 + 87.09) = -22907.90\ cm^2$$

$$q = -2C^3 - \frac{90A}{b}(d - c)^2$$

$$q = -2(-87.09)^3 - \frac{90A}{b}(d - c)^2$$

$$q = -2(-87.09)^3 - \frac{90(1.70)}{100}(13.2 + 87.09)^2 = 1305616.42\ cm^3$$

Le déterminant Δ

$$\Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27}$$

$$\Delta = (1305616.42)^2 + \frac{4(-22907.90)^3}{27} = -7.63171 \times 10^{10} < 0$$

Application numérique

$$\begin{cases} \mathrm{P} = -22907{,}90 \quad \mathrm{cm}^2 \\ \mathrm{q} = 1\,305616{,}42\ \mathrm{cm}^3 \end{cases}$$

Donc l'équation devient : $Y_2{}^3 - 22907{,}90Y_2 + 1305616{,}42 = 0$

$$\Delta = \mathrm{q}^2 + \frac{4\times \mathrm{P}^3}{27} = -7{,}63 \times 10^{10} < 0$$

Donc : $\begin{cases} cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{P}} = -0{,}97 \Rightarrow \varphi = 168{,}04° \\ a = 2\sqrt{\frac{-P}{3}} = 174{,}76\ \ cm \end{cases}$

Les racines de l'équation sont : $Y_2 = \begin{cases} \text{acos}\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 97{,}69\ cm \\ \text{acos}\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -174{,}33cm \\ \text{acos}\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = 76{,}64\ cm \end{cases}$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante :

$$0 < \ Y_1 = Y_2 + C < h$$

Y_1 : Distance entre la fibre la plus comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Donc : $\begin{cases} Y_2 = 97{,}69\ cm \\ Y_1 = 10{,}6\ cm \end{cases}$

$S_G = \frac{1}{2} b\, {Y_1}^2 + 15[A`(Y_1 - c`) - A(d - Y_1) \longrightarrow S_G = 5544{,}05\ \text{cm}^3$

$K = \frac{N_{ser}}{S_G} = 9{,}74.10^{-4}\ N/mm^3.$

$\sigma_b = k y_1 = 106 \times 9{,}74.10^{-4} = 0{,}103\ MPa$

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0{,}6\ f_{c28} = 15$ MPa

$\sigma_s = 15k \times (d - y_1) = 15 \times 9{,}74 \times 10^{-4} \times (135 - 106) = 0{,}42 MPa$

$\bar{\sigma}_s\ (fissuration\ trés\ préjudiciable)$[2].

$\bar{\sigma}_s = Min\left[\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = Min[200\ ; 164.97\ ]\ MPa = 164.97\ MPa$

$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Donc on adopte les sections calculées à E.L.U.

1.5. Vérification de l'effort tranchant [2]

La section d'armatures tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction F qui égale à :

$$F = T_u - \frac{M_u}{0{,}9\ d}$$

$F = 6{,}61\ - \frac{6{,}61}{0{,}9 \times 0{,}135} = -47{,}79\ kN$

$F < 0$, alors les armatures tendues ne sont pas soumises a aucun effort de traction, Donc pas de vérification à faire.

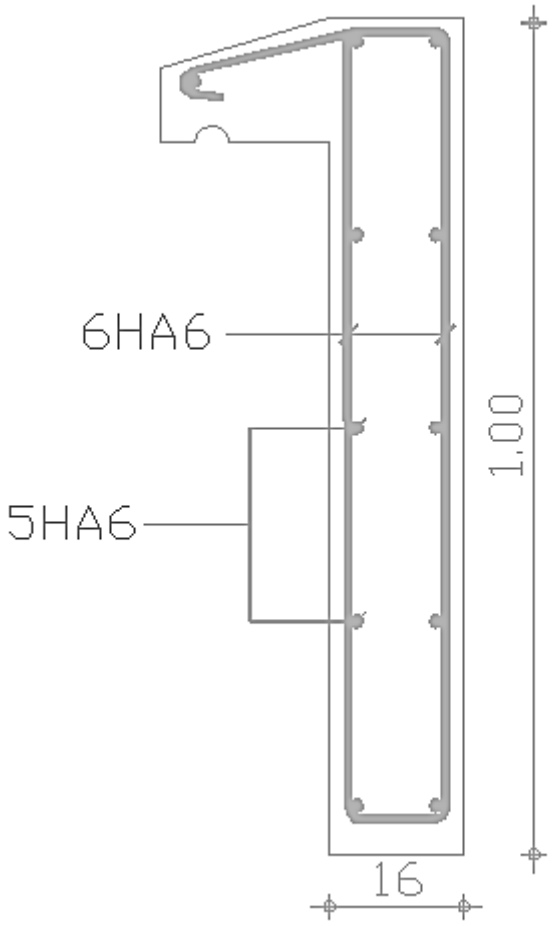


Figure III.5 : *Ferraillage de l'acrotère*

2. Plancher corps creux

2.1. Introduction

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (16X20X56) cm^3 avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

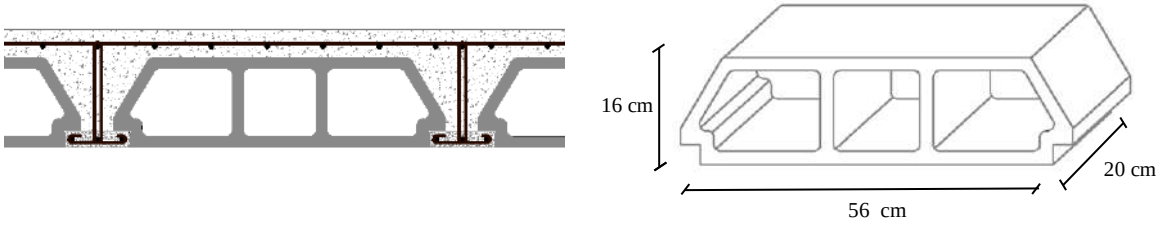


Figure III.6 : *plancher en corps creux*

2.2. Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriquées, leur calcul est associé à des poutres continues, semi encastrées aux extrémités.

La section du béton est définie par :

- Une section en (Té) en travées.
- Une section rectangulaire aux appuis.

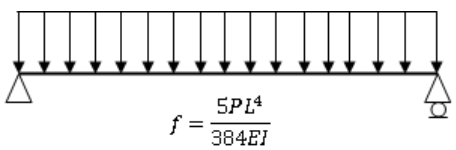
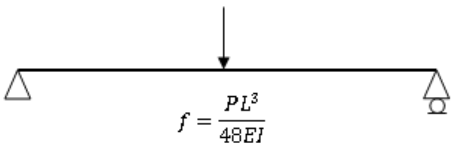
Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est : S=0.65L ; le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

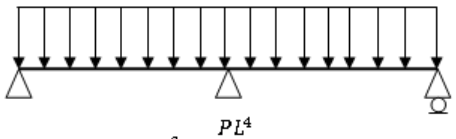
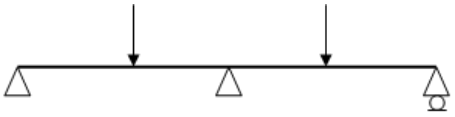
2.2.1. Calcul avant coulage

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

- son poids propre.
- le poids de corps creux (entrevous).
- une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

Tableau III.2 : *la détermination de la flèche [7]*

	Charge uniformément répartie	Charge concentrée
Sur 2 appuis	 $f = \frac{5PL^4}{384EI}$	 $f = \frac{PL^3}{48EI}$

Sur 3 appuis	 $f = \frac{PL^4}{185EI}$	 $f = \frac{PL^3}{48EI}$

La travée :$L = 5.2\ m$

$Q = Max\begin{cases}1\ kN \\ 0.5L = 2.6\ kN\end{cases} \qquad Q = 2.6\ kN$

$G = \begin{cases}poids\ de\ poutrelle = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12\ kN \\ poids\ du\ corps\ creux = 0.65 \times 1 = 0.65\end{cases}$; $G = 0.12 + 0.65 = 0.77\ kN$

$E = 35000\ MPa$

$I = \frac{0.12 \times 0.04^3}{12} = 6.4 \times 10^{-7} m^4$

<u>Sans étai</u>

$f_G = \frac{5 \times 0.77 \times 5200^4}{384 \times 6.4 \times 10^5 \times 35000} = 32.72\ cm$

$f_Q = \frac{2.6 \times 5200^3 \times 10^3}{48 \times 6.4 \times 10^5 \times 35000} = 34\ cm$

$f_G + f_Q = 34 + 32.72 = 66.72\ cm\ < \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5\ cm = 1.02$ cm $\longrightarrow$ **CNV**

<u>1 seul étai</u>

$f_G = \frac{0.77 \times 5200^4}{185 \times 6.4 \times 10^5 \times 35000} = 13.85\ cm$

$f_Q = \frac{2.6 \times 5200^3 \times 10^3}{108 \times 6.4 \times 10^5 \times 35000} = 15.11\ cm$

$f_G + f_Q = 14.85 + 16.25 = 28.96\ cm\ < \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5\ cm = 1.02\ cm \longrightarrow$ **CNV**

<u>Deux étais</u>

$f_G = \frac{PL^4}{2960EI} = \frac{0.77 \times 5200^4}{2960 \times 6.4 \times 10^5 \times 35000} = 0.84\ cm$

$f_Q = \frac{PL^3}{864EI} = \frac{2.6 \times 5200^3 \times 10^3}{864 \times 6.4 \times 10^5 \times 35000} = 1.88\ cm$

$f_G + f_Q = 0.84 + 1.88 = 2.72\ cm\ < \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5\ cm = 1.02\ cm \longrightarrow$ **CNV**

Trois étais

$$f_G = \frac{PL^4}{47360EI} = \frac{0.77 \times 5200^4}{47360 \times 6.4 \times 10^5 \times 35000} = 0.05\ cm$$

$$f_Q = \frac{PL^3}{6912\ EI} = \frac{2.6 \times 5200^3 \times 10^3}{6912 \times 6.4 \times 10^5 \times 35000} = 0.23\ cm$$

$f_G + f_Q = 0.23 + 0.05 = 0.28\ cm\ < \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5\ cm = 1.02\ cm \longrightarrow$ **CV**

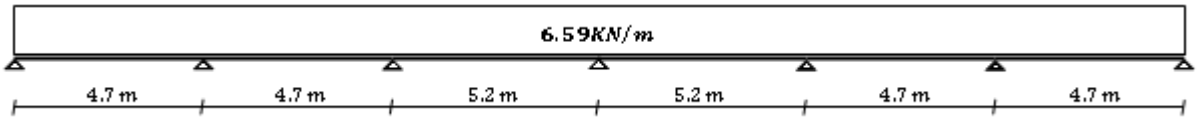
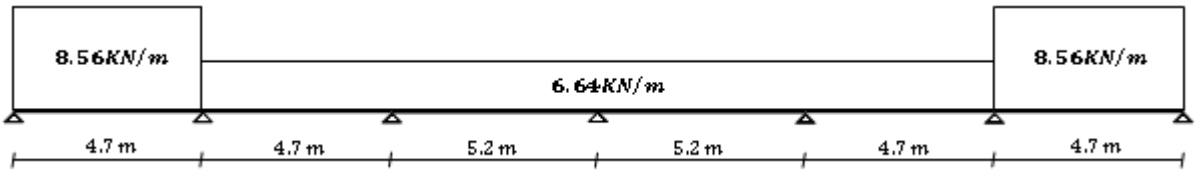
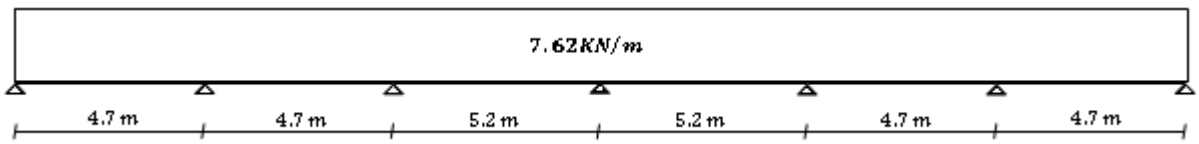
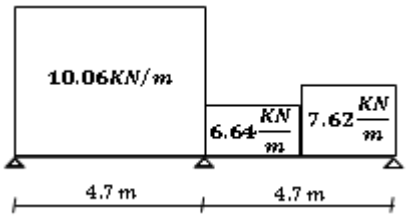
Donc on adopte 3 étais

2.2.2. Calcul après coulage

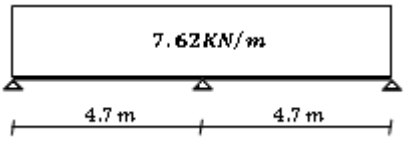
Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher courant ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles

Selon la longueur et le chargement de chaque travée, notre structure comporte 14 types des poutrelles

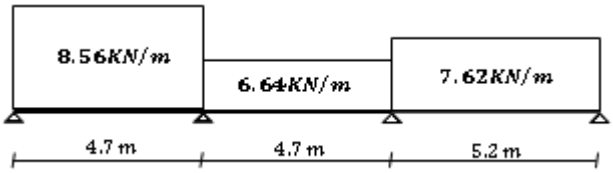
Tableau III.3 **:** *Types des poutrelles*

Terrasse
 **type 1**
7ème étage
 **type 2**
 **type 3**
 **Type 4**

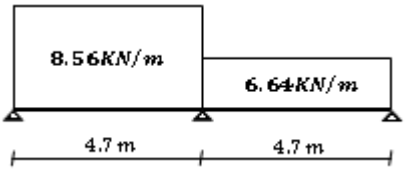
Type 5



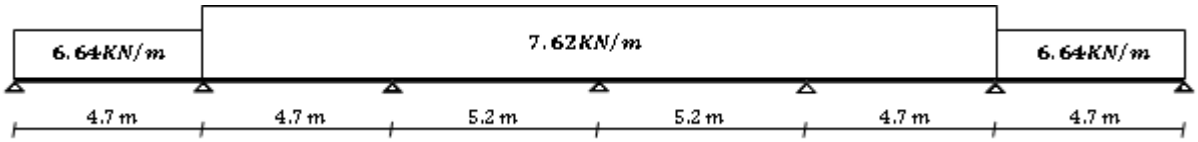
Type 6



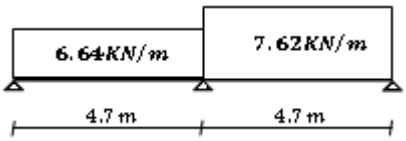
Type 7



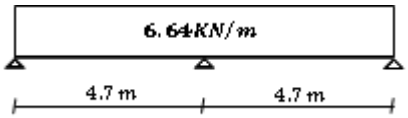
1er à 6ème étage



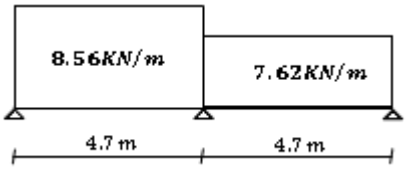
Type 8



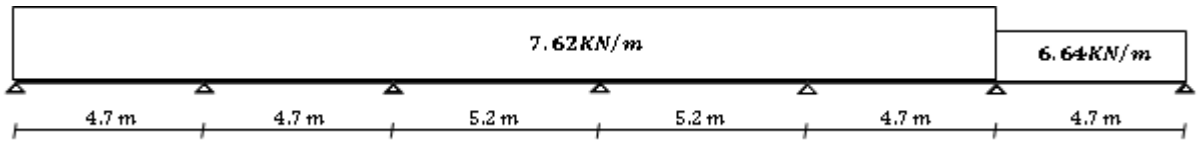
Type 9



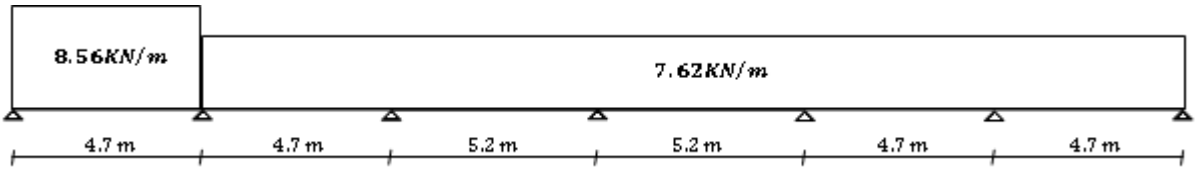
Type 10



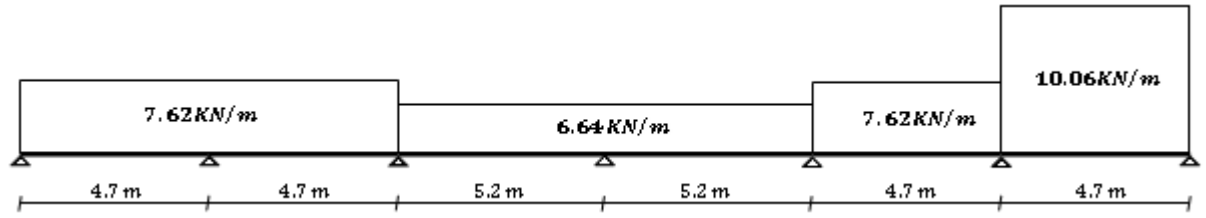
RDC



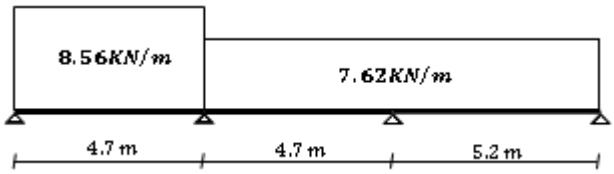
type 11



type 12



type 13



Type 14

Le type le plus sollicité est le **treizième,** sur lequel on fait l'étude.

2.2.2.1 Méthode de calcul

Etant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

2.2.2.1.1. Méthode forfaitaire

Domaine d'application [2]

- $Q \leq Min\ (2G\ et\ 5\ kN/m^2)$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1.25$$

- La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable.

Exposé de la méthode [5]

Le calcul pour la détermination des moments de flexion se fait pour chaque travée à part. Il s'agira de déterminer le moment positif en travée Mt et les deux moments négatifs aux appuis :

M_t : Moment en travée.

M_w : Moment à l'appui de gauche.

M_e : Moment à l'appui de droite.

On désigne par : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

- $M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) \geq Max[1.05\ M_0\ et\ (1 + 0.3\alpha)M_0]$
- $\begin{cases} \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right) M_0 \quad Pour\ les\ travées\ de\ rive \\ \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right) M_0 \quad Pour\ les\ travées\ intermédiaire \end{cases}$
- $M_a \geq 0.6\ M_0$ Cas des poutres à 2 travées.

  $M_a \geq 0.5\ M_0$ Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.

  $M_a \geq 0.4\ M_0$ Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

L'effort tranchant est égale :

$$T_w = \frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -\frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

2.2.2.1.2. Méthode de CAQUOT

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

- $Q = 5\ kN/m^2 \leq (2G; 5)$ **(cv)**
- $\begin{cases} 0.8 < {}^{L_1}/_{L_2} = 0.90 < 1.25 \\ 0.8 < {}^{L_2}/_{L_3} = 1.10 < 1.25 \end{cases}$ **(cv)**
- La fissuration est peu nuisible **(cv)**

Toutes les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées, donc cette méthode est applicable pour tous les panneaux de notre structure.

2.2.2.2. Détermination des moments à l'état limite ultime

ELU

Tableau III.4 : *Moments et efforts tranchants de la poutrelle* ***type 13*** *à l'ELU*

travées	AB	BC	CD	DE	EF	FG
$M_0(kNm)$	21.05	21.05	22.47	22.47	21.05	27.78
$M_w(kNm)$	4.21	10.52	8.98	8.98	8.98	13.89
$M_e(kNm)$	10.52	8.98	8.98	8.98	13.89	5.55
$M_t(kNm)$	17.66	13.17	14.85	14.85	11.49	24.65

$T_w(kN)$	16.56	18.25	17.26	17.26	16.86	25.41
$T_e(kN)$	-19.24	-17.92	-17.26	-17.26	-18.95	-21.86

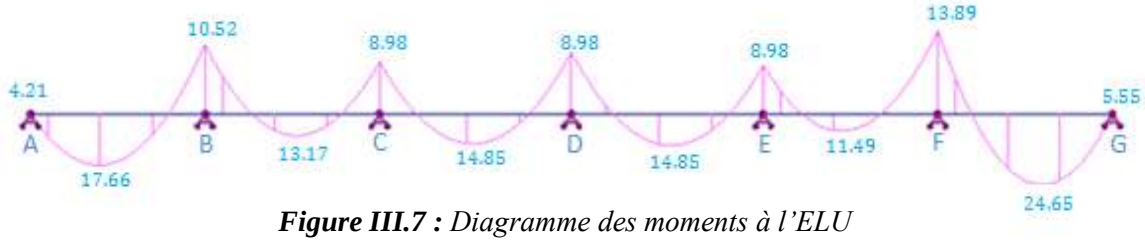


Figure III.7 : *Diagramme des moments à l'ELU*

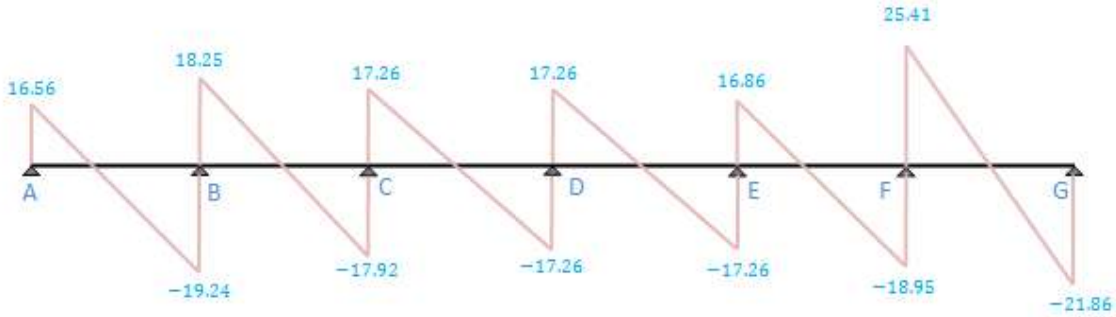


Figure III.8 : *Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU*

ELS

Tableau III.5 : *Moments en appuis et en travée de la poutrelle* ***type 13*** *à l'ELS*

travées	AB	BC	CD	DE	EF	FG
$M_0(kNm)$	15.07	15.07	16.25	16.25	15.07	19.57
$M_w(kNm)$	3.07	7.53	6.5	6.5	6.5	9.785
$M_e(kNm)$	7.53	6.5	6.5	6.5	9.785	3.94
$M_t(kNm)$	12.38	9.4	10.73	10.73	8.23	17.36

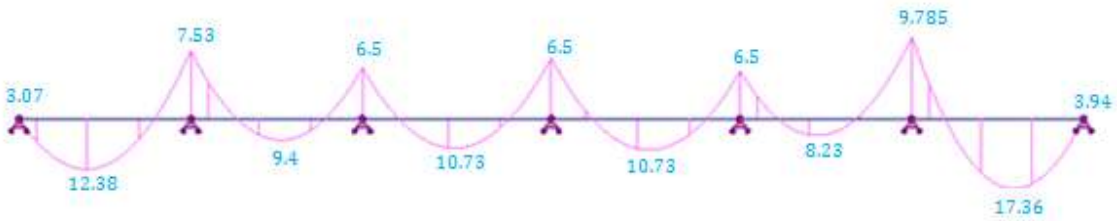


Figure III.9 : *Diagramme des moments à l'ELS*

2.2.2.3. Le ferraillage

Comme les efforts des différent types des dispositions des poutrelles sont proches les uns aux autres, alors le ferraillage se fait selon les efforts de la poutrelle la plus sollicitée.

2.2.2.3.1. A l'ELU

$M_t^{max} = 24.65\ kNm$; $M_a^{max} = 13.89\ kNm$;

- Acier : FeE400 ; $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 348$ MPa
- Béton : $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$; $b = 65\ cm$; $b_0 = 12\ cm$; $h = 21\ cm$; $h_0 = 5\ cm$; $d = 17.9\ cm$; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.

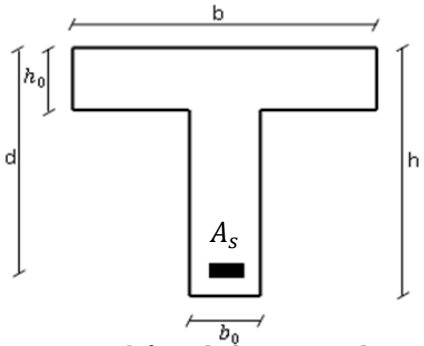


Figure III.10 : *Schéma de la section des poutrelles*

$\text{ø} = 12\ mm$

$d = h - e - \frac{\text{ø}}{2}$

$d = 21 - 2.5 - \frac{1.2}{2} = 17.9\ cm$

En travée

Le calcul des sections en forme de ' **Té** ' s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 71.07\ kN.m$$

Donc : $M_t^{max} < M_{tab}$ $\longrightarrow$ le moment extérieur équilibre par une partie ou la totalité de la table de compression qui a une largeur constante b.

Conclusion : la section en T est calculée comme une section rectangulaire de largeur b et hauteur h.

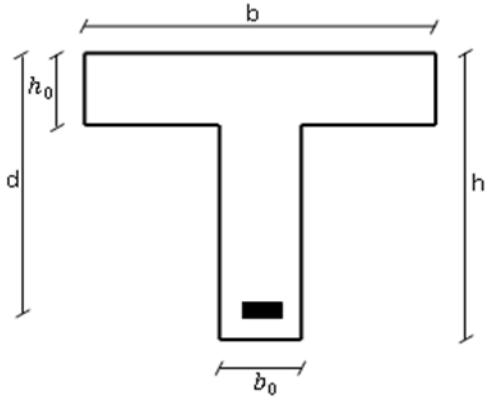


Figure III.11 : *Section de BA en Té*

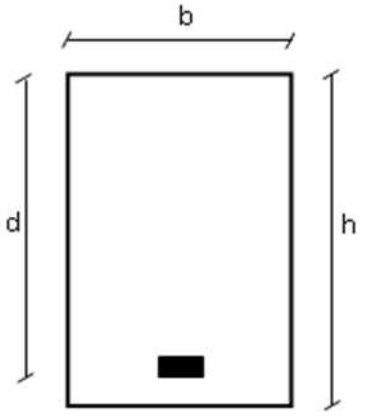


Figure III.12: *Section BA rectangulaire*

$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{24.65\times10^6}{650\times 179^2\times 14.2} = 0.083 < \mu_l \longrightarrow \beta = 0.956$

$$A = \frac{M_u}{bd\sigma_b} = \frac{24.65 \times 10^6}{0.956 \times 179 \times 347.82} = 4.14\ cm^2$$

On choisit : **4HA12**= $4.52\ cm^2 > \frac{B}{1000} = 1.36\ cm^2$

Tableau III.6 **:** *Récapitulatif du calcul des sections d'armature en travée*

$M_{tu}(kNM)$	µ	$\mu < \mu_l$	$\acute{A}(cm^2)$	$A_s(cm^2)$	$A_{s\ min}(cm^2)$	$A_s^{adop}(cm^2)$
24.65	0.083	oui	0	4.14	1.36	**4HA12**=4.52

A l'appui

$M_u = 13.89\ kN.m$

$\text{ø} = 12\ mm$

$d = h - e - \frac{\text{ø}}{2}$

$d = 21 - 2.5 - \frac{1.2}{2} = 17.9\ cm$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{13.89\ X\ 10^6}{120\ X\ 179^2\ X\ 14.2} = 0.254 < \mu_l \longrightarrow \beta = 0.851$$

$$A = \frac{M_u}{bd\sigma_s} = \frac{13.89\ X\ 10^6}{0.851\ X\ 179\ X\ 347.82} = 2.62\ cm^2$$

On choisit : **3HA12** $= 3.39\ cm^2$.

Tableau III.7 : *Récapitulatif du calcul des sections d'armature en appui*

$M_{au}(kNm)$	µ	$\mu < \mu_l$	$\acute{A}(cm^2)$	$A_s(cm^2)$	$A_{s\ min}(cm^2)$	$A_s^{adop}(cm^2)$
13.89	0.254	oui	0	2.62	1.36	**3HA12**=3.39

2.2.2.3.2. Les vérifications

Armatures transversales

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

$\text{ø} \leq Min\left[\frac{h}{30}; \frac{b_0}{10}; \text{ø}_l\right]$ …….. [6].

$\text{ø} \leq [6; 12; 14] \longrightarrow$ On adopte : $\text{ø}_t = 5\ mm$.

$a_t = \frac{\pi \text{ø}_t^2}{4} = 0.19\ cm^2; n_t = 2 \longrightarrow A_t = a_t n_t = 0.39\ cm^2$.

L'espacement

$S_t \leq Min[0.9d, 40cm] = 16.2\ cm$ … [2].

$A_{t\,min} \leq 0.003\ S_t b$ …. [1].

$S_t \geq \frac{A_t}{0.003b} = 10.83\ cm$, on adopte : $\boldsymbol{S_t = 15\ cm}$

On doit vérifier les deux relations suivantes :

$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}{0.9 fe(\cos\alpha + \sin\alpha)}$. … [2].

Avec k =1 (flexion simple) ; α = 90°

$\frac{0.39\times10^2}{120\times150} = 0.0021 \geq \frac{1.15(1.144-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400(0+1)} = 0.0016 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0.4 b_0 S_t}{fe}$ … … … … … … … …. [2].

$A_{t\,min} = \frac{0.4 \times 12 \times 15}{400} = 0.18\ cm^2$

$A_t = 0.39 cm^2 \geq A_{t\,min} = 0.18\ cm^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Vérification au cisaillement

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \quad \text{…. [2]}$$

$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{25.41 \times 10^3}{120 \times 185} = 1.144\ MPa \leq \overline{\tau_u} = 3.33\ MPa$

Vérification au voisinage de l'appui

- Appui de rive

$M_u = 5.55\ kN.m > 0{,}9 V_u d = 3.63\ kN.m \longrightarrow$ Aucun prolongement à faire.

Vérification de la compression dans la bielle de béton [6]

$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 a$

$a = Min[b - c - 2; 0.9d] = Min[65 - 2 - 2; 0.9 \times 18.5] = 16.65$ cm

$V_u = 25.41 \leq 0.4 \times \left(\frac{25}{1.5}\right) \times 120 \times 166.5 = 133.2\ kN \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis [6]

$$\sigma_m = \frac{2V_u}{b_0 a} < 1.3\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\sigma_m = \frac{2 \times 21.86 \times 10^3}{120 \times 166.5} = 2.188\ MPa < 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.667\ MPa \implies$ **C. vérifiée**

$A = 3.08\ cm^2 \geq \frac{\gamma_s V_u}{fe} = \frac{1.15 \times 21.86 \times 10^3}{400} = 0.62\ cm^2 \implies$ **C. vérifiée**

2.2.2.3.3. A l'ELS

En travée

$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$

$65y_1^2 + 30(4.52)y_1 - 30(4.52 \times 17.9) = 0$

$y_1^2 + 2.08y_1 - 37.34 = 0 \longrightarrow y_1 = 5.158\ cm$

$I_{xx} = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2$

$I_{xx} = \frac{1000 \times 51.58^3}{3} + 15 \times 452(179 - 51.58)^2 \longrightarrow I_{xx} = 139.82 \times 10^6\ mm^4$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{xx}} y_1 = \frac{17.36 \times 10^6}{139.81 \times 10^6} 51.58 = \mathbf{6.4\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa}$

En appui

$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$

$12y_1^2 + 30(3.39)y_1 - 30(3.39 \times 18.5) = 0$

$y_1^2 + 8.475y_1 - 165.78 = 0 \longrightarrow y_1 = 8.98\ cm$

$I_{xx} = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2$

$I_{xx} = \frac{12 \times 89.8^3}{3} + 15 \times 339(185 - 89.8)^2 \longrightarrow I_{xx} = 75.05 \times 10^6\ mm^4$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{xx'}} y_1 = \frac{9.785 \times 10^6}{75.05 \times 10^6} 89.8 = \mathbf{11.7\ MPa\ < 0.6 f_{c28} = 15 MPa}$$

2.2.2.3.4. Vérification de la flèche [2]

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites.

$$\frac{h}{L} = \frac{21}{520} = 0.04 \geq \frac{1}{22.5} = 0.04 \qquad \Longrightarrow \quad \textbf{C. vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{21}{520} = 0.04 \geq \frac{M_t}{15 M_0} = \frac{17.36}{15 \times 19.57} = 0.06 \qquad \Longrightarrow \quad \textbf{C. vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 d} = \frac{4.52}{12 \times 17.9} = 0.02 \leq \frac{3.6}{400} = 0.01 \qquad \Longrightarrow \quad \textbf{C. vérifiée}$$

Donc on doit calculer la flèche, selon l'annexe D du CBA93.

<u>Pour une section rectangulaire</u>

$$y = \frac{h_0 b \frac{h}{2} + b_0 (h - h_0)\left(\frac{h - h_0}{2} + h_0\right) + n A_s d}{h_0 b + b_0 (h - h_0) + n A_s}$$

$$I_0 = \frac{b h^3}{12} + b h_0 \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + \frac{b_0 (h - h_0)^2}{12} + b_0 (h - h_0)\left(\frac{h - h_0}{2} - y\right)^2 + 15 A (d - y)^2$$

$\rho = \frac{A_s}{b_0 d}$; $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 d A}$; $\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$

$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)}$ ……. Pour les déformations instantanées

$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)}$ ……Pour les déformations différées

$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu}$; $I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu}$;

$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E i I_{fi}}$ …….Flèche due aux déformations instantanées

$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E v I_{fv}}$ ……Flèche due à déformations différées

$$\boxed{\begin{array}{c} \Delta f_T = f_v - f_i \\ \Delta f_T \leq \bar{f} \end{array}}$$

$$y = \frac{(5 \times 65 \times 2.5) + \big(12 \times 17 \times (8.5 + 5)\big) + (15 \times 4.52 \times 17.9)}{(5 \times 65) + (12 \times 17) + (15 \times 4.52)} = 8\ cm$$

$$I_0 = \frac{65(5)^3}{12} + 65 \times 55(8-2.5)^2 + \frac{12(17)^3}{12} + 12(21-5)\left(\frac{17}{2}-8\right)^2 + 15 \times 4.52(17.9-8)^2$$

$$I_0 = 22114.07\ cm^4$$

$$\rho = \frac{4.52}{12 \times 17.9} = 0.02\ ;\quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 dA} = \frac{17.36 \times 10^6}{0.822 \times 179 \times 452} = 261.02\ MPa\ ;$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.02 \times 261.02 + 2.1} = 0.84$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.02\left(2+3\frac{12}{65}\right)} = 2.05\ MPa \quad ;\quad I_{fi} = \frac{1.1 \times 22114.07 \times 10^4}{1+(2.05 \times 0.84)} = 8936.62 \times 10^4\ mm^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{0.02\left(2+3\frac{12}{65}\right)} = 0.82\ MPa \quad ;\quad I_{fv} = \frac{1.1 \times 2211407 \times 10^4}{1+(0.82 \times 0.84)} = 14404 \times 10^4\ mm^4$$

$$f_i = \frac{17.36 \times 10^6 \times 4700^2}{10 \times 32164.2 \times 8936.62 \times 10^4} = 13.34\ mm$$

$$f_v = \frac{17.36 \times 10^6 \times 4700^2}{10 \times 10819 \times 14404 \times 10^4} = 24.6\ mm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 24.6 - 13.34 = 11.26\ mm$$

$$\Delta f_T = 11.26\ mm > \bar{f} = 9.4\ mm \longrightarrow \textbf{Condition non vérifiée}$$

La flèche est supérieure à la flèche admissible, on passe à **4HA14**

<u>Avec 4HA14</u>

$$y = \frac{(5 \times 65 \times 2.5) + (12 \times 17 \times (8.5+5)) + (15 \times 6.15 \times 17.9)}{(5 \times 65) + (12 \times 17) + (15 \times 6.15)} = 8.4\ cm$$

$$I_0 = \frac{65(5)^3}{12} + 65 \times 55(8.4-2.5)^2 + \frac{12(17)^3}{12} + 12(21-5)\left(\frac{17}{2}-8.4\right)^2 + 15 \times 6.15\ (17.9-8.4)^2$$

$$I_0 = 25230.81\ cm^4$$

$$15 \times 6.15\ (17.9-8.4)^2 = 25230.81\ cm^4$$

$$\rho = \frac{6.15}{12 \times 17.8} = 0.028\ ;\quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 dA} = \frac{17.36 \times 10^6}{0.804 \times 178 \times 615} = 197.24\ MPa\ ;$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.03 \times 197.24 + 2.1} = 0.86$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.02\left(2+3\frac{12}{65}\right)} = 2.05\ MPa \quad ;\quad I_{fi} = \frac{1.1 \times 2523081 \times 10^4}{1+(2.05 \times 0.86)} = 10044.83 \times 10^4\ mm^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{0.02\left(2+3\frac{12}{65}\right)} = 0.82\ MPa \quad ;\quad I_{fv} = \frac{1.1 \times 25230.81 \times 10^4}{1+(0.82 \times 0.86)} = 16276.03 \times 10^4\ mm^4$$

$$f_i = \frac{17.36 \times 10^6 \times 4700^2}{10 \times 32164.2 \times 8936.62 \times 10^4} = 11.80\ mm$$

$$f_v = \frac{17.36 \times 10^6 \times 4700^2}{10 \times 10819 \times 14404 \times 10^4} = 21.2\ mm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 21.7 - 11.80 = 9.4\ mm$$

$\Delta f_T = 9.4\ mm = \bar{f} = 9.4\ mm$ ⟶ **Condition vérifiée**

Tableau III.8 : *Récapitulatif du calcul des flèches*

$I_0\ (cm^2)$	ρ	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v	$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf_t (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f_t \leq \bar{f}$
22114.07	0.02	261.02	0.84	2.05	0.82	893662	1440400	13.34	24.6	11.26	9.4	**C.N.V**
25230.81	0.028	197.24	0.86	2.05	0.82	1004483	1627603	11.80	21.2	9.4	9.4	**C.V**

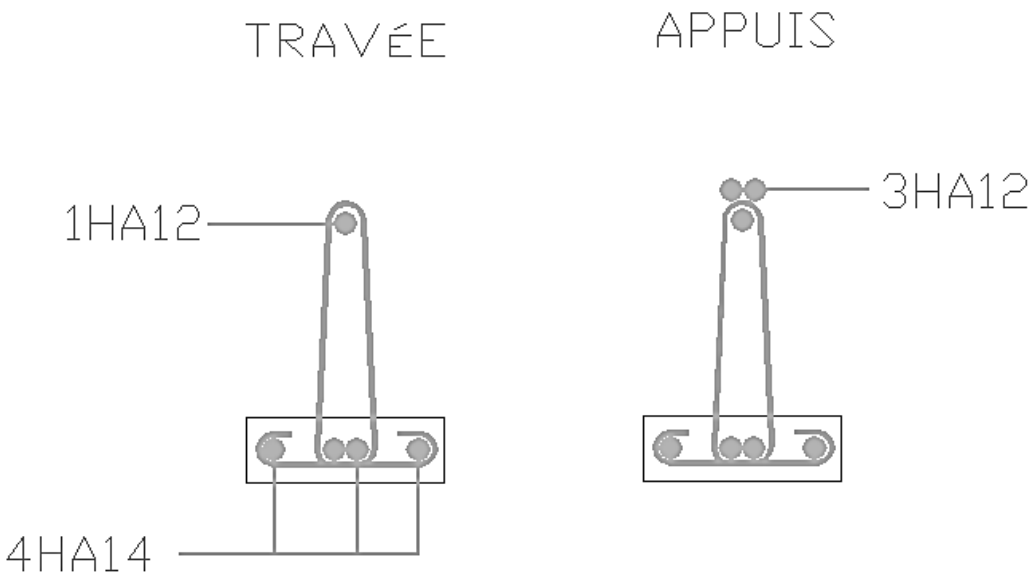


Figure III.13 : *Ferraillage des poutrelles*

2.3. La dalle de compression

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.
La table de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à :

$$a_1 \leq 20\ cm$$

- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :

$$a_2 \leq 33\ cm$$

- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$\begin{cases} A_{\perp} \geq {}^{200}/_{fe}\ (MPa) & si\ L \leq 50\ cm \\ A_{\perp} \geq 0.02L\dfrac{200}{fe} = \dfrac{4L}{fe} & si\ \ 50 \leq L \leq 80\ cm \end{cases}$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- fe : nuance de l'acier FeE520 ($fe = 520$), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.
- $A_{\perp}$: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$50cm \leq (L = 65cm) \leq 80cm \Rightarrow A_{\perp} \geq 0.02L\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe} = 0.5\ cm^2/ml$$

➢ La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$A_{/\!/} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = 0.25\ cm^2/ml$$

On choisit : $A_{\perp} = 5ø5 = 0.98cm^2;\ esp = 20\ cm$;

$A_{/\!/} = 4ø5 = 0.78cm^2;\ esp = 25\ cm$.

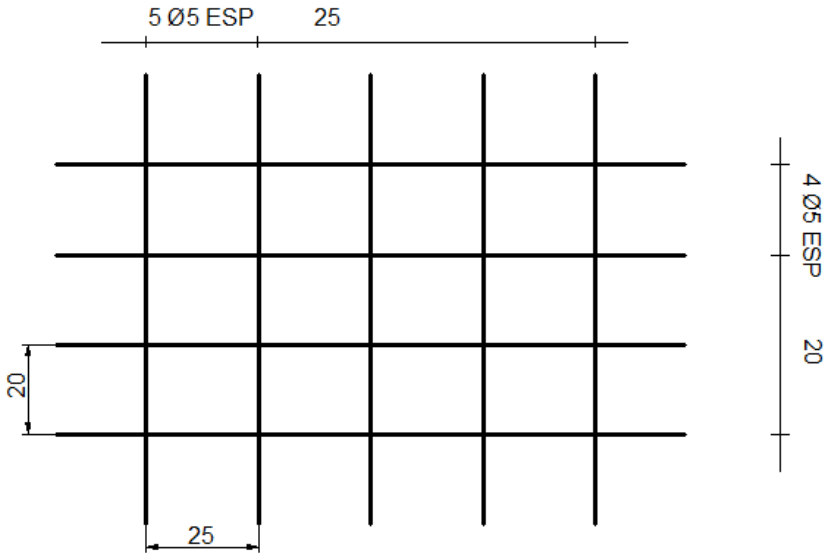


Figure III.14 : *Ferraillage de la table de compression*

3. Les dalles pleines

3.1. Introduction

Dans notre bâtiment, on a des dalles pleines, sous forme rectangulaire, selon les conditions d'appui on définit six types de dalles.

Parmi les six types des dalles pleines de forme régulière qu'on a dans notre structure, on va étudier trois types, deux types au niveau de premier sous-sol (parking), tout en appliquant, les deux méthodes (méthode forfaitaire, méthode des lignes de rupture), selon les conditions propres à chaque type de dalle, le troisième type qui est au niveau du 1er étage est le type le plus défavorable dans les étages courants, on va le généraliser sur tous ces étages par des raisons constructives.

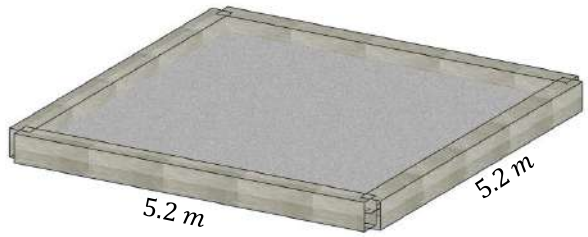
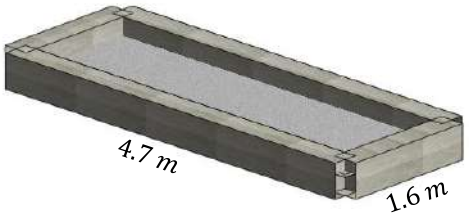
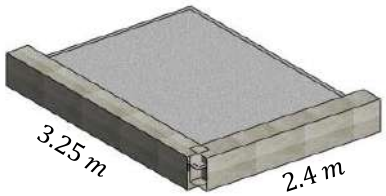
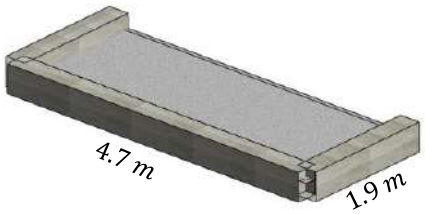
<table>
<tr><td>
</td><td>
</td></tr>
<tr><td>Type 1 : 1er sous-sol</td><td>Type 2 : 1er sous-sol</td></tr>
<tr><td>
</td><td>
</td></tr>
<tr><td>Type 3 : 1er sous-sol</td><td>Type 4 : RDC</td></tr>
<tr><td>
</td><td>
</td></tr>
<tr><td>Type 5 : étage 1 à 5</td><td>Type 6 : 6ème étage</td></tr>
</table>

Figure III.15 : *les différents types de dalles pleines*

3.2. Étude des dalles pleines de forme rectangulaire

3.2.1. Étude de la première dalle (Type 1)

3.2.1.1. Méthode de calcul (Méthode forfaitaire) [5]

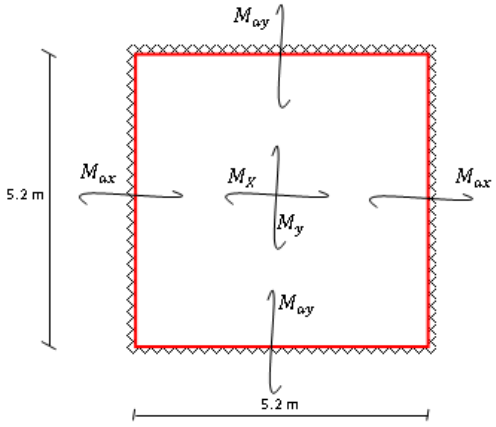


Figure III.16 : *Dimension de la dalle pleine type 1*

Dalle travaillant suivant deux directions

Une dalle est considérée comme travaillante suivant deux directions si le rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ est compris entre 0.4 et 1 et la dalle est uniformément chargée.

Nous commencerons par déterminer les moments

M_x Suivant l_x et M_y suivant l_y

Dans le sens de la petite portée l_x : $M_x = \mu_x P l_x^2$

Dans le sens de la grande portée l_y : $M_y = \mu_y M_x$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont données en fonction du rapport : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ et du coefficient de poisson ν avec :

$\nu = 0.2$ Pour l'état limite de service.

$\nu = 0$ Pour l'état limite ultime.

Lorsque la dalle fait partie d'un hourdis continu, ou lorsqu'elle est liée à des appuis permettant un encastrement partiel, on réduit les valeurs obtenues sur les appuis. On adopte les valeurs suivantes pour les planchers :

Panneaux de dalle de rive :

Moment en travée : $\begin{cases} \acute{M}_x = 0.85 M_x \\ \acute{M}_y = 0.85 M_y \end{cases}$

Moment aux appuis : $\begin{cases} \acute{M}_{ax} = \acute{M}_{ay} = -0.3 M_x \ (appui\ de\ rive) \\ \acute{M}_{ax} = \acute{M}_{ay} = -0.5 M_x \ (appui\ intermidiaire) \end{cases}$

Panneau de dalle continu au-delà de ses appuis :

Moment en travée : $\begin{cases} \acute{M}_x = 0.75 M_x \\ \acute{M}_y = 0.75 M_y \end{cases}$

Moment aux appuis : $\acute{M}_{ax} = \acute{M}_{ay} = -0.5 M_x$

- ✓ Q< min (2 x G ; 5 kN/m²)=5 kN/m² (C.V)
- ✓ Un panneau rectangulaire (C.V)
- ✓ Une charge uniformément repartie (C.V)

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 \longrightarrow$ La dalle travail suivant les deux directions.

Tableau III.9 : *les efforts internes*

ELU	ELS
$Mx_u = \mu_x P_u L_x^2$ $My_u = \mu_y P_u L_y^2$	$Mx_s = \mu_x P_s L_x^2$ $My_s = \mu_y P_s L_y^2$
$P_u = 1.35G + 1.5Q$ $P_u = 1.35(4.36) + 1.5(2.5)$ $P_u = 9.63\ kN/m$	$P_s = G + Q$ $P_s = 4.36 + 2.5$ $P_s = 6.86\ kN/m$
$Mx_u = 0.0368 \times 9.63 \times (5.2)^2 = 9.58\ kN.m$ $My_u = 1\ \times Mx_u \quad = 9.58\ kN.m$	$Mx_s = 0.0368X6.86X(5.2)^2 = 8.18\ kN.m$ $My_s = 1 \times Mx_s \quad = 8.18\ kN.m$
Puisque le panneau de dalle est continu aux delà de ces appuis :	
$M\acute{x}_u = 0.75Mx_u \quad = 7.185\ kN.m$ $M\acute{y}_u = 0.75My_u \quad = 7.185\ kN.m$ $M\acute{a}_y = Ma_x = \acute{0}.5M_{xu} = 4.79\ kN.m$	$M\acute{x}_s = 0.75Mx_s \quad = 6.135\ kN.m$ $M\acute{y}_s = 0.75My_s \quad = 6.135\ kN.m$ $M\acute{a}_y = M\acute{a}_x = 0.5M_{xs} = 4.09\ kN.m$

3.2.1.2. Le ferraillage (flexion simple)

3.2.1.2.1. A l'ELU

3.2.1.2.1.1. Les armatures principales

$\mu\acute{}_x = \frac{M\acute{}_x}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{7.185\times10^6}{14.2\times10^3\times(131)^2} = 0.030 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.985$

$\mu\acute{}_y = \frac{M\acute{}_y}{\sigma_b b d_y^2} = \frac{7.185\times10^6}{14.2\times 10^3\times (123)^2} = 0.033 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.983$

$\mu\acute{}_{ax} = \frac{M\acute{}_x}{\sigma_b b d_x^2} = \mu\acute{}_{ay} = \frac{M\acute{}_y}{\sigma_b b d_y^2} = \frac{4.79\times 10^6}{14.2\times10^3\times(131)^2} = 0.020 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.990$

$\emptyset_x \leq \frac{h}{10} = \frac{160}{10} = 16\ cm$

On choisit : $\emptyset_x = \emptyset_y = 8\ mm$

$\emptyset_x = h - e - \frac{\emptyset}{2}$

$d_x = 16 - 2.5 - \frac{0,8}{2} = 13.1\ cm$

$d_y = 12.9 - \frac{0,8+0,8}{2} = 12.3\ cm$

$A_x = \frac{M_x}{\beta_x d_x \sigma_s} = \frac{7.185 \times 10^6}{0.985 \times 131 \times 347.82} = 1.60\ cm^2$ ⟶ On choisit **9HA8** =4.52 cm^2

$A_y = \frac{M_y}{\beta_y d_y \sigma_s} = \frac{7.185 \times 10^6}{0.981 \times 123 \times 347.82} = 1.71\ cm^2$ ⟶ On choisit **9HA8** =4.52 cm^2

$A_a = \frac{M_a}{\beta_a d_x \sigma_s} = \frac{4.79 \times 10^6}{0.990 \times 131 \times 347.82} = 1{,}06\ cm^2$ ⟶ On choisit **9HA8** =4.52 cm^2

3.2.1.2.1.2. Armatures de répartition

$A_{rép} \geq \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 cm^2$; On prend : **7HA8** $= 3.51\ cm^2$ pour la travée et l'appui

3.2.1.2.2. Les vérification

3.2.1.2.2.1. Vérification de l'espacement [2]

$S_{t1} = \frac{100}{8} = 12{,}5\ cm \longrightarrow S_{t1} = 12{,}5\ cm \leq Min\begin{cases} 3h = 48cm \\ 33\ cm \end{cases}$

$S_{t2} = \frac{100}{6} = 16{,}66\ cm \longrightarrow S_{t1} = 16\ cm \leq Min\begin{cases} 4h = 64\ cm \\ 45\ cm \end{cases}$

3.2.1.2.2.2 Vérification de l'effort tranchant [5]

Tableau III.10 : *vérification de l'effort tranchant*

	Suivant X	Suivant Y
V	$\frac{P \times Lx \times Ly}{2 \times Ly + Lx} = \frac{9.63 \times 5.2 \times 5.2}{2 \times 5.2 + 5.2} = 12.52\ kN$	$\frac{P \times Lx \times Ly}{3 \times Ly} = \frac{9.63 \times 5.2 \times 5.2}{3 \times 5.2} = 16.69\ kN$
τ_u	$\frac{12.52 \times 10^3}{1000 \times 131} = 0.09\ MPa$	$\frac{16.69 \times 10^3}{1000 \times 123} = 0.13\ MPa$
$\overline{\tau_u}$	$\frac{0.07 \times fcj}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16\ MPa$	
$\tau u \leq \overline{\tau_u}$	CV	CV

3.2.1.2.3. A l'ELS

Suivant x-x

- En travée

$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$

$1000y_1^2 + 30(452)y_1 - 30(452 \times 131) = 0$

$y_1^2 + 13{,}56y_1 - 1776.36 = 0 \longrightarrow y_1 = 3.59\ cm$

$$I_{xx} = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2$$

$I_{xx} = \frac{1000 \times 35.90^3}{3} + 15 \times 452(131 - 35.90)^2 \longrightarrow I_{xx} = 76.74 \times 10^6\ mm^4$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = \frac{6.135 \times 10^6}{76.74 \times 10^6} 35.90 = \mathbf{2.86\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa} \longrightarrow \mathbf{CV}$

Suivant y-y

$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$

$1000y_1^2 + 30(452)y_1 - 30(452\ X\ 123) = 0$

$y_1^2 + 13.56y_1 - 1667.88 = 0 \longrightarrow y_1 = 3.46\ cm$

$I_{xx} = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2$

$I_{xx} = \frac{1000 \times 34.61^3}{3} + 15 \times 452(123 - 34.61)^2 \longrightarrow I_{xx} = 59.84 \times 10^6\ mm^4$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = \frac{6.135 \times 10^6}{59.84 \times 10^6} 34.61 = \mathbf{3.54\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa} \longrightarrow \mathbf{CV}$

- A l'appui

$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$

$1000y_1^2 + 30(452)y_1 - 30(452 \times 131) = 0$

$y_1^2 + 13.56y_1 - 1776.36 = 0 \longrightarrow y_1 = 3.59\ cm$

$I_{xx} = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2$

$I_{xx} = \frac{1000 \times 35.9^3}{3} + 15 \times 452(131 - 35.90)^2 \longrightarrow I_{xx} = 76.74 \times 10^6\ mm^4$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = \frac{4.09 \times 10^6}{76.84 \times 10^6} 35.9 = \mathbf{1.91\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa} \longrightarrow \mathbf{CV}$

3.2.1.2.4 Vérification de la flèche [2]

$\frac{h}{L_x} = \frac{160}{520} = 0.03 \geq \frac{M_t}{20 M_x} = \frac{9.58}{20\ X\ 32.54} = 0.014$ **Condition vérifiée**

$\frac{A}{bd} = \frac{3.39}{100\ X\ 16} = 2.11\ X\ 10^{-3} \leq \frac{2}{fe} = \frac{2}{400} = 5\ X\ 10^{-3}$ **Condition vérifiée**

3.2.2. Étude de la deuxième dalle (Type 3)

3.2.2.1. Méthode de calcul (méthode des lignes de rupture) [10].

3.2.2.1.1. Hypothèses (ligne de rupture)

- La ligne de rupture devise la dalle en plusieurs régions qui s'appellent régions rigides, elles sont supposées demeurer plane après déformation.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites.

3.2.2.1.2. Principe de calcul

Travail extérieur = Travail intérieur.
Travail extérieur: en fonction de (charge, portée).
Travail intérieur: en fonction du moment.
Pour le cas des charges réparties:

$$T_{ext} = q.S.f_{cdg}$$

- q: charge répartie.
- S: surface de la région rigide.
- f_{cdg}: flèche au niveau du c.d.g de la région rigide.

$$T_{int} = M.L.\theta$$

- M: moment de flexion.
- L: projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.
- θ: l'angle de rotation.

3.2.2.2. Calcul des moments

$$T_{ext} = \sum T_{ext\,i}$$

$$T_{ext} = T_{ext1} + T_{ext2} + T_{ext3}$$

$$T_{ext1} = q\left(\frac{2.4\,y}{2}\right)\frac{f}{3}\ ;\ T_{ext2} = q\left(\frac{2.4\,y}{2}\right)\frac{f}{3}$$

$$T_{ext3} = q\big((3.25 - y)(2.4)\big)\frac{f}{2}$$

$$T_{ext} = qf\left(\left(\frac{2 \times 2.4y}{6}\right) + \frac{(3.25 - y)(2.4)}{2}\right)$$

$$\boxed{T_{ext} = qf(-0.4y + 3.9)}$$

$$T_{int} = T_{int\,1} + T_{int\,2}$$

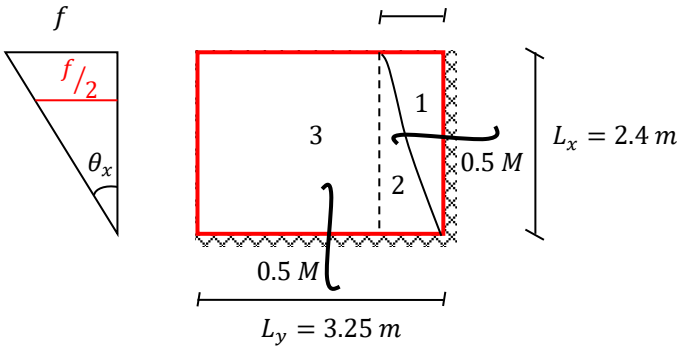


Figure III.17 : *Dimension de la dalle pleine type 3*

$$T_{int1} = M_y L_x \theta_y + 0.5\, M_y L_x \theta_y = 1.5\, M_y L_x \theta_y = 3.6\, M_y \theta_y = 3.6\, M_y \times \frac{f}{y}$$

$$T_{int2} = M_x y\, \theta_x + 0.5\ M_x L_y \theta_x = M_x \theta_x (y + 0.5 L_y)$$

$$T_{int2} = M_x \frac{f}{2.4}(y + 0.5 \times 3.25)$$

$$T_{int2} = M_x f(\frac{y}{2.4} + 0.67)$$

$$T_{int} = Mf\left(\frac{3.6}{y} + \frac{y}{2.4} + 0.67\right) = Mf\left(\frac{8.64 + y^2 + 16y}{2.4y}\right)$$

$$T_{int} = T_{ext} \quad \Longrightarrow \quad qf(-0.4y + 3.9) = Mf\left(\frac{8.64 + y^2 + 16y}{2.4y}\right)$$

$$q = M\frac{\left(\frac{8.64 + y^2 + 16y}{2.4y}\right)}{-0.4y + 3.9} = \frac{U(y)}{V(y)}$$

$$\acute{q} = 0 \Longrightarrow \acute{U}(y).V(y) - U(y).\acute{V}(y) = 0$$

$0.26y^2 + 4.485y - 14.03 = 0$; $\longrightarrow$ $y = 2.7\ m$

$$q = M\frac{\left(\frac{8.64+2.7^2+16\times2.7}{2.4\times2.7}\right)}{(-0.4\times2.7)+3.9}\ ; \longrightarrow\ q = 1.1\ M \longrightarrow\ M = 0.9q$$

Tableau III.11 **:** *les efforts internes*

ELU	ELS
$M_u = 0.9q_u$	$M_{ser} = 0.9q_{ser}$
$q_u = 1.35G + 1.5Q$ $q_u = 1.35(4.36) + 1.5(2.5)$ $q_u = 9.63\ kN$	$q_s = G + Q$ $q_s = 4.36 + 2.5$ $q_s = 6.86\ kN$
$M_{tu} = 0.9q_u = 8.66\ kN.m$ $M_{au} = 0.9q_u \times 0.5 = 4.33\ kN.m$	$M_{ts} = 0.9q_s = 6.17\ kN.m$ $M_{as} = 0.45q_s = 3.08\ kN.m$

3.2.2.3. Le ferraillage

3.2.2.3.1 A l'ELU

3.2.2.3.1.1. Armatures principales

Suivant x-x

- En Travée

$\emptyset_x \leq \frac{h}{10} = 16\ mm$; On prend $\emptyset = 8\ mm$

$d_x = h - e - \frac{\emptyset}{2} = 13.1\ cm$; $d_y = 12.3\ cm$

$$\mu_{tx} = \frac{M_{tu}}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{8.66\times 10^6}{14.2\times 10^3 \times 131^2} = 0.036 < \mu_l \longrightarrow \acute{A} = 0$$

$$\mu_{tu} = 0.036 \longrightarrow \beta = 0.982$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{8.66\times 10^6}{0.982\times 131\times 347.82} = 1.94\ cm^2 \longrightarrow \text{On adopte : } \mathbf{9HA8} = 4.52\ cm^2$$

- Aux appuis

$$\mu_a = \frac{M_a}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{4.33\times 10^6}{14.2\times\times 10^3 \times 131^2} = 0.017 < \mu_l \longrightarrow \acute{A} = 0$$

$$\mu_{au} = 0.018 \longrightarrow \beta = 0.991$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{4.33\times 10^6}{0.991\times 131\times 347.82} = 0.96\ cm^2 \longrightarrow \text{On adopte : } \mathbf{9HA8} = 4.52\ cm^2$$

3.2.2.3.1.2 Armatures de répartition

$A_{rép} \geq \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 cm^2 \longrightarrow$ On prend $\mathbf{7HA8} = 3.51\ cm^2$ pour la travée et l'appui

3.2.2.3.2. Les vérifications

3.2.2.3.2.1. Vérification de l'espacement

$$S_{t1} = \frac{100}{8} = 12.5\ cm \longrightarrow S_{t1} = 12.5\ cm \leq Min\begin{cases} 3h = 48cm \\ 33\ cm \end{cases}$$

$$S_{t2} = \frac{100}{6} = 16.66\ cm \longrightarrow S_{t1} = 16\ cm \leq Min\begin{cases} 4h = 64\ cm \\ 45\ cm \end{cases}$$

3.2.2.3.2.2. Vérification de l'effort tranchant

Tableau III.12 **:** *Vérification de l'effort tranchant*

	Suivant X	Suivant Y
V	$\frac{P\times Lx\times Ly}{2\times Ly + Lx} = \frac{9.63\times 2.4\times 3.25}{2\times 3.25 + 2.4} = 6.64\ kN$	$\frac{P\times Lx\times Ly}{3\times Ly} = \frac{9.63\times 2.4\times 3.25}{3\times 3.25} = 7.70\ kN$
τ_u	$\frac{6.64\times 10^3}{1000\times 131} = 0.05\ MPa$	$\frac{7.70\times 10^3}{1000\times 123} = 0.06\ MPa$
$\overline{\tau_u}$	$\frac{0.07\times fcj}{\gamma_b} = \frac{0.07\times 25}{1.5} = 1.16\ MPa$	
$\tau u \leq \overline{\tau_u}$	CV	CV

3.2.2.3.3. Vérification à l'état limite de service

- En travée

$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$

$1000y_1^2 + 30(452)y_1 - 30(452\ X\ 131) = 0$

$y_1^2 + 13.56y_1 - 1776.36 = 0 \quad \longrightarrow \quad y_1 = 3.59\ cm$

$$I_{xx} = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2$$

$I_{xx} = \frac{1000 \times 35.90^3}{3} + 15 \times 452(131 - 35.90)^2 \quad \longrightarrow \quad I_{xx} = 76.74 \times 10^6\ mm^4$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{xx}} y_1 = \frac{6.17 \times 10^6}{76.74 \times 10^6} 35.90 = \mathbf{2.88\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa} \longrightarrow$ **CV**

- Aux appuis

$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$

$1000y_1^2 + 30(452)y_1 - 30(452\ X\ 131) = 0$

$y_1^2 + 13.56y_1 - 1776.36 = 0 \quad \longrightarrow \quad y_1 = 3.590\ cm$

$$I_{xx} = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2$$

$I_{xx} = \frac{1000 \times 35.90^3}{3} + 15 \times 452(131 - 35.90)^2 \quad \longrightarrow \quad I_{xx} = 76.74\ X\ 10^6\ mm^4$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{xx}} y_1 = \frac{3.08 \times 10^6}{76.74 \times 10^6} 35.90 = \mathbf{1.44\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa} \longrightarrow$ **CV**

3.2.2.3.4. Vérification de la flèche [2]

$\frac{h}{L_x} = \frac{16}{240} = 0.066 \geq \frac{M_t}{20 M_x} = 0.05$ **Condition vérifiée**

$\frac{A}{bd} = \frac{3.39}{100\ X\ 16} = 2.11\ X\ 10^{-3} \leq \frac{2}{fe} = \frac{2}{400} = 5\ X\ 10^{-3}$ **Condition vérifiée**

3.2.3. Étude de la troisième dalle (Type 5)

Par la méthode des lignes de rupture.

3.2.3.1. Calcul des moments

$T_{ext} = \sum T_{ext\,i}$

$T_{ext} = 4T_{ext1} + T_{ext2}$

$T_{ext1} = q\left(\frac{1.8\,y}{2}\right)\frac{f}{3}$;

$T_{ext2} = q\big((5.2-2y)(1.8)\big)\frac{f}{2}$

$T_{ext} = 4q\left(\frac{1.8\,y}{2}\right)\frac{f}{3} + q\big((5.2-2y)(1.8)\big)\frac{f}{2}$

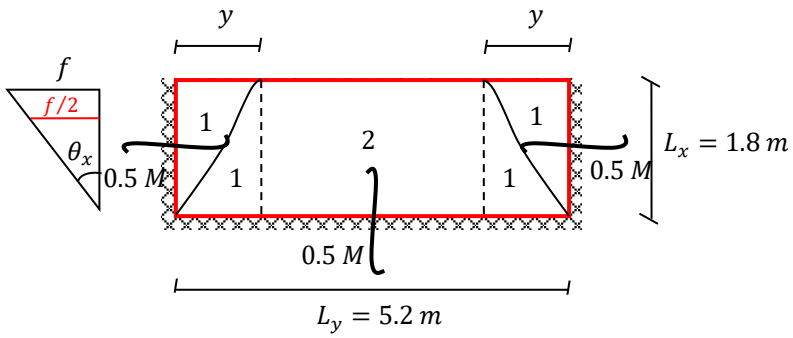


Figure III.18 : *Dimension de la dalle pleine type 5*

$T_{ext} = qf(-0.6y + 4.68)$

$T_{int} = \sum T_{int\,i}$

$T_{int} = 2T_{int1} + T_{int2}$

$T_{int1} = M_y L_x \theta_y + 0.5 M_y L_x \theta_y = 1.5 M_y L_x \theta_y = 2.5 M_y \theta_y$

$T_{int1} = 2.7\, M_y \frac{f}{y}$

$T_{int2} = M_x 2y\theta_x + 0.5 M_x L y \theta_x = 2M_x\, y\theta_x + 2.6 M_x \theta_x$;

$T_{int2} = M_x\, \theta_x (2y + 2.6)$

$T_{int2} = M_x\, \frac{f}{1.8}(2y + 2.6)$

$T_{int2} = M_x\, f(1.11y + 1.44)$

$M_x = M_y;$

$T_{int} = Mf\left(\frac{5.4}{y} + 1.11y + 1.44\right)$

$T_{int} = T_{ext} \implies qf(-0.6y + 4.68) = Mf\left(\frac{5.4}{y} + 1.11y + 1.44\right)$

$q = M\frac{\left(\frac{5.4}{y} + 1.11y + 1.44\right)}{-0.6y + 4.68} = \frac{U(y)}{V(y)}$

$\acute{q} = 0 \Longrightarrow \acute{U}(y).V(y) - U(y).\acute{V}(y) = 0$

$6.05y^2 + 6.48y - 25.27 = 0\,; \longrightarrow y = 1.57\,m$

$q = M\frac{\left(\frac{5.4}{y}+1.11(157)+1.44\right)}{-0.6(1.57)+4.68}$; $\longrightarrow q = 1.77M \quad \longrightarrow M = 0.56q$

Tableau III.13 **:** *les efforts internes*

ELU	ELS
$M_u = 0.56q_u$	$M_{ser} = 0.56q_{ser}$
$q_u = 1.35G + 1.5Q$ $q_u = 1.35(7.16) + 1.5(3.5)$ $q_u = 14.91\ kN$	$q_s = G + Q$ $q_s = 7.16 + 3.5$ $q_s = 10.66\ kN$
$M_{tu} = 0.56q_u = 8.34\ kN.m$ $M_{au} = 0.56q_u \times 0.5 = 4.17\ kN.m$	$M_{ts} = 0.56q_s = 5.96\ kN.m$ $M_{as} = 0.56q_s \times 0.5 = 2.98\ kN.m$

3.2.3.2. Le ferraillage

3.2.3.2.1. A l'ELU

3.2.3.2.1.1. Les armatures principales

Sens x-x

- En travée

$\mu_{tx} = \frac{M_{tu}}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{8.34\times10^6}{14.2\ X\ 10^3\ X\ 131^2} = 0.035 < \mu_l \longrightarrow \acute{A} = 0$

$\mu_{tu} = 0.035 \longrightarrow \beta = 0.982$

$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{8.34\ X\ 10^6}{0.982\ X\ 131\ X\ 347.82} = 1.86\ cm^2 \longrightarrow$ On adopte : **9HA8** $= 4.52\ cm^2$

- Aux appuis

$\mu_a = \frac{M_a}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{4.16\ X\ 10^6}{14.2\ X\ 10^3\ X\ 131^2} = 0.018 < \mu_l \longrightarrow \acute{A} = 0$

$\mu_{tu} = 0.018 \longrightarrow \beta = 0.991$

$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{4.16\ X\ 10^6}{0.991\ X\ 131\ X\ 347.82} = 0.92\ cm^2 \longrightarrow$ On adopte : **9HA8** $= 4.52\ cm^2$

3.2.3.2.1.2. Armatures de répartition

$A_{rép} \geq \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13\ cm^2$; On prend **7HA8** $= 3.51\ cm^2$ pour la travée et l'appui

3.2.3.2.2. Les vérification

3.2.3.2.2.1. Vérification de l'espacement

$$S_{t1} = \frac{100}{8} = 12.5\ cm \longrightarrow S_{t1} = 12.5\ cm \leq Min\begin{cases}3h = 48cm\\33\ cm\end{cases}$$

$$S_{t2} = \frac{100}{6} = 16.66\ cm \longrightarrow S_{t1} = 16\ cm \leq Min\begin{cases}4h = 64\ cm\\45\ cm\end{cases}$$

3.2.3.2.2.2. Vérification de l'effort tranchant [5]

Tableau III.14 : *vérification de l'effort tranchant*

	Suivant X	Suivant Y
V	$\frac{P \times Lx \times Ly}{2 \times Ly + Lx} = \frac{14.91 \times 1.8 \times 5.2}{2 \times 5.2 + 1.8} = 7.54\ kN$	$\frac{P \times Lx \times Ly}{3 \times Ly} = \frac{14.91 \times 1.8 \times 5.2}{3 \times 5.2} = 8.49\ kN$
τ_u	$\frac{7.54 \times 10^3}{1000 \times 131} = 0.05\ MPa$	$\frac{8.49 \times 10^3}{1000 \times 123} = 0.07\ MPa$
$\overline{\tau_u}$	$\frac{0.07 \times fcj}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16\ MPa$	
$\tau u \leq \overline{\tau_u}$	CV	CV

3.2.3.2.3. Vérification à l'état limite de service

Sens x-x

- En travée

$$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$$

$$1000y_1^2 + 30(452)y_1 - 30(452\ X\ 131) = 0$$

$$y_1^2 + 13.56y_1 - 1776.36 = 0 \longrightarrow y_1 = 3.59\ cm$$

$$I_{xx} = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2$$

$$I_{xx} = \frac{1000 \times 35.90^3}{3} + 15 \times 452(131 - 35.90)^2 \longrightarrow I_{xx} = 76.74 \times 10^6\ mm^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{xx}} y_1 = \frac{5.96 \times 10^6}{76.74 \times 10^6} 35.90 = \mathbf{2.78\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa} \longrightarrow \mathbf{CV}$$

- Aux appuis

$$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$$

$$1000y_1^2 + 30(452)y_1 - 30(452\ X\ 131) = 0$$

$$y_1^2 + 13.56y_1 - 1776.36 = 0 \longrightarrow y_1 = 3.590\ cm$$

$$I_{xx} = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2$$

$$I_{xx} = \frac{1000 \times 35.90^3}{3} + 15 \times 452(131 - 35.90)^2 \longrightarrow I_{xx} = 76.74\ X\ 10^6\ mm^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = \frac{2.98 \times 10^6}{76.74 \times 10^6} 35.90 = \mathbf{1.39\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa} \longrightarrow \mathbf{CV}$$

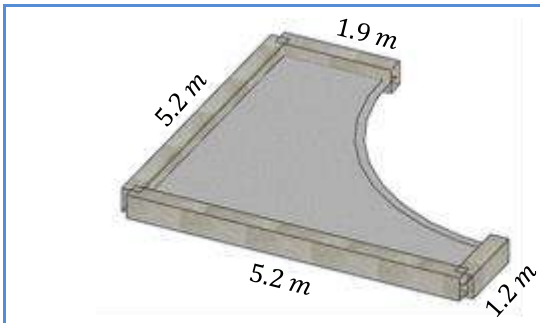
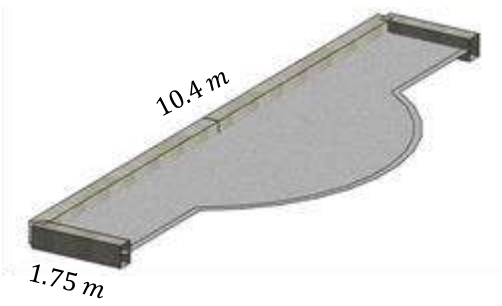
3.2.3.2.4. Vérification de la flèche [2]

$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} = \frac{16}{520} = 0.03 \geq \frac{M_t}{20 M_x} = 0.013 & \textbf{Condition vérifiée} \\ \frac{A}{bd} = \frac{3.39}{100\ X\ 16} = 2.11\ X\ 10^{-3} \leq \frac{2}{fe} = \frac{2}{400} = 5\ X\ 10^{-3} & \textbf{Condition vérifiée} \end{cases}$$

3.3. Étude des dalles pleines de forme irrégulière

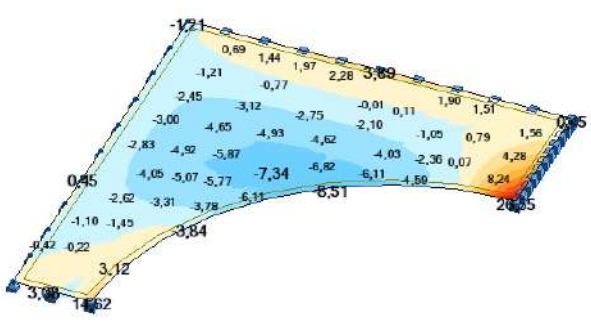
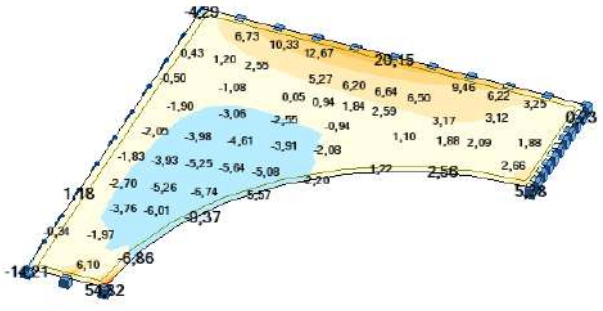
Ce qui concerne les dalles pleines de forme irrégulière, on a deux types, on fait le calcul à l'aide du logiciel ROBOT.

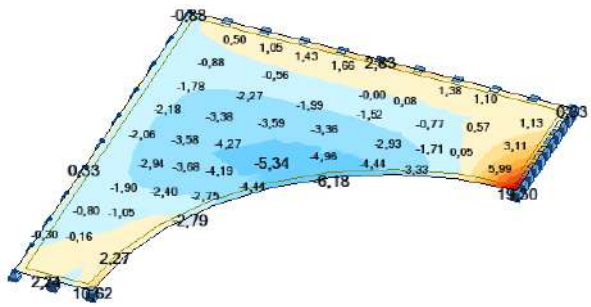
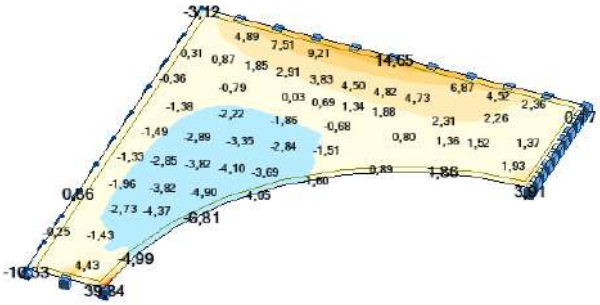
Tableau III.15 : *schéma des dalles pleines de forme irrégulière*

	
Type 1 : tous les étages	**Type 2 : tous les étages**

3.3.1 Résultats des moments fléchissant (type 1)

Tableau III.16 **:** *les moments fléchissant dans la dalle type 1*

	$M_{xx}(kN.m)$	$M_{yy}(kN.m)$
ELU		

ELS		

3.3.2. Le ferraillage

$Mt_{xx} = 8.51\ kN.m$, $Ma_{xx} = 8.24\ kN.m$

$Mt_{yy} = 9.37\ kN.m$, $Ma_{yy} = 20.15\ kN.m$

Sens x-x

- En travée

$$\mu_{tx} = \frac{M_{tu}}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{8.51\times10^6}{14.2\times10^3\times131^2} = 0.036 < \mu_l \longrightarrow \acute{A} = 0$$

$$\mu_{tu} = 0.036 \longrightarrow \beta = 0.982$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{8.51\times10^6}{0.982\times131\times347.82} = 1.90\ cm^2 \longrightarrow \text{On adopte : } \mathbf{9HA8} = 4.50\ cm^2$$

- Aux appuis

$$\mu_a = \frac{M_a}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{8.24\times10^6}{14.2\times10^3\times131^2} = 0.034 < \mu_l \longrightarrow \acute{A} = 0$$

$$\mu_{tu} = 0.034 \longrightarrow \beta = 0.983$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{8.24\times10^6}{0.983\times129\times347.82} = 1.83\ cm^2 \longrightarrow \text{On adopte : } \mathbf{9HA8} = 4.52 cm^2$$

Sens y-y

- En travée

$$\mu_{ty} = \frac{M_{tu}}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{9.37\times10^6}{14.2\times10^3\times131^2} = 0.048 < \mu_l \longrightarrow \acute{A} = 0$$

$$\mu_{tu} = 0.048 \longrightarrow \beta = 0.975$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{9.37\times10^6}{0.975\times131\times347.82} = 2.10\ cm^2 \longrightarrow \text{On adopte : } \mathbf{9HA8} = 4.52\ cm^2$$

- A l'appui

$\mu_a = \frac{M_a}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{20.15\times10^6}{14.2\times10^3\times131^2} = 0.103 < \mu_l \longrightarrow \acute{A} = 0$

$\mu_{tu} = 0.103 \longrightarrow \beta = 0.956$

$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{20.15\times10^6}{0.956\times131\times 347.82} = 4.67\ cm^2 \longrightarrow$ On adopte : **10HA8** $= 5.03\ cm^2$

3.3.3. A l'ELS

Sens x-x

- En travée

$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$

$1000y_1^2 + 30(452)y_1 - 30(452\ X\ 131) = 0$

$y_1^2 + 13.56y_1 - 1776.36 = 0 \longrightarrow y_1 = 35.90\ cm$

$I_{xx} = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2$

$I_{xx} = \frac{1000\times 35.90^3}{3} + 15\times452(131 - 35.90)^2 \longrightarrow I_{xx} = 76.74\times10^6\ mm^4$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = \frac{9.37\times10^6}{76.74\times10^6} 35.9 = \mathbf{4.38\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa} \longrightarrow$ **CV**

- Aux appuis

$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$

$1000y_1^2 + 30(503)y_1 - 30(503\ X\ 131) = 0$

$y_1^2 + 15.09y_1 - 1976.79 = 0 \longrightarrow y_1 = 3.75\ cm$

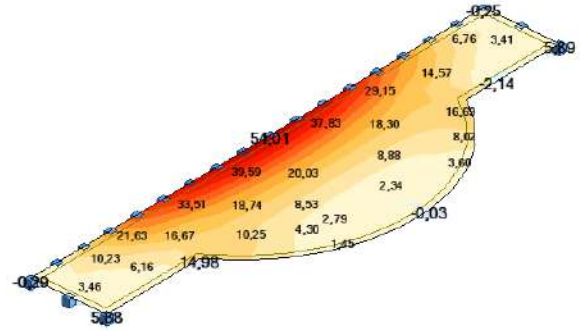
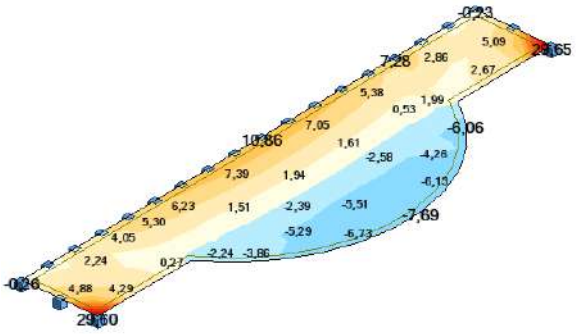
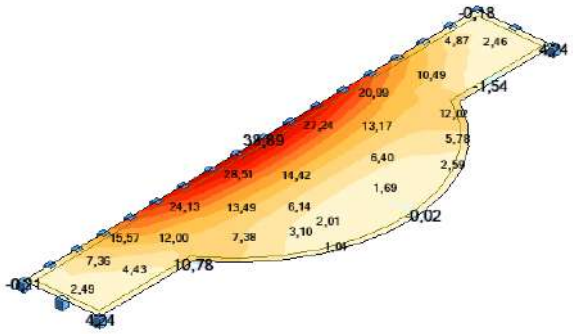
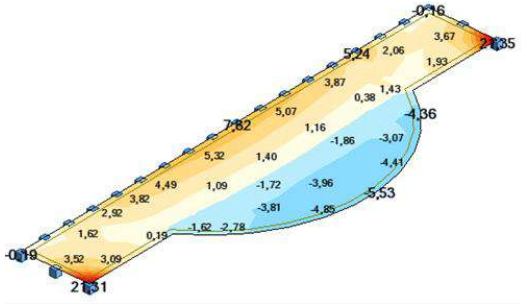
$I_{xx} = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2$

$I_{xx} = \frac{1000\times37.55^3}{3} + 15\times503(131 - 37.55)^2 \longrightarrow I_{xx} = 83.53\times10^6\ mm^4$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = \frac{14.65\times10^6}{83.53\times10^6} 37.55 = \mathbf{6.58\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa} \longrightarrow$ **CV**

3.3.4. Résultats des moments fléchissant (type 2)

Tableau III.17 : *les moments fléchissant dans la dalle type 2*

	$M_{xx}(kN.m)$	$M_{yy}(kN.m)$
ELU		
ELS		

3.3.5. Le Ferraillage

$Mt_{xx} = 0\ kN.m$, $Ma_{xx} = 54.01\ kN.m$

$Mt_{yy} = 7.69\ kN.m$, $Ma_{yy} = 10.86\ kN.m$

Sens x-x

- A l'appui

$$\mu_a = \frac{M_a}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{54.01\times10^6}{14.2\times 10^3 \times 131^2} = 0.232 < \mu_l \longrightarrow \acute{A} = 0$$

$$\mu_{au} = 0.232 \longrightarrow \beta = 0.866$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{54.01\times10^6}{0.866\times 131\times 347.82} = 13.68\ cm^2 \longrightarrow \text{On adopte : } \mathbf{10HA14} = 15.39\ cm^2$$

Sens y-y

- En travée

$\mu_{ty} = \frac{M_{tu}}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{7.69 \times 10^6}{14.2\times10^3\times131^2} = 0.03 < \mu_l \longrightarrow \acute{A} = 0$

$\mu_{tu} = 0.03 \longrightarrow \beta = 0.985$

$A = \frac{M_{tu}}{\beta d \sigma_s} = \frac{7.69\times10^6}{0.985\times131\times 347.82} = 1.71\ cm^2 \longrightarrow$ On adopte : **7HA8** $= 3.51\ cm^2$

- A l'appui

$\mu_a = \frac{M_a}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{10.86\times10^6}{14.2\times10^3\times131^2} = 0.04 < \mu_l \longrightarrow \acute{A} = 0$

$\mu_{au} = 0.04 \longrightarrow \beta = 0.980$

$A = \frac{M_{au}}{\beta d \sigma_s} = \frac{10.86\ X\ 10^6}{0.980\ X\ 131\ X\ 347.82} = 2.43\ cm^2 \longrightarrow$ On adopte : **7HA8** $= 3.51\ cm^2$

3.3.6. Vérification à l'état limite de service

A l'appui

$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$

$1000y_1^2 + 30(1539)y_1 - 30(1539\ X\ 128) = 0$

$y_1^2 + 46.17y_1 - 5909.76 = 0 \longrightarrow y_1 = 5.71\ cm$

$I_{xx} = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2$

$I_{xx} = \frac{1000\times 57.18^3}{3} + 15\times1539(128 - 57.18)^2 \longrightarrow I_{xx} = 178.09\times10^6\ mm^4$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = \frac{38.89\times10^6}{178.09\times10^6} 57.18 = \mathbf{12.48\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa} \longrightarrow$ **CV**

En travée

$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$

$1000y_1^2 + 30(351)y_1 - 30(351\ X\ 131) = 0$

$y_1^2 + 10.53y_1 - 1379.34 = 0 \longrightarrow y_1 = 3.22\ cm$

$I_{xx} = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2$

$I_{xx} = \frac{1000\times32.24^3}{3} + 15\times351(131 - 32.24)^2 \longrightarrow I_{xx} = 62.73\times10^6\ mm^4$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = \frac{7.82\times10^6}{62.73\times10^6} 32.24 = \mathbf{40.2\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa} \longrightarrow$ **CV**

4. Les escaliers

4.1. Introduction

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers de bâtiment de se déplacer à pieds d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et à descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

Définition des éléments d'un escalier droit

La volée : c'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.

Le palier : c'est la partie horizontale d'un escalier arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée et palier intermédiaire).

La paillasse : c'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.

Le jour : c'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.

La contre marche : c'est la partie verticale prenant place entre deux marches.

L'emmarchement : c'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.

Le collet : c'est le nom donné au bord limitant l'escalier du coté jour.

La foulée : c'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

La ligne de foulée : c'est la projection en plan du trajet suivi par une personne empruntant l'escalier, pour les escaliers dont la largeur de l'emmarchement n'excède pas 1.10 m, la ligne de foulée se trouve au milieu de l'emmarchement.

Dans notre structure, on a deux types d'escalier à traiter.

1) Escalier droit à trois volées
2) Escalier hélicoïdale

4.3. Étude de l'escalier droit

4.3.1. Pré-dimensionnement

- ✓ Les caractéristiques de ce type d'escalier sont :
- ✓ Nombre de marche : N=7
- ✓ Nombre de contre marche : n=N+1=8
- ✓ Hauteur du palier intermédiaire : H=1.36 m
- ✓ Largeur de la marche : g = 30 cm
- ✓ Hauteur de la contre marche : h = 17 cm

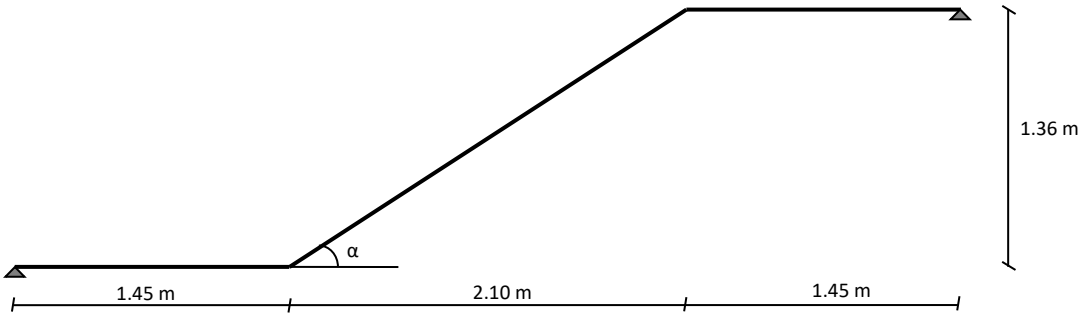


***Figure III.19** : Schéma de l'escalier droit a trois volées*

Vérification de la relation de BLANDEL [8]

On doit vérifier que : $59 \leq g + 2h \leq 66$

$g + 2h = 64\ cm \quad \Longrightarrow \quad 59 \leq 64 \leq 66 \longrightarrow$ **Condition Vérifiée**

Angle d'inclinaison de la volée

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{136}{210} = 0.647 \qquad \Longrightarrow \qquad \alpha = 32.92°$$

Longueur totale de la poutre

$$L_{tot} = 1.45 + \frac{2.10}{\cos(32.92)} + 1.45 = 5.40\ m$$

Détermination de l'épaisseur de l'escalier [9]

$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{30} \longrightarrow \frac{540}{25} \leq h \leq \frac{540}{30} \longrightarrow 21.6 \leq h \leq 18 \longrightarrow$ On adopte : $h = 20\ cm$

4.3.3. Évaluation des charges

4.3.2.1. Charge permanente du palier

***Tableau III.18 :** Charge permanente du palier de repos de l'escalier [3]*

N°	Composant	Épaisseur	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^3)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Lit de sable	0.02	18.00	0.36
3	Mortier de pose	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.20	25	5
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			Total	**6.48**

4.3.2.2. Charge permanente de la paillasse

Tableau III.19 : *Charge permanente de la paillasse de l'escalier [3]*

N°	Composant	Épaisseur	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^3)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Lit de sable	0.02	18.00	0.36
3	Mortier de pose	0.02	18	0.36
4	PP du paillasse	$e/\cos\alpha = 0.2/\cos(32.92)$	25	5.95
5	P des marches	$h/2 = 0.085$	25	2.425
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			Total	**9.55**

4.3.2.3. Surcharge d'exploitation [3]

$Q = 2.5\ KN/m^3$

4.3.3. Détermination des sollicitations

Tableau III.20 : *Combinaisons des charges de l'escalier*

	$G\ (kN/m)$	$Q\ (kN/m)$	$P_u(kN/m^2)$	$P_{ser}(kN/m^2)$
Paillasse	9.55	2.5	16.64	12.05
Palier	6.48	2.5	12.49	8.98

4.3.3.1. État limite ultime

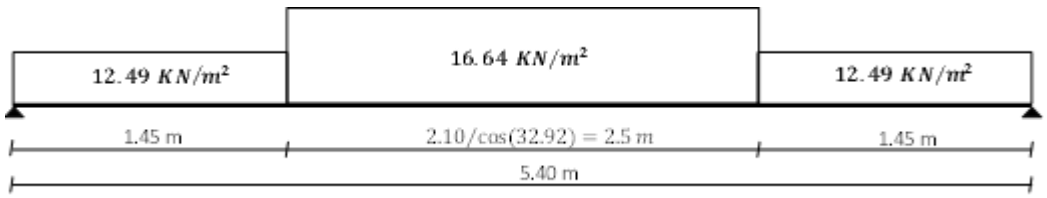


Figure III.20 *: schéma simplifie du chargement de la poutre à l'ELU*

$$M = \frac{PL^2}{8} - (P_1 - P_2)\frac{d^2}{2}$$

$$M_u = 1.35\left(g_1 L^2/8 - (g_1 - g_2)\, d^2/2\right) + 1.5\left(\frac{qL^2}{8}\right)$$

$$M_u = 1.35\left(\frac{9.55 \times 5.4^2}{8} - (3.07) \times \frac{1.45^2}{2}\right) + 1.5\left(\frac{2.5 \times 5.4^2}{8}\right)$$

$$M_u = 56.29\ kN.m$$

$T_{max} = 38.91\ kN$

4.3.3.2. État limite de service

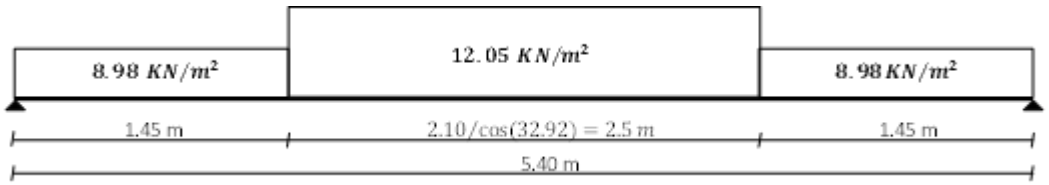


Figure III.21 *: schéma simplifie du chargement de la poutre à l'ELS*

$$M_{ser} = \left(\frac{9.55 \times 5.4^2}{8} - (3.07) \times \frac{1.45^2}{2}\right) + \left(\frac{2.5 \times 5.4^2}{8}\right)$$

$M_{ser} = 40.69\ kN.m$

$T_{max} = 28.08\ kN$

Tableau III.21 : *Récapitulation des résultats*

	M_t(kN. m)	M_a(kN. m)	T(kN)
ELU	47.84	28.14	38.91
ELS	34.58	20.34	28.08

4.3.4. Calcul du ferraillage

4.3.4.1. A l'ELU

4.3.4.1.1. Armatures principales

En travée

$M_t = 47.84\ KN.m$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2\sigma_b} = \frac{47.84\ X\ 10^6}{10^3\ X\ 169^2\ X\ 14.2} = 0.117 < \mu l \longrightarrow \acute{A} = 0$$

$$\mu = 0.117 \longrightarrow \beta = 0.937$$

$$A = \frac{M_{tu}}{\beta d\sigma_s} = \frac{47.84\ X\ 10^6}{0.937\ X\ 169\ X\ 347.82} = 8.68\ cm^2 \longrightarrow \text{On adopte : } \mathbf{8HA12 = 9.05\ cm^2}$$

$A > A_{min} = 0.23bd\left(\frac{ft_{28}}{fe}\right) = 2.42cm^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

A l'appui

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2\sigma_b} = \frac{28.14\ X\ 10^6}{10^3\ X\ 169^2\ X\ 14.2} = 0.07 < \mu l \longrightarrow \acute{A} = 0$$

$$\mu = 0.07 \longrightarrow \beta = 0.964$$

$A = \frac{M_{tu}}{\beta d \sigma_s} = \frac{28.14\ X\ 10^6}{0.964\ X\ 169\ X\ 347.82} = 4.96\ cm^2$ ⟶ On adopte : **5HA12 = 5.65 cm^2**

$A > A_{min} = 0.23bd\left(\frac{ft_{28}}{fe}\right) = 2.42cm^2$ ⟶ **Condition vérifiée**

4.3.4.1.2. Armature de répartition

$$A_r = {}^{A_s}/_4$$

En travée :

$A_r = {}^{9.05}/_4 = 2.26\ cm^2$ ⟶ On adopte : **5HA8** $= 2.51\ cm^2$

A l'appui :

$A_r = {}^{5.65}/_4 = 1.41\ cm^2$ ⟶ On adopte : **3HA8** $= 2.35\ cm^2$

4.3.4.2. Les vérification

4.3.4.1.2. Condition d'espacement

<u>Armatures longitudinales</u> [2]

$S_t \leq \overline{S_t} = Min[3h; 33\ cm]$

$\frac{100}{8} = 12.5\ cm\ < 33\ cm$ ⟶ **Condition vérifiée**

$\frac{100}{5} = 20\ cm\ < 33\ cm$ ⟶ **Condition vérifiée**

<u>Armatures transversales</u> [2]

$S_t \leq \overline{S_t} = Min[4h; 45\ cm]$

$\frac{100}{5} = 20\ cm\ < 45\ cm$ ⟶ **Condition vérifiée**

$\frac{100}{3} = 33\ cm\ < 45\ cm$ ⟶ **Condition vérifiée**

4.3.4.2.2. Vérification de l'effort tranchant [5]

$\tau_u = \frac{V}{b_0 d} = \frac{38.91\ X\ 10^3}{10^3\ X\ 169} = 0.23\ MPa\ \leq \frac{0.07}{1.2}.25 = 1.166\ MPa$

Donc on ne dispose pas des armatures transversales.

4.3.4.3. A l'ELS

En travée

$M_{st} = 34.58\ KN.M$

$by_1{}^2 + 30(\acute{A} + A)y_1 - 30(\acute{A}\acute{c} + Ad) = 0$

$10^3 y_1^2 + 30(905)y_1 - 30(905\ X\ 169) = 0$

$y_1^2 + 27.15y_1 - 4588.35 = 0 \longrightarrow y_1 = 5.550\ cm$

$$I_{xx} = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2$$

$I_{x\acute{x}} = \frac{10^3(55.5)^3}{3} + 15\ X\ 905(169 - 55.5)^2 \longrightarrow I_{x\acute{x}} = 231861168.8\ mm^4$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = \frac{34.58\ X\ 10^6}{231861168.8} 55.5 = \mathbf{8.72\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa}$

A l'appui

$M_{sa} = 20.34\ kN.m$

$y_1^2 + 16.95\ y_1 - 2864.55 = 0 \longrightarrow y_1 = 4.571\ cm$

$$I_{xx} = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2$$

$I_{x\acute{x}} = \frac{10^3(45.71)^3}{3} + 15 \times 565(169 - 45.71)^2 \longrightarrow I_{x\acute{x}} = 160659148\ mm^4$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = \frac{20.34\ \times 10^6}{160659148} 45.71 = \mathbf{5.78\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa}$

4.3.4.4. Vérification de la flèche [2]

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites.

$\begin{cases} \frac{h}{L_x} = \frac{20}{520} = 0.03 \geq \frac{M_t}{20M_x} = \frac{40.69}{20 \times 54.25} = 0.042 \longrightarrow \textbf{Condition non vérifiée} \\ \frac{A}{bd} = \frac{9.05}{100 \times 16.9} = 0.005 \leq \frac{2}{fe} = \frac{2}{400} = 0.005 \longrightarrow \textbf{Condition vérifiée} \end{cases}$

Donc on doit calculer la flèche.

Pour une section rectangulaire

$$y = \frac{h\ X\ b\ X\ {}^{h}/_{2} + nA_s d}{h\ X\ b + nA_s}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s(d-y)^2$$

$\rho = \frac{A_s}{b_0 d}$; $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 dA}$; $\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$

$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)}$ …… Pour les déformations instantanées.

$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)}$ ..……...Pour les déformations différées.

$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1+\lambda_i \mu}$; $I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1+\lambda_v \mu}$

$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 Ei I_{fi}}$ …….Flèche due aux déformations instantanées.

$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 Ev I_{fv}}$ ……Flèche due aux déformations différées.

$$\Delta f_T = f_v - f_i$$
$$\Delta f_T \leq \bar{f}$$

$$y = \frac{(20\ X\ 100\ X\ 10\ ) + (15\ X\ 9.05\ X\ 16.9)}{(20\ X\ 100) + (15\ X\ 9.05)} = 10.44\ cm$$

$$I_0 = \frac{100(20)^3}{12} + 15\ X\ 9.05\ (16.9 - 10.44)^2 = 72334.24\ cm^4$$

$\rho = \frac{9.05}{100\ \ 16.9} = 0.005$; $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 dA} = \frac{40.69\ X\ 10^6}{0.890\ X\ 16.9\ X\ 905} = 298.92\ MPa$;

$\mu = 1 - \frac{1.75\ X\ 2.1}{4\ X 0.005 X 298.92 + 2.1} = 0.54$;

$\lambda_i = \frac{0.05\ X\ 2.1}{0.005(2+3)} = 4.2\ MPa$; $I_{fi} = \frac{1.1\ X\ 72334.24\ X\ 10^4}{1+(4.2\ X\ 0.54)} = 24347.51\ X\ 10^4\ mm^4$;

$\lambda_v = \frac{0.02\ X\ 2.1}{0.005(2+3)} = 1.68\ MPa$; $I_{fv} = \frac{1.1\ X\ 72334.24\ X\ 10^4}{1+(1.68\ X\ 0.54)} = 41719.62\ X\ 10^4\ mm^4$;

$f_i = \frac{40.69\ X\ 10^6\ X\ 5400^2}{10\ X\ 32164.2\ X\ 24347.51\ X\ 10^4} = 15.15\ mm$;

$f_v = \frac{40.69\ X\ 10^6\ X\ 5400^2}{10\ X\ 10819\ X\ 41719.62\ X\ 10^4} = 26.28\ mm$;

$\Delta f_T = f_v - f_i = 26.28 - 15.20 = 11\ mm \implies \Delta f_T \leq \bar{f} = 10.4\ mm \longrightarrow$ **CNV**

La flèche est supérieure à la flèche admissible, donc on a le choix soit d'augmenter l'épaisseur de la paillasse h, soit d'augmenter la section des armatures A.

Puisque on a l'épaisseur de la paillasse h = 17 cm (épaisse), nous préférons l'augmentation dans la section d'acier, on prend A=**10HA14**, et on refait les calculs de la flèche :

$$y = \frac{(20\ X\ 100\ X\ 10\ ) + (15\ X\ 15.39\ X\ 16.8)}{(20\ X\ 100) + (15\ X\ 15.39)} = 10.70\ cm$$

$$I_0 = \frac{100(20)^3}{12} + 15\ X\ 15.39\ (16.8 - 10.7)^2 = 75246.26 cm^4$$

$$\rho = \frac{15.39}{100\ \ 16.8} = 0.009\ ;\quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 dA} = \frac{40.69\ X\ 10^6}{0.866\ X\ 16.8\ X\ 1539} = 181.72\ MPa\ ;$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75\ X\ 2.1}{4\ X 0.009 X 181.72 + 2.1} = 0.58$$

$$\lambda_i = \frac{0.05\ X\ 2.1}{0.009(2+3)} = 2.29\ MPa \quad ;\quad I_{fi} = \frac{1.1\ X\ 75256.6\ X\ 10^4}{1+(2.29\ X\ 0.58)} = 35515.09\ X\ 10^4\ mm^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02\ X\ 2.1}{0.009(2+3)} = 0.91\ MPa \quad ;\quad I_{fv} = \frac{1.1\ X\ 75256.6\ X\ 10^4}{1+(0.91\ X\ 0.58)} = 54019.76\ X\ 10^4\ mm^4$$

$$f_i = \frac{40.69\ X\ 10^6\ X\ 5400^2}{10\ X\ 32164.2\ X\ 35515.09\ \ X\ 10^4} = 10.38\ mm$$

$$f_v = \frac{40.69\ X\ 10^6\ X\ 5400^2}{10\ X\ 10819\ X\ 54019.76\ X\ 10^4} = 20.48\ mm$$

$\Delta f_T = f_v - f_i = 20.48 - 10.38$

$\Delta f_T = 10.1 \leq \bar{f} = 10.4\ mm \implies \Delta f_T \leq \bar{f} = 10.4\ mm \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

4.3.5. La poutre palière

Le calcul se fait en flexion simple pour une poutre simplement appuyée et uniformément chargée, les charges sont :

- Son poids propre
- Réaction provenant du palier

4.3.5.1. Pré-dimensionnement

L : la longueur de la poutre. (L = 1.35 m)

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

$9 \leq h \leq 13.5 \longrightarrow$ On adopte : $h = 30\ cm$

$0.3h \leq b \leq 0.7h \longrightarrow 9 \leq b \leq 21\ cm$

Donc notre console est de section (20x30).

Vérification selon RPA99 v 2003

$h \geq 30\ cm \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

$b \geq 20\ cm \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

$\frac{h}{b} = 1.5 \leq 4 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Condition de rigidité [2]

$\frac{h}{L} = 0.22 > \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow$ **Condition vérifié**

4.3.5.2. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre : $G_{poutre} = 0.3 \times 0.2 \times 25 = 1.5\ kN/ml$

Poids du mur double cloison : $G_{mur} = 2.52 \times 2.49 = 6.28\ kN/ml$

Charge de réaction : $R_u = 38.91\ kN$

$$q_u = 1.35(1.5 + 6.28) + \left(\frac{38.91}{1.35}\right) = 39.32\ kN/m$$

$$q_{ser} = (1.5 + 6.28) + 20.8 = 28.58\ kN/m$$

La poutre palière est encastrée dans une seule extrémité ; le calcul se fera pour une console

$V_x = -qx \;\; ; \quad M(x) = -q\frac{x^2}{2}$

$R_A = ql \; ; \quad V_A = -ql \quad ; \quad M_A = \frac{-ql^2}{2} \quad ; \quad f_B = \frac{ql^4}{8EI}$

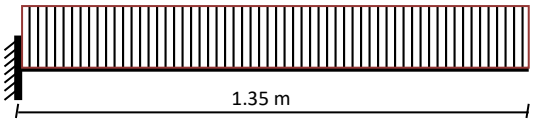


Figure III.22 : *chargement de la poutre palière*

Tableau III.22 : *les moments et les efforts tranchants*

	T(kN)	M_a(kN. m)
ELU	-52.93	-35.53
ELS	-38.58	-36,83

4.3.5.3. Le ferraillage

4.3.5.3.1. A l'ELU

4.3.5.3.1.1. Armatures longitudinales

Le calcul des armatures longitudinales se fait en flexion simple à l'état limite ultime

A l'appui

$Ma_u = -35.83\ kN.m$

Prenons $\text{ø} = 12\ mm$; $d = h - e - \frac{\text{ø}}{2} = 26.9\ cm$

$\mu = \frac{M}{\overline{\sigma_b} b d^2} = \frac{35.82\times10^6}{14.2\times10^3\ (269)^2} = 0.034 \longrightarrow \beta = 0.983$

$A = \frac{35.82\times 10^6}{0.983\times269\times347.82} = 3.89\ cm^2 \longrightarrow$ On adopte : **4HA12** $= 4.52 cm^2$

Condition de non fragilité [2]

$A_s \geq A_{min} = 0{,}001(bxh)$; $A_{min} = 0{,}001 \times 20 \times 30 = 0.6\ cm^2$

$A = 4.52 \geq 0.6\ cm^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Vérification de la contrainte de cisaillement [1]

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = \frac{52.93\ X\ 10^3}{200\ X\ 269} = 0.98\ MPa$

$\overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 333\ MPa; 5MPa\right] = 3.33\ MPa$

$\tau_u = 0.98\ MPa \leq \overline{\tau_u} = 3.33\ MPa \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Vérification selon RPA99v2003

$$\begin{cases} A_{min} = 0.5\ bh \\ A_{max} = 4\%\ (bh) \quad \ldots\ldots \quad zone\ courante \\ A_{max} = 6\%\ (bh) \quad \ldots\ldots \quad zone\ de\ recouverement \end{cases}$$

$A_{min} = 3\ cm^2 \leq A = 4.52 \leq A_{max} = 24.36\ cm^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Vérification de compression dans la bielle de béton [5]

$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 d$

$a = Min[b - c - 2; 0.9d] = 15.5\ cm$

$V_u = 52.93\ KN \leq 0.4\frac{25}{1.5} 200 \times 155 = 206.67\ kN \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis [6]

$$\sigma_m = \frac{2V_u}{ab_0} = \frac{413 \times 10^3}{166 \times 200} = 13.32\ MPa$$

$\overline{\sigma_m} = {}^{1.3 f_{c28}}/_{\gamma_b} = \frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.66\ MPa \longrightarrow \sigma_m < \overline{\sigma_m} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

4.3.5.3.1.2. Armatures transversales [6]

$$ø \leq Min\begin{bmatrix} {}^{h}/_{35} = 8.57\ mm \\ ø = 12\ mm \\ {}^{b}/_{10} = 20\ mm \end{bmatrix}$$

$ø = 8\ mm\ ;\ a_t = \frac{\pi ø^2}{4} = \frac{\pi\ X\ 8^2}{4} = 0.5\ cm^2$

$A_t = \mathbf{4HA8} = 2.01\ cm^2$

Calcul des espacements

- Selon CBA93

$S_t \leq Min(0.9d; 40\ cm) = 24.32\ cm$

$d = h - e - \frac{ø}{2} = 30 - 2.5 - \frac{0.8}{2} = 27{,}1\ cm$

- Selon RPA 99

$S_t \leq [h/4; 12ø_1; 30] = [7.5; 9.6; 30]$ …… (Zone nodale)

$S_t \leq {}^{h}/_{2} = 15\ cm$ …… (Zone courante)

On adopte les valeurs suivantes :

$S_t = 7\ cm$ (Zone nodale)

$S_t = 15\ cm$ (Zone courante)

On doit vérifier :

$$S_t \leq \frac{A_t f e \gamma_s}{b\tau_u - 3f_{t28}} = \frac{201\ X\ 235\ X\ 1.15}{(200\ X\ 0.98) - (3X2.1)} = 28.63\ cm$$

$S_t \leq 28.63\ cm \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Section minimal d'armatures transversales [2]

$$A_t \geq \frac{0.4\ bS_T}{fe}$$

Zone nodale : $A_t \geq \frac{0.4\ X\ 200\ X\ 70}{235} = 2.38\ cm^2 \longrightarrow$ **condition vérifiée**

Zone courante : $A_t \geq \frac{0.4\ X\ 200\ X\ 150}{235} = 4.76\ cm^2 \longrightarrow$ **condition vérifiée**

4.3.5.3.2. A l'ELS

$M_{st} = -26.04\ KN.M$

$$by_1{}^2 + 30(\acute{A} + A)y_1 - 30(\acute{A}\acute{c} + Ad) = 0$$

$$10^3 y_1^2 + 30(452)y_1 - 30(452\ X\ 269) = 0$$

$y_1^2 + 13.56y_1 - 3647640 = 0 \longrightarrow y_1 = 6.755\ cm$

$$I_{xx} = \frac{by_1{}^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$I_{x\acute{x}} = \frac{10^3(67.55)^3}{3} + 15\ X\ 452(269 - 67.55)^2 \longrightarrow I_{x\acute{x}} = 377890261.3\ mm^4$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = \frac{26.04\ X\ 10^6}{377890261.3} 67.55 = \mathbf{4.65\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa} \longrightarrow$ **CV**

4.3.5.3.3. Vérification de la flèche [2]

$\frac{h}{l} = \frac{30}{135} = 0.22 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

$\frac{A_s}{bd} = \frac{4.52}{20\ X\ 26.9} = 0.0084 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

$\frac{h}{L} = \frac{30}{135} = 0.22 \geq \frac{M_t}{10M_x = 0.1} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Donc le calcul de la flèche est inutile.

4.4. Étude de l'escalier hélicoïdale

4.4.1. Méthode de calcul [8]

Dans ce type d'escalier, la paillasse hélicoïdale prend appui sur le contour circulaire (maçonnerie ou poutraison). Le calcul courant consiste à admettre des paillasses croisées de portées égales à L ***(figure III.24 : b)***

$$\left(\frac{L}{2}\right)^2 = a^2 - \frac{(a+b)^2}{2} = \frac{(a-b)(3a+b)}{4}$$

$$L = \sqrt{(a-b)(3a+b)}$$

$$M = \frac{qL^2}{8} = q\frac{(a-b)(3a+b)}{8}$$

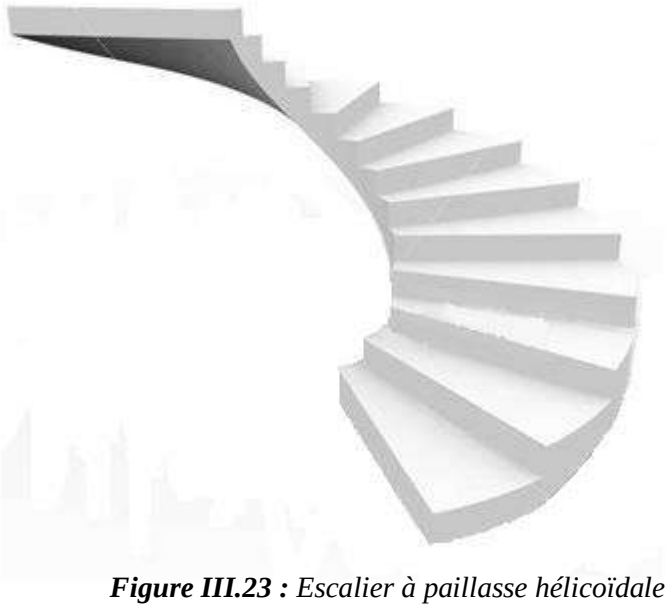


Figure III.23 : *Escalier à paillasse hélicoïdale*

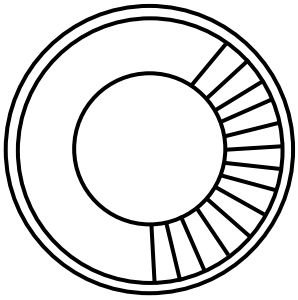


Figure III.24 : a

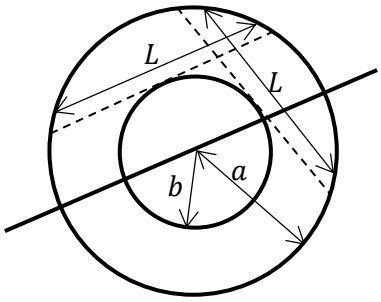


Figure III.24 : b

Les aciers principaux sont placés comme l'indique la **figure III.24 ; c**, les aciers de répartition peuvent être, soit perpendiculaires à ceux-ci, soit mieux, radiaux. La méthode est simpliste, on peut se demander ce qu'elle vaut. NICOLSKY l'a comparée avec celle déduite d'une méthode élastique ; il calcule ainsi un moment tangentiel M_t et un moment radial M_r **(figure III.24 : d)**

$$M_t = q\frac{(a-b)(a+2b)}{6} \qquad \text{Et } M_r \text{ faible}$$

Il a été ainsi constaté que la méthode courante conduit à des résultats légèrement en excès (pour M_t qui est le moment de flexion principal).

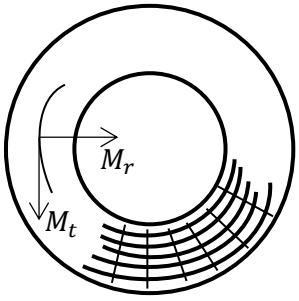


Figure III.24 : c

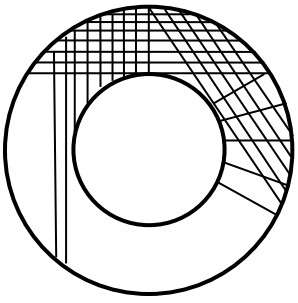


Figure III.24 : d

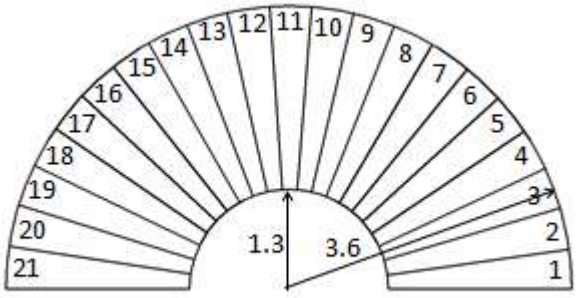


Figure III.25 : *Dimensions d'escalier*

4.4.2. Évaluation des charges permanentes de la paillasse

Tableau III.23 : *Charge permanente de la paillasse [3]*

N°	Composant	Épaisseur(m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids volumique (kN/m^3)
1	Dalle de sol	0.01	20	0.2
2	Ciment de coulage	0.0	18.00	0.18
4	PP du paillasse	0.3	25	7.5
5	P des marches	$^{h}/_{2} = 0.085$	25	2.125
6	Enduit en plâtre	0.02	18	0.36
			Total	**10.36**

Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5\ kN/m^2$

$a = 3.6$

$b = 1.3$

$L = \sqrt{(a-b)(3a+b)} = \sqrt{(3.6-1.3)(3.36+1.3)} = 5.27\ m$

$P_u = 1.35G + 1.5Q$

$P_u = 1.35(10.36) + 1.5(2.5) = 17.73\ kN/m^2$

$P_{ser} = 10.36 + 2.5 = 12.86\ kN/m^2$

$$M = \frac{qL^2}{8} = \frac{17.73 \times 5.27^2}{8} = 61.55\ kN.m$$

$$M_t = q\frac{(a-b)(a+2b)}{6} = 17.73 \times \frac{(3.6-1.3) \times (3.6+2\times 1.3)}{6} = 42.13\ kN.m$$

M_r **Faible.**

4.4.3. Le ferraillage

4.4.3.1. A l'ELU

4.4.3.1.1. Armatures principales

$\emptyset_x \leq \frac{h}{10} = 14\ mm$; On prend $\emptyset = 10\ mm$

$d_x = h - e - \frac{\emptyset}{2} = 27\ cm$;

$\mu_{tu} = \frac{M_{tu}}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{42.13 \times 10^6}{14.2 \times 10^3 \times 270^2} = 0.04 < \mu_l \longrightarrow \acute{A} = 0$

$\mu_{tu} = 0.04 \longrightarrow \beta = 0.980$

$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{42.13 \times 10^6}{0.980 \times 270 \times 347.82} = 4{,}57\ cm^2 \longrightarrow$ On adopte : **8HA10** $= 6{,}28\ cm^2$

4.4.3.1.2. Armatures de répartition

$A_{rép} \geq \frac{A}{4} = \frac{6.28}{4} = 1.57\ cm^2$; On prend : **6HA8** $= 3.01\ cm^2$

4.4.3.2. Vérification de l'espacement

$S_{t1} = \frac{100}{8} = 12{,}5\ cm \longrightarrow S_{t1} = 12{,}5\ cm \leq Min\begin{cases} 3h = 90cm \\ 33\ cm \end{cases} \longrightarrow$ **CV**

$S_{t2} = \frac{100}{6} = 16{,}66\ cm \qquad S_{t2} = 16\ cm \leq Min\begin{cases} 4h = 120cm \\ 45\ cm \end{cases} \longrightarrow$ **CV**

4.4.3.3. A l'ELS

$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$

$1000y_1^2 + 30(628)y_1 - 30(628\ X\ 270) = 0$

$y_1^2 + 18.84y_1 - 5086{,}8 = 0 \longrightarrow y_1 = 6.25\ cm$

$I_{xx} = \frac{b{y_1}^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$

$I_{xx} = \frac{1000 \times 62{,}52^3}{3} + 15 \times 628(270 - 62{,}52)^2 \longrightarrow I_{xx} = 486{,}97 \times 10^6\ mm^4$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = \frac{14 \times 10^6}{486{,}97 \times 10^6} 62{,}52 = \mathbf{1{,}79\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa} \longrightarrow$ **CV**

5. La dalle machine

5.1. Introduction

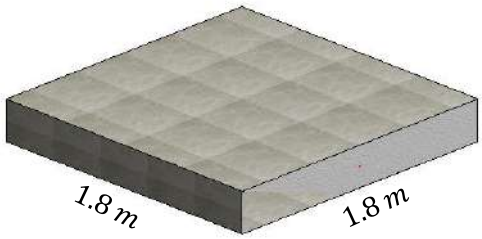
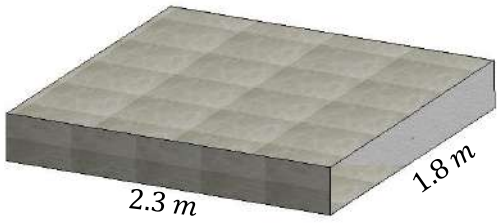
La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

Elle est composée de :

- Le moteur (machine).
- Dalle supportant la machine.
- Cabine d'ascenseur.

On a deux types de dalles machines, et pour des raisons constructives on va étudier le cas le plus défavorable.

Tableau III.24 : *types de la dalle*

Type I	Type II
	

5.2. Pré-dimensionnement

Résistance à la flexion

$$\frac{L_x}{45} \leq \boldsymbol{e} \leq \frac{L_x}{40} \longrightarrow \frac{180}{45} \leq \boldsymbol{e} \leq \frac{180}{40} \longrightarrow 4 \leq \boldsymbol{e} \leq 4.5\ cm$$

Remarque :

L'entreprise national des ascenseurs (**ENASC**) préconise que l'épaisseur de la machine soit : supérieur à 25 cm $\boldsymbol{e} = 25\ cm$

5.3. Évaluations des charges

5.3.1. Charge permanente

Tableau III.25 : *Charge permanente de la dalle machine [3]*

N°	Composant	Épaisseur	Poids volumique $(^{KN}/_{m^3})$	Poids surfacique $(^{KN}/_{m^2})$
1	Gravillon roulé	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6.00	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente 1%	0.10	22.00	2.2
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Pare vapeur	0.01	6.00	0.06
7	Dalle pleine	0.25	25	6.25
8	Enduit de plâtre	0.02	18	0.36
			Total	**10.05**

Poids des équipements

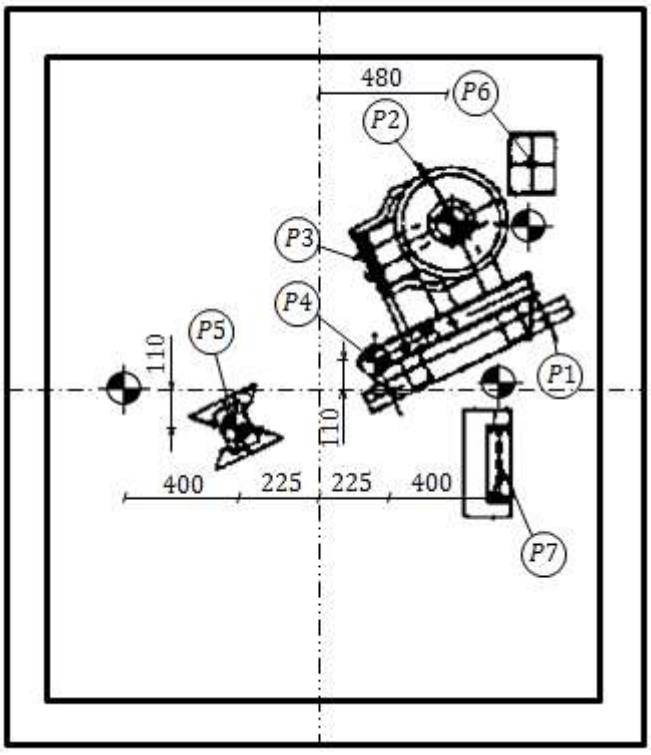


Figure III.26 : *Déférentes charges agissantes sur la dalle*

Tableau III.26 : *Charges des équipements*

Réaction en Newton						
P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	P_7
4500	3500	7000	9000	12500	10000	2300

- P_i : est le chargement de la dalle donné par l'entreprise nationale des ascenseurs sous forme des charges concentrées.

$$g = \frac{\sum P_i}{S} = \frac{48.8}{1.8 \times 2.3} = 11.78\, kN/m^2$$

$$G_{tot} = 11.78 + 10.05 = 21.83\ \ kN/m^2$$

5.3.2. Charges d'exploitation

L'**ENASC** exige une charge d'exploitation importante $Q = 5\ \ kN/m^2$

Tableau III.27 : *le chargement de la dalle*

$G(kN/m^2)$	$Q(kN/m^2)$	$P_u(kN/m^2)$	$P_{ser}(kN/m^2)$
21.83	5	36.98	26.83

5.4. Calcul des sollicitations

On a $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.8}{2.3} = 0.78 > 0.4 \implies$ la dalle travail suivant les deux directions.

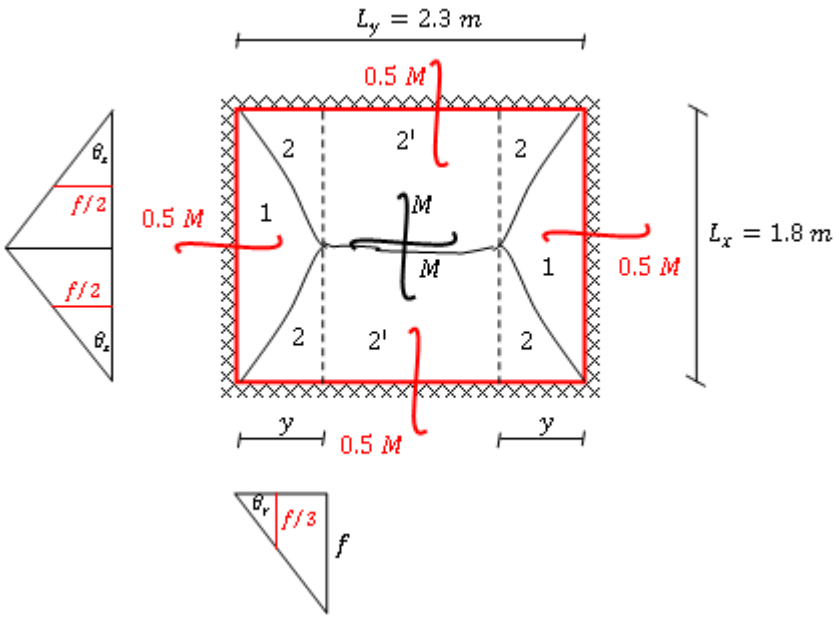


Figure III.27: *Dimension de la dalle machine*

$$T_{ext} = \sum T_{ext\,i}$$

$$T_{ext} = 2T_{ext1} + 4T_{ext2} + 2T_{ext\,2'}$$

$$T_{ext1} = q\left(L_x \frac{y}{2}\right)\frac{f}{3}\ ;$$

$$T_{ext2} = q\left(y\frac{L_x}{4}\right)\frac{f}{3}\ ;$$

$$T_{ext2'} = q\left(\left(L_y - 2y\right)\frac{L_x}{2}\right)\frac{f}{2}$$

$$T_{ext} = 2qf\left(L_x \frac{y}{6}\right) + 4qf\left(y\frac{L_x}{12}\right) + 2qf\left(\left(L_y - 2y\right)\frac{L_x}{4}\right)$$

$$T_{ext} = qf\left(\frac{-L_x y}{3} + \frac{L_x L_y}{2}\right)$$

$$T_{int} = \sum T_{int\,i}$$

$$T_{int} = 2T_{int1} + 2T_{int2}$$

$$T_{int1} = M_y L_x \theta_y + 0.5 M_y L_x \theta_y = 1.5 M_y L_x \theta_y = 2.5 M_y L_x \frac{f}{y}$$

$$T_{int1} = 1.5 M_y L_x \frac{f}{y}$$

$$T_{int1} = M_x L_y \theta_x + 0.5 M_x L_y \theta_x = 1.5 M_x L_y \theta_x = 1.5\ M_y L_x \frac{2f}{y}$$

$$T_{int2} = 3Mf\frac{L_y}{L_x}$$

$$T_{int} = Mf\left(\frac{3L_x}{y} + \frac{6L_y}{L_x}\right)$$

$$T_{int} = T_{ext} \Longrightarrow qf\left(\frac{-L_x y}{3} + \frac{L_x L_y}{2}\right) = Mf\left(\frac{3L_x}{y} + \frac{6L_y}{L_x}\right)$$

$$q = M\frac{\left(\frac{3L_x}{y} + \frac{6L_y}{L_x}\right)}{\left(\frac{-L_x y}{3} + \frac{L_x L_y}{2}\right)} = \frac{U(y)}{V(y)}$$

$$\acute{q} = 0 \Longrightarrow \acute{U}(y).V(y) - U(y).\acute{V}(y) = 0$$

$$4.59y^2 + 6.48y - 11.17 = 0\ ; \longrightarrow y = 1.01\ m$$

$$q = M\frac{\left(\frac{5.4}{y}+7.66\right)}{-\frac{1.8\times1.01}{3}+2.07}\ ; \quad \longrightarrow \quad q = 8.90M \quad \longrightarrow \quad M = 0.11q$$

Tableau III.28 : *les efforts internes dans la dalle machine*

ELU	ELS
$M_u = 0.11q_u$	$M_{ser} = 0.11q_{ser}$
$q_u = 31.84\ KN$	$q_s = 23.03\ kN$
$M_{tu} = 0.11q_u = 4.15\ kN.m$ $M_{au} = 0.11q_u \times 0.5 = 2.07\ kN.m$	$M_{ts} = 0.11q_s = 2.95\ kN.m$ $M_{as} = 0.11q_s \times 0.5 = 1.47\ kN.m$

5.5. Le ferraillage

5.5.1 A l'ELU

Choisissons : $\emptyset_x = 12\ mm$

$$d_x = 25 - 2.5 - \frac{1.2}{2} = 21.9\ cm$$

$$d_y = 21.9 - \frac{1.2+1.2}{2} = 20.7\ cm$$

En travée

$$\mu_{tx} = \frac{M_{tu}}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{4.15\times10^6}{14.2\times10^3\times129^2} = 0.006 < \mu_l \longrightarrow \acute{A} = 0$$

$$\mu_{tu} = 0.006 \longrightarrow \beta = 0.997$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{4.15\times10^6}{0.997\times129\times347.82} = 0.54\ cm^2 \longrightarrow \text{On adopte : } \mathbf{4HA12} = 4.52\ cm^2$$

Aux appuis

$$\mu_a = \frac{M_a}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{2.07\times10^6}{14.2\times10^3\times129^2} = 0.003 < \mu_l \longrightarrow \acute{A} = 0$$

$$\mu_{tu} = 0.003 \longrightarrow \beta = 0.998$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{2.07\times10^6}{0.991\times129\times347.82} = 0.27\ cm^2 \longrightarrow \text{On adopte : } \mathbf{4HA12} = 4.52\ cm^2$$

5.5.2. Les vérifications

5.5.2.1. Vérification de l'espacement [2]

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\ cm \longrightarrow S_t = 25\ cm \leq Min\begin{cases}3h = 45cm\\33\ cm\end{cases} \longrightarrow \textbf{CV}$$

5.5.2.2. Vérification de l'effort tranchant [5]

Tableau III.29 : *Vérification de l'effort tranchant*

	Suivant X	Suivant Y
V	$\frac{P \times Lx \times Ly}{2 \times Ly + Lx} = \frac{26.98 \times 4.14}{4.6 + 1.8} = 23.92\ kN$	$\frac{P \times Lx \times Ly}{3 \times Ly} = \frac{26.98 \times 1.8 \times 2.3}{3 \times 2.3} = 22.18\ kN$
τ_u	$\frac{23.92 \times 10^3}{1000 \times 219} = 0.109\ MPa$	$\frac{22.18 \times 10^3}{1000 \times 219} = 0.101\ MPa$
$\overline{\tau_u}$	$\frac{0.07 \times fcj}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16\ MPa$	
$\tau u \leq \overline{\tau_u}$	Oui	Oui

5.5.3. A l'ELS

<u>En travée</u>

$$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$$

$$1000y_1^2 + 30(452)y_1 - 30(452\ X\ 219) = 0$$

$$y_1^2 + 13.56y_1 - 2969.64 = 0 \longrightarrow y_1 = 4.813\ cm$$

$$I_{xx} = \frac{by_1{}^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{xx} = \frac{1000 \times 48.13^3}{3} + 15\ X452(219 - 48.13)^2 \longrightarrow I_{xx} = 201.66 \times 10^6\ mm^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = \frac{2.95 \times 10^6}{201.66 \times 10^6} 48.13 = \mathbf{0.7\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa} \longrightarrow \textbf{CV}$$

<u>Aux appuis</u>

$$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$$

$$1000y_1^2 + 30(452)y_1 - 30(452\ X\ 219) = 0$$

$y_1^2 + 13.56y_1 - 2969.64 = 0 \longrightarrow y_1 = 4.813\ cm$

$I_{xx} = \frac{by_1{}^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$

$I_{xx} = \frac{1000 \times 48.13^3}{3} + 15 \times 452(219 - 48.13)^2 \longrightarrow I_{xx} = 201.66 \times 10^6\ mm^4$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = \frac{1.47 \times 10^6}{201.66 \times 10^6} 48.13 = \mathbf{0.34\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa} \longrightarrow$ **CV**

5.5.4. Vérification de la flèche [2]

$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} = \frac{25}{180} = 0.138 \geq \frac{M_t}{20M_x} = 0.05 \quad \textbf{Condition vérifiée} \\ \frac{A}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 2.19} = 0.002 \leq \frac{2}{fe} = \frac{2}{400} = 5 \times 10^{-3} \quad \textbf{Condition vérifiée} \end{cases}$$

5.5.5. Vérification de non poinçonnement [2]

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.

$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

$Q_u = 125\ kN$; $\gamma_b = 1.5$; $f_{cj} = 25$ MPa ; $h = 25\ cm$

$U_c = 2(u + v)$

$u = a + 2(e + h/2)$

$v = b + 2(e + h/2)$

$U_c = 2(a + b) + 8e + 4h$

Avec : $a = b = e = 0$

$U_c = 4h = 100\ cm$

$Q_u = 125\ kN < 0.045 \times 1000 \times 250 \times (\frac{25}{1.5}) = 187.5\ kN \longrightarrow$ **CV**

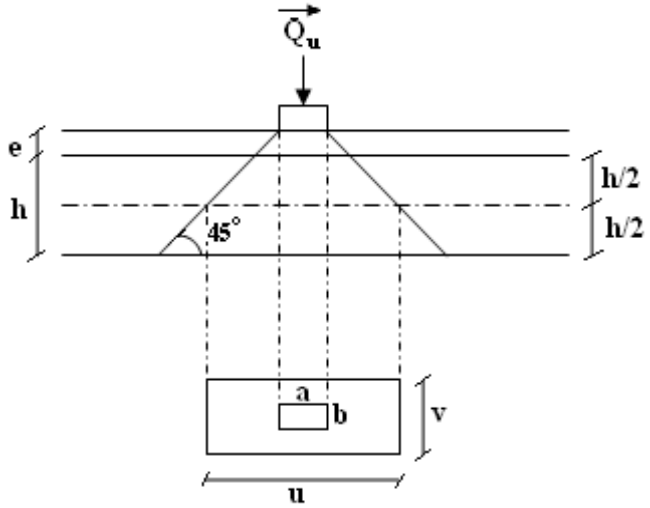


Figure III.28 : *la vérification de non poinçonnement*

Chapitre IV : Étude dynamique

1. Introduction

1.1. Historique

Les tremblements de terre ont présenté depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme, la structure subira à des déformations et des déplacements qui resteront dans le domaine limite possible.

1.2. Le séisme

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure par ces nœuds. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Les tremblements de terre sont une menace pour l'homme principalement à travers leurs effets directs sur les ouvrages (tels que la ruine partielle ou totale) et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires comme les incendies et les explosions.

Comme ils sont aussi dangereux par leurs effets induits sur les sites naturels tels que les glissements de terrains et les raz-de-marée (Tsunami).

Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements.

Les déplacements à la base de la construction provoqués par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction.

De ce fait, plus la construction est lourde et plus l'action sismique est importante.

⟶ L'une des questions qui se posent est : *Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?*

Il est donc nécessaire de construire des structures résistantes aux séismes en zone sismique.

1.3. 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 ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations dynamiques qui permettent de simplifier suffisamment le problème mathématique pour pouvoir l'analyser.

Alors la résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres peut se faire manuellement mais cause un volume de calcul important. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis à savoir « SAP2000, ETABS, ROBOT… » Avec une modélisation dynamique adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

1.4. Détermination des fréquences et modes propres

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment sans qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement s'écrit :

$$[M]\{\ddot{x(t)}\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \qquad (1)$$

Où :

$\{\ddot{x}\}, \{x\}$: représentent respectivement le vecteur des accélérations et le vecteur des déplacements de la structure.

[M] : représente la matrice masse de la structure.

[K] : représente la matrice de rigidité de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibrations libres non amorties (VLNA), nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\{x(t)\} = \{A\}sin(\omega t + \varphi) \qquad (2)$$

Avec :

{A} : vecteur des amplitudes.

ω: Fréquence de vibration.

φ: Angle de déphasage.

Les accélérations en VLNA sont alors données par :

$$\{\ddot{x}(t)\} = -\omega^2\{A\}\sin(\omega t + \varphi) \qquad (3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura :

$$\lfloor[k] - \omega^2[M]\rfloor\{A\}\sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \qquad (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$\lfloor[K] - \omega^2[M]\rfloor\{A\} = \{0\} \qquad (5)$$

Ce système d'équation est un système à (N) inconnues Ai. C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre de solution non nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule.

D'où : $$det\big[[K] - \omega^2[M]\big] = 0 \qquad (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée " Equation caractéristique ".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (2N) en(ω).

Les N solutions $(\omega_1^2, \omega_2^2, \ldots., \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des N modes des vibrations possibles.

Le 1er mode vibratoire correspond à $\omega_1$et est appelé mode fondamental$(\omega_1 < \omega_2 < \cdots < \omega_n)$.

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_j$ ou forme modale.

2. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques [1]

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existant. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure. Le calcul de ces efforts sismiques peut être déterminé selon trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.

- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

2.1. Méthode statique équivalente [1]

2.1.1. Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.
Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

2.1.2. Domaine d'application

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article **4.1.2 du RPA 99v2003**.

2.2. Méthode d'analyse modale spectrale [1]

2.2.1. Principe de la méthode

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.
Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

2.2.2. Domaine d'application

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

2.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.
Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

3. Choix de la méthode de calcul

3.1 Critères de classification par RPA 99 version 2003

3.1.1. Classification des zones sismiques

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- *ZONE 0 : sismicité négligeable.*
- *ZONE I : sismicité faible.*
- *ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.*
- *ZONE III : sismicité élevée.*

Dans notre cas, Tipaza se situe dans une zone de sismicité élevée *'**ZONE III'**.*

3.1.2. Classification de site

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage .on est en présence d'un site meuble (Catégorie 3) .il est constitué de dépôts épais de sable et gravier moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec Vs ≥ 200 m/s à partir de 10m de profondeur.

3.1.3. Classification de l'ouvrage

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- *Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.*
- *Groupe 1B : ouvrages de grande importance.*
- *Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.*
- *Groupe 3 : ouvrages de faible importance.*

Notre ouvrage est classé dans la catégorie 1B (grande importance)

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le **RPA99v2003** pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente (H=36.38m >10m)

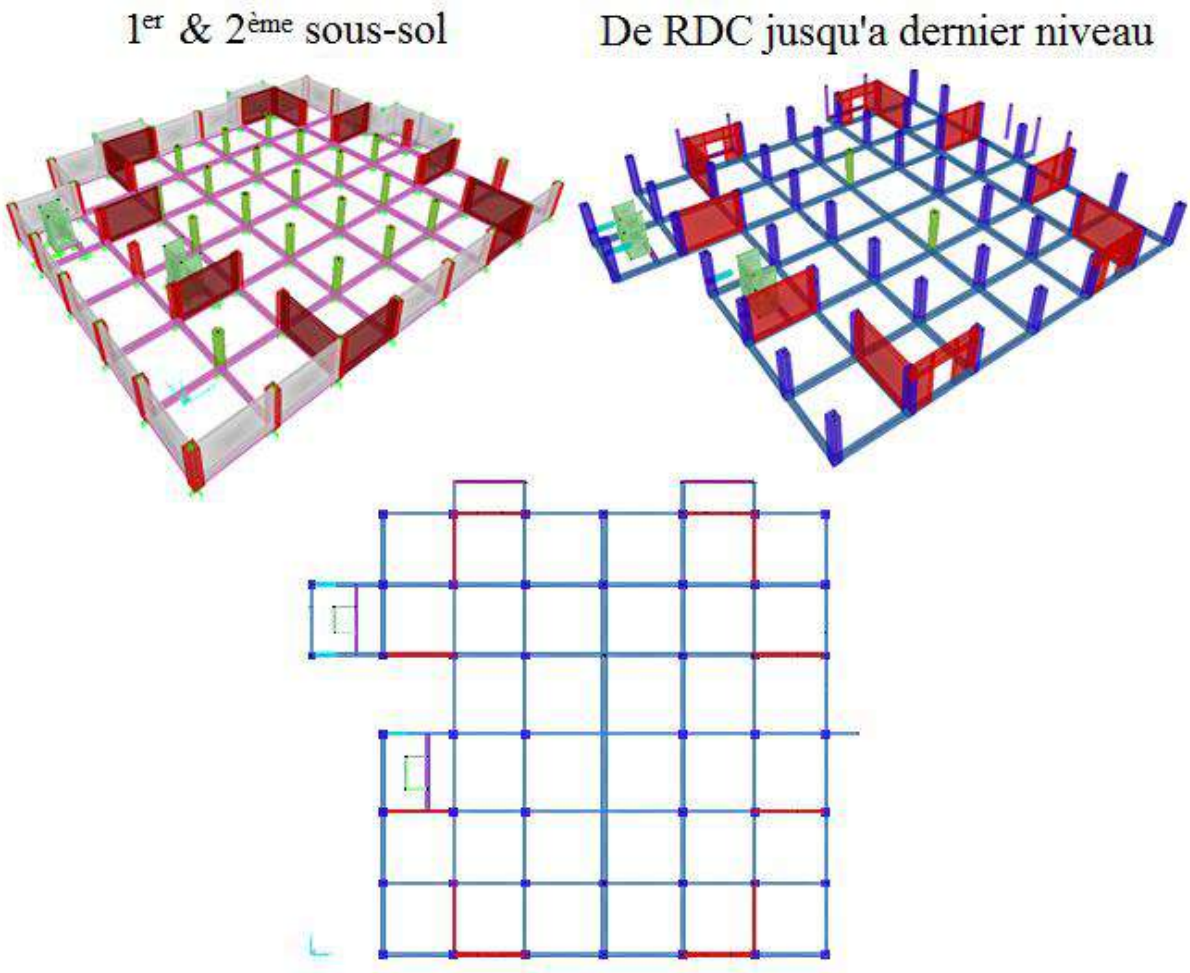
4. Analyse de notre structure

Après plusieurs changements de dispositions des voiles on a choisi une variante pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode.

4.1. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99v2003 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement des trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification de déplacement.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.
- Vérification des sollicitations normales.



4.2. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure

4.2.1. Centre de masse

Le centre de masse est le point de l'application des résultantes des charges horizontales (vent, séisme).

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieure).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{Et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{M_i}$$

Avec :

M_i : La masse de l'élément i,

X_i , Y_i : Coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

4.2.2. Centre de rigidité (torsion)

Le centre de rigidité est le point par lequel passe la résultante des réactions des éléments participent dans la rigidité.

Note

Figure IV.1 : *Disposition des voiles*

Lorsque le centre de masse et de rigidité sont confondus .les efforts extérieurs ne provoquent que des mouvements de translation. En revanche, lorsqu'il y a une excentricité entre elles il y a des mouvements de translations et rotations.

4.2.3. L'excentricité accidentelle [1]

Dans notre cas (analyse tridimensionnelle) en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ± 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

4.2.4. Excentricité retenue

Afin de prendre en compte que l'excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion, on doit étudier les quatre cas suivants et prendre le cas le plus défavorable :

1. $ex = ex_{th} + ea_x$.
2. $ex = ex_{th} - ea_x$.
3. $ey = ey_{th} + ea_y$.

4. $ey = ey_{th} - ea_y$.

Le logiciel **SAP200v12** donne directement l'excentricité retenue

Tableau IV.1 : *Calcul de l'excentricité totale suivant x*

Niveau	Hauteur (m)	ex retenue (m)	$ex_{ret} \leq [ex]$
7ème étage	29.92	1.86	**CV**
6ème étage	26.69	1.80	**CV**
5ème étage	23.46	1.83	**CV**
4ème étage	20.23	1.79	**CV**
3ème étage	17	1.85	**CV**
2ème étage	13.77	1.74	**CV**
1er étage	10.54	1.24	**CV**
Mezzanine	7.31	0.69	**CV**
RDC	3.74	1.34	**CV**

Tableau IV.2 : *Calcul de l'excentricité totale suivant y*

Niveau	Hauteur (m)	ey retenue (m)	$ey_{ret} \leq [ey]$
7ème étage	29.92	0.69	CV
6ème étage	26.69	0.2	CV
5ème étage	23.46	0.38	CV
4ème étage	20.23	0.37	CV
3ème étage	17	0.3	CV
2ème étage	13.77	0.29	CV
1er étage	10.54	0.27	CV
Mezzanine	7.31	0.69	CV
RDC	3.74	1.27	CV

4.3. Résultats de l'analyse dynamique par *SAP2000*

4.3.2. Vérification de la participation massique

Le tableau ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque mode :

Tableau IV.3 : *Période et facture de participation massique du modèle*

Modes	Périodes	Masses cumulées UX	Masses cumulées UY	Masse modal UX	Masse modal UY
1	0.81	0	61.85	0	61.85
2	0.77	61.96	61.85	61.96	0
3	0.76	61.96	61.85	0	0
4	0.25	61.96	80.72	0	18.86
5	0.22	80.91	80.72	18.94	0
6	0.19	80.94	80.72	0.04	7.84
7	0.17	80.95	88.56	0	0
8	0.16	88.34	88.56	7.39	0.01
9	0.16	88.46	88.57	0.12	4.01
10	0.15	88.46	92.57	0	0
11	0.07	88.46	92.57	0	0
12	0.07	88.46	92.57	0	0
13	0.06	88.46	92.57	0	0
14	0.06	88.46	92.57	0	0
15	0.06	88.51	92.57	0.05	0
16	0.06	92.09	92.58	3.58	0.01

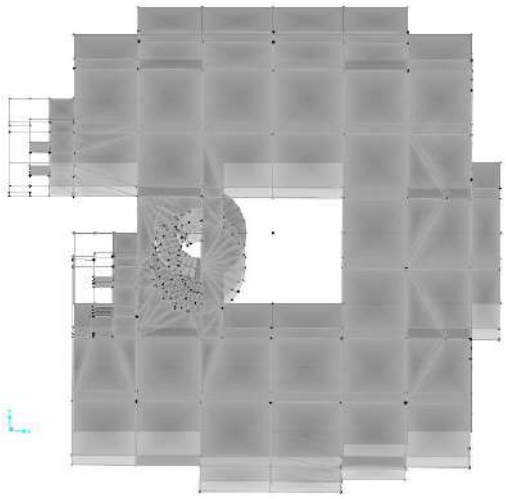
4.3.2. Comportement modale

Tableau IV.4 : *Comportement modal de la structure*

Mode 1 (translation suivant Y)

UX=61.85 %
UY=0 %

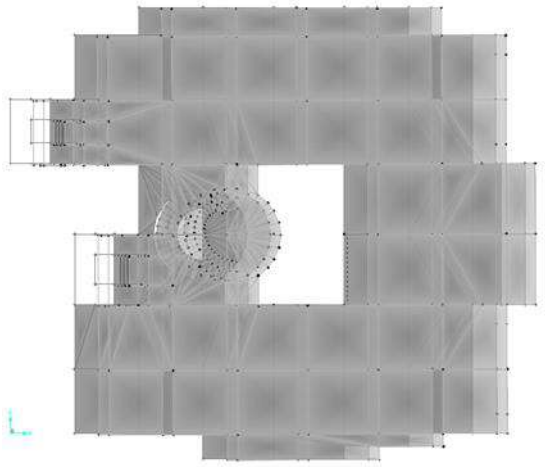
Sens de déplacement



Mode 2 (translation suivant X)

UX=61.85 %
UY=0 %

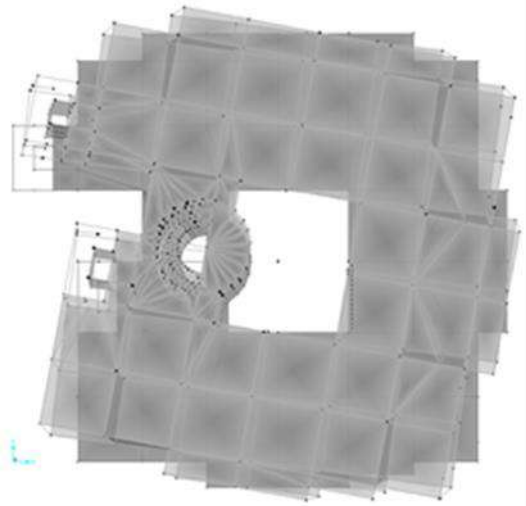
Sens de déplacement



Mode 3 (rotation autour de l'axe Z)

UZ=73.95 %

Sens de rotation



Constatation

- Ce modèle dynamique présente une période fondamentale T =0.81 s.
- Les 1er et 2ème modes sont des modes de translation pure suivant X et Y.
- Le 3ème mode est un mode de rotation pur autour de l'axe Z.
- On doit retenir les 16 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90%. (Selon le **RPA99v2003**).

4.3.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul [1]

La résultante des forces sismique à la base V_d obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_s pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée, Donc il faut vérifier que : $\frac{V_s}{V_d} > 0{,}8$

Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_x = \frac{AD_xQ_x}{R}W, \quad V_y = \frac{AD_yQ_y}{R}W$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3\ s \\ 2.5\eta\left(T_2/3\right)^{\frac{2}{3}}\left(3/T\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3\ s \end{cases}$$

Selon RPA99v2003, site meuble (S3), $\longrightarrow$ $\boldsymbol{T_2}$ **= 0,5 s**

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

Selon RPA99v2003, remplissage dense, $\longrightarrow$ **ξ = 7 %**

Alors : **η = 0,882**

T : période fondamentale suivant les deux directions, puis on prend les valeurs minimum des deux formules suivantes :

1) $T=C_T.h_N^{3/4}$

$C_T=0.05 \Longrightarrow T_x = T_y = 0.74$

2) $T = 0.09h_n/\sqrt{D}$

$$\begin{cases} T_x = 0.545\ s \\ T_y = 0.58\ s \end{cases}$$

Les valeurs qu'on prend alors sont:

$$\begin{cases} T_x = 0.545\ s \\ T_y = 0.58\ s \end{cases}$$

$T_2 \leq T \leq 3s \longrightarrow D = 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} \longrightarrow D_x = D_y = 2.05\ s$

W : poids total de la structure :

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \longrightarrow avec \quad W_i = W_G + \beta W_Q$

$\boldsymbol{\beta} = 0.2$ **RPA99v2003**

$\boldsymbol{W} = 128431.05\ kN$ (Résultat SAP2000)

Tableau IV.5 : *Calcul de la force sismique*

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i\ (kN)$	$V_x(kN)$	$V_y(kN)$
0.3	2.05	2.05	5	1.2	1.2	128431.05	18956.42	18956.42

Tableau IV.6 : *Vérification de la résultante des forces sismiques*

	$V(kN)$	$V_t(kN)$	V_s/V_d	$V_s/V_d > 0.8$
X	18956.42	10177.716	1.86	**CV**
Y	18956.42	10042.875	1.89	**CV**

4.3.4. Vérification de la stabilité au renversement [1]

Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i F_{ix} \quad , \quad M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i F_{iy}$$

Avec :

- F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base

Le moment de stabilité qui est égal à :

$$\begin{cases} M_{tx} = YG.Wi \\ M_{ty} = XG.Wi \end{cases}$$

Avec :

- X_G, Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

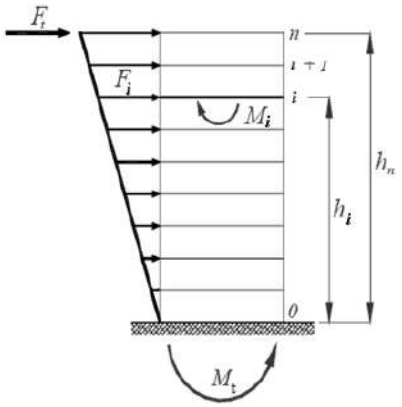


Figure IV.2 : *Les forces agissent sur la stabilité au renversement*

4.3.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right) \times (V - F_i)$$

$$F_i = \begin{cases} 0.07\,TV \leq 0.25V & si\ T > 0.7s \\ 0 & si\ T < 0.7s \end{cases}$$

On a:

- $T_X = 0.545$ s $\longrightarrow$ $F_{tx} = 0$
- $T_Y = 0.588$ s $\longrightarrow$ $F_{ty} = 0$

Donc on a:

$$F_{ix} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right) \times V_x = \alpha_x \times V_x \quad ; \qquad F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right) \times V_y = \alpha_y \times V_y$$

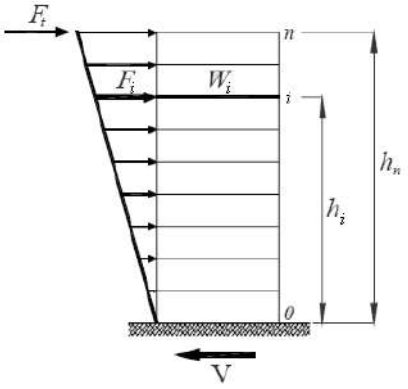


Figure IV.3 : *Distribution des forces sismiques*

Tableau IV.7 : *Forces sismiques selon la hauteur*

Niveau (m)	$W_i(kN)$	$W_i h_i(kNm)$	$\alpha_x = \alpha_y$	$V_x - F_{tx}(kN)$	$F_{ix}(kN)$	$V_y - F_{ty}(kN)$	$F_{iy}(kN)$
29.92	7510.48	224713.56	0.17	10177.72	1749.72	10042.88	1726.54
26.69	8316.58	221969.52	0.17	10177.72	1728.36	10042.88	1705.46
23.46	8895.72	208693.59	0.16	10177.72	1624.99	10042.88	1603.46
20.23	8779.13	177601.80	0.14	10177.72	1382.89	10042.88	1364.57
17	8876.3	150897.10	0.12	10177.72	1174.95	10042.88	1159.39
13.77	9019.56	124199.34	0.10	10177.72	967.07	10042.88	954.26
10.54	9218.28	97160.67	0.07	10177.72	756.54	10042.88	746.52
7.31	9395.78	68683.15	0.05	10177.72	534.80	10042.88	527.71
3.74	8873.13	33185.51	0.03	10177.72	258.40	10042.88	254.97
SOMME		1307104.24					

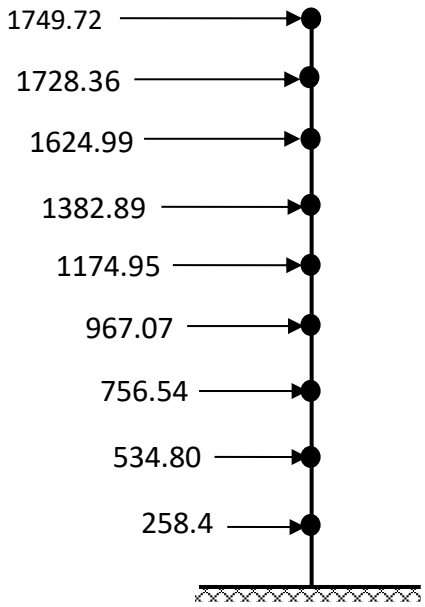


Figure IV.4 : *Concentration des forces sismiques aux étages suivant X*

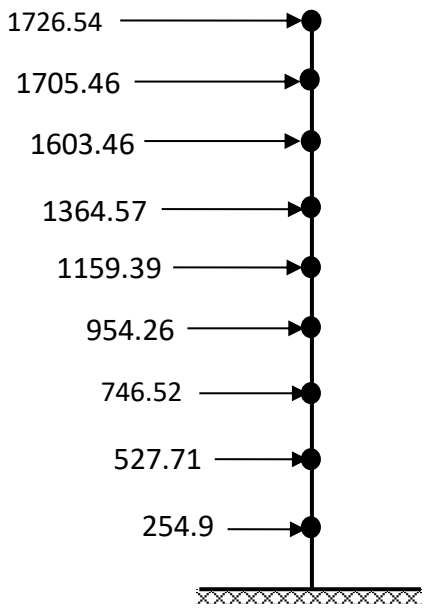


Figure IV.5 : *Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y*

4.3.4.2. Moment stabilisant

Tableau IV.8 : *calcul du moment stabilisant*

Niveau (m)	$Masse(kN)$	$X_G(kNm)$	$Y_G(kNm)$	$M \times X_G$	$M \times Y_G$
29.92	7510.48	18.44	16.06	138493.25	120618.31
26.69	8316.58	20.29	15.64	168743.41	130071.31
23.46	8895.72	20.65	15.82	183696.62	140730.29
20.23	8779.13	20.4	15.82	179094.25	138885.84
17	8876.3	20.4	15.75	181076.52	139801.73
13.77	9019.56	20.42	15.75	184179.42	142058.07
10.54	9218.28	20.39	15.74	187960.73	145095.73
7.31	9395.78	20.27	15.76	190452.46	148077.49
3.74	8873.13	19.88	16.76	176397.82	148713.66
0	12485.49	18.89	15.5	235850.91	193525.10
-3.23	16053.66	19.13	15.59	307106.52	250276.56
			SOMME	2133051.90	1697854.08

4.3.4.3. Moment de renversement

Tableau IV.9 : *calcul du moment de renversement*

Niveau (m)	h_i	V_x	V_y	$V_x \times h$	$V_y \times h$	M_{rx}	M_{ry}
3.74	3.74	1749.72	1726.54	6543.9528	6457.2596	6543.95	6457.25
7.31	3.57	3478.08	3432.00	12416.7456	12252.24	18960.69	18709.49
10.54	3.23	5103.07	5035.46	16482.9161	16264.5358	35443.61	34974.03
13.77	3.23	6485.96	6400.03	20949.6508	20672.0969	56393.26	55646.13
17	3.23	7660.91	7559.41	24744.7393	24416.8943	81138.00	80063.02
20.23	3.23	8627.98	8513.68	27868.3754	27499.1864	109006.38	107562.21

23.46	3.23	9384.52	9260.19	30311.9996	29910.4137	139318.37	137472.62
26.69	3.23	9919.32	9787.90	32039.4036	31614.917	171357.78	169087.54
29.92	33.23	10177.72	10042.88	32874.0356	32438.5024	204231.81	201526.04
					∑Mr	822393.90	811498.38

Donc il faut vérifier que : $\frac{Mt}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau IV.10 : *Vérification de la stabilité vis-à-vis du renversement*

$M_{sx}\ (kN.m)$	$M_{sy}\ (kN.m)$	$M_{r\,x}\ (kN.m)$	$M_{r\,y}\ (kN.m)$	M_{sx}/M_{rx}	M_{sy}/M_{ry}	$\frac{Mt}{M_0} \geq 1{,}5$
2133051.90	1697854.08	822393.90	811498.38	**10.44**	**8.42**	**CV**

Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables vis-à-vis le renversement.

4.3.5. Vérification des déplacements [1]

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{ek}$$

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon **RPA99v2003** le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser:

$$\Delta\, k\ limite\ =\ 0.01 \times\ he$$

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV.11 : *Vérification des déplacements inter-étage sens X*

	$\delta_x(m)$	$\delta_k = \delta_x \times R$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	$0.01h_e$	Vérification
29.92	0.033	0.163	0.02	0.032	**CV**
26.69	0.029	0.143	0.02	0.032	**CV**
23.46	0.024	0.122	0.021	0.032	**CV**
20.23	0.02	0.102	0.02	0.032	**CV**
17	0.016	0.081	0.020	0.032	**CV**
13.77	0.012	0.062	0.018	0.032	**CV**
10.54	0.009	0.043	0.018	0.032	**CV**
7.31	0.005	0.027	0.016	0.035	**CV**
3.74	0.002	0.01	0.011	0.037	**CV**
0	0.00	0	0	0.032	**CV**
-3.23	0.00	0	0	0.032	**CV**

Tableau IV.12 : *Vérification des déplacements inter-étage sens Y*

	$\delta_x(m)$	$\delta_k = \delta_x \times R$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	$0.01h_e$	Vérification
29.92	0.033	0.167	0.020	0.032	**CV**
26.69	0.029	0.147	0.020	0.032	**CV**
23.46	0.025	0.127	0.020	0.032	**CV**
20.23	0.021	0.107	0.021	0.032	**CV**
17	0.017	0.086	0.020	0.032	**CV**
13.77	0.013	0.066	0.019	0.032	**CV**
10.54	0.009	0.046	0.018	0.032	**CV**
7.31	0.006	0.029	0.017	0.035	**CV**
3.74	0.002	0.012	0.012	0.037	**CV**
0	0.00	0.00	0.00	0.032	**CV**
-3.23	0.00	0.00	0.00	0.032	**CV**

4.3.6. Justification vis à vis de l'effet P-Δ [1]

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = P_k \times \Delta_k \ / \ V_k \times h_k \quad \leq 0.10$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.13 : *Vérification l'effet P-Δ sens X*

$h_k\ (m)$	$P_k(KN)$	$F_{ix}\ (KN)$	$V_{kx}(KN)$	$\Delta_{kx}\ (cm)$	h_i	θ	$\theta \leq 0.10$
3.74	7510.48	7510.48	1749.72	0.0204	3.74	0.0023	**CV**
7.31	8316.58	15827.06	3478.08	0.0202	3.57	0.0025	**CV**
10.54	8895.72	24722.78	5103.07	0.0206	3.23	0.0045	**CV**
13.77	8779.13	33501.91	6485.96	0.0197	3.23	0.0048	**CV**
17	8876.3	42378.21	7660.91	0.0204	3.23	0.0034	**CV**
20.23	9019.56	51397.77	8627.98	0.0183	3.23	0.0037	**CV**
23.46	9218.28	60616.05	9384.52	0.018	3.23	0.0040	**CV**
26.69	9395.78	18791.56	9919.32	0.0156	3.23	0.0012	**CV**
29.92	8873.13	27664.69	10177.72	0.0109	3.23	0.0017	**CV**

Tableau IV.14 : *Vérification l'effet P-Δ sens Y*

$h_k\ (m)$	$P_k(KN)$	$F_{ix}\ (KN)$	$V_{kx}(KN)$	$\Delta_{kx}\ (cm)$	h_i	θ	$\theta \leq 0.10$
3.74	7510.48	7510.48	1726.54	0.002	3.74	0.0023	**CV**
7.31	8316.58	15827.06	3432.00	0.002	3.57	0.0026	**CV**
10.54	8895.72	24722.78	5035.46	0.003	3.23	0.0046	**CV**
13.77	8779.13	33501.91	6400.03	0.003	3.23	0.0049	**CV**
17	8876.3	42378.21	7559.41	0.002	3.23	0.0035	**CV**
20.23	9019.56	51397.77	8513.68	0.002	3.23	0.0037	**CV**
23.46	9218.28	60616.05	9260.19	0.002	3.23	0.0041	**CV**
26.69	9395.78	18791.56	9787.90	0.002	3.23	0.0012	**CV**
29.92	8873.13	27664.69	10042.88	0.002	3.23	0.0017	**CV**

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifiée vis à vis de l'effet P-Δ.

4.3.7. Vérification des sollicitations normales [1]

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

- υ : effort normal réduit.
- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_c : l'air (section brute) de cette section de béton.
- F_{c28} : la résistance caractéristique de béton.

Tableau IV.15 : *vérifications des sollicitations normales*

	$N_d\ (KN)$	Poteaux	$B_c\ (mm^2)$	$f_{c28}\ (Mpa)$	υ	$\upsilon \leq 0.3$
7eme étage	379.15	30	90000	25	0.169	CV
6eme étage	619.77	30	90000	25	0.275	**CV**
5eme étage	840.5	35	122500	25	0.274	**CV**
4eme étage	1073.77	40	160000	25	0.268	**CV**
3ème étage	1343.69	45	202500	25	0.265	**CV**
2ème étage	1638.38	50	250000	25	0.262	**CV**
1er étage	1933.53	55	302500	25	0.256	**CV**
Mez	2232.24	55	302500	25	0.295	**CV**
RDC	2615.87	60	360000	25	0.291	**CV**

1er SS	2995.16	75	441786.46	25	0.271	**CV**
2ème SS	3240.25	75	441786.46	25	0.293	**CV**

Remarque

Il est nécessaire de redimensionner les sections des poteaux pour que la vérification des sollicitations normales doit être vérifiée.
Il faut noter aussi que tous les résultats de ce chapitre ont été calculés avec les nouvelles sections des poteaux.

4.3.8. Justification de l'interaction portiques–voiles

Pour la justification de l'interaction portiques–voiles, on doit vérifier que Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les sollicitations verticales totales de la structure : 198006.32 kN

Les sollicitations verticales reprises par les voiles :21520.79 kN

On a :

Donc : $\frac{198006.32}{21520.79} = 10.68\ \% < 20\ \%$ vérifiée

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Suivant X

L'effort tranchant total à la base 24042.72 kN

L'effort tranchant à la base repris par les portiques 3898.09 kN

Donc : $\frac{24042.72}{3898.09} = 26.33\ \% > 25\ \%$ vérifiée

Suivant Y

L'effort tranchant total à la base 9413.67 kN

L'effort tranchant la base repris par les portiques 2298.18 kN

Donc : $\frac{9413.67}{2298.18} = 25.47\ \% > 25\ \%$ vérifiée

Les conditions de l'interaction portiques–voiles sont vérifiées.

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

1. Introduction

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le **CBA93** et **RPA99 version 2003**.
Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ❖ les combinaisons données par les règles du **CBA 93** :
  - ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q
  - ✓ E.L.S : G + Q

- ❖ les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003 Art [5.2]**
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

- ➢ G : charges permanentes.
- ➢ Q : charges d'exploitations.
- ➢ E : charges sismiques.

2. Ferraillage des poutres

2.1. Introduction

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.
On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau V.1 : *Les données de calcul*

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1$
$\sigma_b = 25$ MPa	FeE 400	$\sigma_b = 25$ MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b} = 14.2$ MPa	$\sigma_s = 348$ MPa	$\overline{\sigma_b} = 18.5$ MPa	$\sigma_s = 400$ MPa

2.2. Recommandation du RPA99

2.2.1. Armatures longitudinales Art [7.5.2.1]

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

  - 4% en Zone courante.

- 6% en Zone nodale.

✓ Les poutres supportant des faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50 ϕ en Zone III.

✓ A Travée et appui ≥ A_{min} CBA et Amin RPA

✓ A Travée et appui ≤ A_{max} RPA

2.2.2. Armatures transversales Art [7.5.2.2]

✓ La quantité d'armatures transversales est donnée par : A_t = 0,003. St .b

- b : largeur de la poutre.
- St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

$$\begin{cases} St \leq {}^{h}/_{2} & Zone\ courante \\ St \leq Min\left({}^{h}/_{4}; 12\text{ø}l\right) & Zone\ nodale \end{cases}$$

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

2.3. Le ferraillage

2.3.1. A l'ELU

Tableau V.2 : *Ferraillage longitudinal des poutres principales*

	Niveau	position	$M_u(kNm)$	combinaison	A' (cm²)	A_{calcul} (cm²)	$A_{choisies}$ (cm²)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	74.28	1.35G+1.5Q	0	6.1	**5HA14=7.7**
		Appui	131.47	1.35G+1.5Q	0	11.6	**1HA14+5HA16= 11.59**
	Etages	Travée	73.31	1.35G+1.5Q	0	6	**5HA14= 7.7**
		Appui	137.22	G+Q+EX	0	10.1	**3HA14+3HA16= 10.65**
	Mez	Travée	79.73	1.35G+1.5Q	0	6.6	**5HA14=7.7**
		Appui	109.17	1.35G+1.5Q	0	9.3	**3HA14+3HA16= 10.65**
	RDC	Travée	86.46	1.35G+1.5Q	0	7.2	**5HA14=7.7**
		Appui	119.42	1.35G+1.5Q	0	10.3	**3HA14+3HA16= 10.65**

	1 SS	Travée	69.62	1.35G+1.5Q	0	5.7	**5HA14=7.74**
		Appui	89.37	1.35G+1.5Q	0	7.5	**5HA14=7.7**
Rive	Terrasse	Travée	36.7	1.35G+1.5Q	0	2.9	**3HA12=3.39**
		Appui	62.29	G+Q+EY	0	4.3	**3HA14=4.62**
	Etages	Travée	45.57	1.35G+1.5Q	0	3.6	**3HA12=3.39**
		Appui	67.97	1.35G+1.5Q	0	5.5	**5HA12=5.65**
	Mez	Travée	42.15	1.35G+1.5Q	0	3.4	**3HA12=3.39**
		Appui	64.59	G+Q+EY	0	4.5	**3HA14=4.62**
	RDC	Travée	78.4	1.35G+1.5Q	0	6.5	**5HA14= 7.7**
		Appui	116.24	1.35G+1.5Q	0	10	**3HA14+3HA16= 10.65**
	1 SS	Travée	37.76	1.35G+1.5Q	0	3	**3HA12=3.39**
		Appui	51.49	1.35G+1.5Q	0	4.1	**4HA12=4.52**

Tableau V.3 : *Ferraillage longitudinal des poutres secondaires*

	Niveau	position	M_u (kN. m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	26.99	G+Q+EX	0	1.8	**3HA12=3.39**
		Appui	50.93	G+Q+EX	0	3.5	**3HA14=4.62**
	Etages	Travée	39.86	G+Q+EX	0	2.7	**3HA12=3.39**
		Appui	51.58	G+Q+EX	0	3.6	**3HA14=4.62**
	Mez	Travée	33.33	G+Q+EY	0	2.3	**3HA12=3.39**
		Appui	56.71	G+Q+EY	0	3.9	**3HA14=4.62**
	RDC	Travée	19.11	G+Q+EY	0	1.3	**3HA12=3.39**
		Appui	35.04	G+Q+EY	0	2.4	**3HA12=3.39**

	1 SS	Travée	27.51	G+Q+EY	0	1.9	**3HA12=3.39**
		Appui	36.66	G+Q+EY	0	2.5	**3HA12=3.39**
Rive	Terrasse	Travée	10	G+Q+EX	0	1.2	**3HA12=3.39**
		Appui	20.85	G+Q+EY	0	1.4	**3HA12=3.39**
	Etages	Travée	10.73	G+Q+EX	0	1.2	**3HA12=3.39**
		Appui	31.93	G+Q+EY	0	2.2	**3HA12=3.39**
	Mez	Travée	3.85	G+Q+EX	0	1.2	**3HA12=3.39**
		Appui	26.97	G+Q+EY	0	1.8	**3HA12=3.39**
	RDC	Travée	3.13	G+Q+EX	0	1.2	**3HA12=3.39**
		Appui	4.6	G+Q+EX	0	1.2	**3HA12=3.39**
	1 SS	Travée	3.05	G+Q+EX	0	1.2	**3HA12=3.39**
		Appui	4.16	G+Q+EY	0	1.2	**3HA12=3.39**

2.3.2. Les vérification

2.3.2.1. Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93

Tableau V.4 : *Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales*

	Niveau	position	M_{ser} (kN. m)	$A_{adopter}$ (cm²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	53.91	**7.7**	8.7	262.4	**CV**	**CV**
		Appui	94.67	**11.59**	12	233	**CV**	**CV**
	Etages	Travée	52.91	**7.7**	8.5	257.5	**CV**	**CV**
		Appui	94	**10.65**	12.6	272.6	**CV**	**CV**
	Mez	Travée	57.29	**7.7**	8.5	225.6	**CV**	**CV**
		Appui	78.46	**10.65**	10.5	227.5	**CV**	**CV**

	RDC	Travée	62.11	**7.7**	9.3	244.6	**CV**	**CV**
		Appui	85.88	**10.65**	11.5	249	**CV**	**CV**
	1 SS	Travée	50.52	**6.16**	8.1	245.9	**CV**	**CV**
		Appui	64.84	**7.7**	9.7	255.4	**CV**	**CV**
Rive	Terrasse	Travée	26.69	**3.39**	5.3	229.8	**CV**	**CV**
		Appui	42.84	**4.62**	7.6	274.2	**CV**	**CV**
	Etages	Travée	33.08	**3.39**	6.6	284.8	**CV**	**CV**
		Appui	48.46	**5.65**	8	256	**CV**	**CV**
	Mez	Travée	30.35	**3.39**	6.1	261.3	**CV**	**CV**
		Appui	42.27	**4.62**	7.5	270.6	**CV**	**CV**
	RDC	Travée	57.04	**7.7**	8.5	224.6	**CV**	**CV**
		Appui	85.15	**10.65**	11.4	246.9	**CV**	**CV**
	1 SS	Travée	27.03	**3.39**	5.4	232.7	**CV**	**CV**
		Appui	37.42	**4.52**	6.4	244.6	**CV**	**CV**

Tableau V.5 : *Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires*

	Niveau	position	M_{ser} (KN. m)	$A_{adopter}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	16.79	**3.39**	2	24.1	**CV**	**CV**
		Appui	33.18	**4.52**	6	206.9	**CV**	**CV**
	Etages	Travée	19.87	**3.39**	4	171.1	**CV**	**CV**
		Appui	27.92	**4.52**	5	182.5	**CV**	**CV**
	Mez	Travée	18.08	**3.39**	3.6	155.7	**CV**	**CV**
		Appui	23.09	**4.52**	4.2	150.9	**CV**	**CV**

	RDC	Travée	17.24	**3.39**	3.5	148.4	**CV**	**CV**
		Appui	24.41	**3.39**	4.9	209.6	**CV**	**CV**
	1 SS	Travée	27.22	**3.39**	5.4	233.7	**CV**	**CV**
		Appui	36.35	**3.39**	7.3	201.6	**CV**	**CV**
Rive	Terrasse	Travée	4.54	**3.39**	0.5	6.5	**CV**	**CV**
		Appui	17	**3.39**	3.4	145.9	**CV**	**CV**
	Etages	Travée	3.59	**3.39**	0.4	5.1	**CV**	**CV**
		Appui	5.58	**3.39**	0.7	8	**CV**	**CV**
	Mez	Travée	3.22	**3.39**	0.4	4.6	**CV**	**CV**
		Appui	5.41	**3.39**	0.6	7.8	**CV**	**CV**
	RDC	Travée	3	**3.39**	0.4	4.3	**CV**	**CV**
		Appui	4.16	**3.39**	0.5	6	**CV**	**CV**
	1 SS	Travée	2.98	**3.39**	0.4	4.3	**CV**	**CV**
		Appui	4.07	**3.39**	0.5	5.8	**CV**	**CV**

2.3.2.2. Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93

Tableau V.6 : *Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA*

	Niveau	position	$A_{choisis}$ (cm²)	A_{min} CBA =1.2 cm²	A_{min} RPA =6 cm²	A_{max} T RPA =48 cm²	A_{max} A RPA =72 cm²	Correction
Intermédiaire	Terrasse	Travée	7.7	CV	CV	CV	CV	**5HA14= 7.7**
		Appui	11.59	CV	CV	CV	CV	**1HA14+5HA16 = 11.59**
	Etages	Travée	7.7	CV	CV	CV	CV	**5HA14= 7.7**
		Appui	10.65	CV	CV	CV	CV	**3HA14+3HA16 10.65**

	Mez	Travée	7.7	CV	CV	CV	CV	**5HA14=7.7**
		Appui	10.65	CV	CV	CV	CV	**3HA14+3HA16**
	RDC	Travée	7.7	CV	CV	CV	CV	**5HA14**
		Appui	10.65	CV	CV	CV	CV	**3HA14+3HA16**
	1 SS	Travée	6.16	CV	CV	CV	CV	**4HA14**
		Appui	7.7	CV	CV	CV	CV	**5HA14**
Rive	Terrasse	Travée	3.39	CV	CV	CV	CV	**3HA12**
		Appui	4.62	CV	CV	CV	CV	**3HA14**
	Etages	Travée	3.39	CV	CV	CV	CV	**3HA12**
		Appui	5.65	CV	CV	CV	CV	**5HA12**
	Mez	Travée	3.39	CV	CV	CV	CV	**3HA12**
		Appui	4.62	CV	CV	CV	CV	**3HA14**
	RDC	Travée	7.7	CV	CV	CV	CV	**5HA14**
		Appui	10.65	CV	CV	CV	CV	**3HA14+3HA16**
	1 SS	Travée	3.39	CV	CV	CV	CV	**3HA12**
		Appui	4.52	CV	CV	CV	CV	**4HA12**

Tableau V.7 : *Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA*

	Niveau	position	$A_{choisis}$ (cm²)	A_{min} CBA =1.2 cm²	A_{min} RPA =6 cm²	A_{max} T RPA =48 cm²	A_{max} A RPA =72 cm²	Correction
Intermédiaire	Terrasse	Travée	**3.39**	CV	CV	CV	CV	**3HA12**
		Appui	**4.52**	CV	CV	CV	CV	**4HA12**
	Etages	Travée	**3.39**	CV	CV	CV	CV	**3HA12**
		Appui	**4.52**	CV	CV	CV	CV	**4HA12**

	Mez	Travée	**3.39**	CV	CV	CV	CV	**3HA12**
		Appui	**4.52**	CV	CV	CV	CV	**4HA12**
	RDC	Travée	**3.39**	CV	CV	CV	CV	**3HA12**
		Appui	**3.39**	CV	CV	CV	CV	**3HA12**
	1 SS	Travée	**3.39**	CV	CV	CV	CV	**3HA12**
		Appui	**3.39**	CV	CV	CV	CV	**3HA12**
Rive	Terrasse	Travée	**3.39**	CV	CV	CV	CV	**3HA12**
		Appui	**3.39**	CV	CV	CV	CV	**3HA12**
	Etages	Travée	**3.39**	CV	CV	CV	CV	**3HA12**
		Appui	**3.39**	CV	CV	CV	CV	**3HA12**
	Mez	Travée	**3.39**	CV	CV	CV	CV	**3HA12**
		Appui	**3.39**	CV	CV	CV	CV	**3HA12**
	RDC	Travée	**3.39**	CV	CV	CV	CV	**3HA12**
		Appui	**3.39**	CV	CV	CV	CV	**3HA12**
	1 SS	Travée	**3.39**	CV	CV	CV	CV	**3HA12**
		Appui	**3.39**	CV	CV	CV	CV	**3HA12**

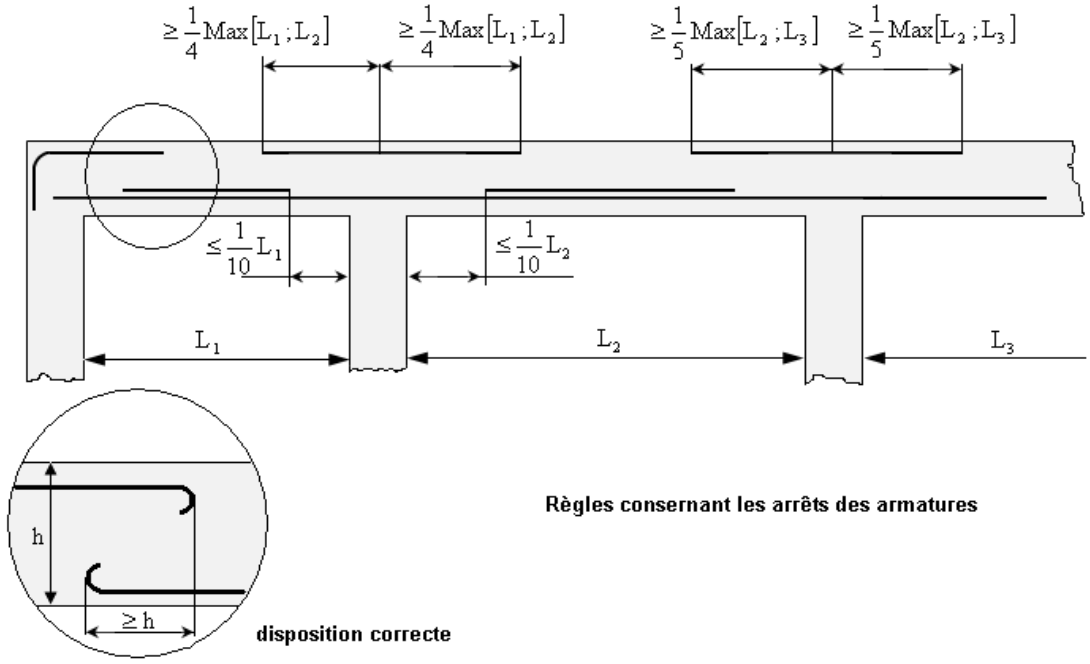


Figure V.1 : *Disposition des armatures pour les poutres*

2.3.2.3. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants [2]

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

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

Tableau V.8: *Calcul de* $\bar{\tau}_u$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	les fissurations est préjudiciable	les fissurations est peu nuisibles
$\bar{\tau}_u$	$Min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right]$	$Min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u = 2.5$ MPa	$\bar{\tau}_u = 3.34$ MPa
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3.26$ MPa	$\bar{\tau}_u = 4.34$ MPa

Tableau V.9 : *Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales*

	Niveau	Vu (kN)	combinaison	τ_u(MPa)	$\bar{\tau}_u$(MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	122.85	G+Q+EX	1.09	4.34	**C.V**
	Etages	131.22	G+Q+EX	1.16	4.34	**C.V**
	Mezzanine	119.76	G+Q+EX	1.06	4.34	**C.V**
	RDC	121.1	G+Q+EX	1.07	4.34	**C.V**
	1er S-S	102.24	G+Q+EX	0.9	4.34	**C.V**
Rive	Terrasse	54.28	G+Q+EX	0.48	3.26	**C.V**
	Etages	71.41	G+Q+EX	0.63	3.26	**C.V**
	Mezzanine	61.5	G+Q+EX	0.54	3.26	**C.V**
	RDC	60.09	G+Q+EX	0.53	3.26	**C.V**
	1er S-S	58.16	G+Q+EX	0.51	3.26	**C.V**

Tableau V.10 : *Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires*

	Niveau	Vu (kN)	combinaison	τ_u(MPa)	$\bar{\tau}_u$(MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	32.55	G+Q+EY	0.28	4.34	**C.V**
	Etages	172.06	G+Q+EY	1.53	4.34	**C.V**
	Mezzanine	115.5	G+Q+EY	1.02	4.34	**C.V**
	RDC	103.23	G+Q+EY	0.91	4.34	**C.V**
	1er S-S	49.59	G+Q+EY	0.44	4.34	**C.V**
Rive	Terrasse	40.98	G+Q+EY	0.36	3.26	**C.V**
	Etages	65.68	G+Q+EY	0.58	3.26	**C.V**
	Mezzanine	47.89	G+Q+EY	0.42	3.26	**C.V**

	RDC	37.25	G+Q+EY	0.33	3.26	**C.V**
	1er S-S	32.33	G+Q+EY	0.28	3.26	**C.V**

2.3.2.4. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

D'après **CBA 93** :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : *Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement*

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\,adopte}$ (cm)		
Section	τ_u (MPa)	$S_t(cm)$	$A_t\ cm^2$	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t $(cm)^2$	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t *choisie* (cm²)
PP 30x40	1.09	33.75	2.01	10	20	1.8	10	20	**4Ø8**
PS 30x40	1.53	33.75	2.01	10	20	1.8	10	20	**4Ø8**

2.3.2.5. Vérification de la flèche [2]

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

$Mt = K \times M_0$

K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.85

Tableau V.12 : *Vérification de la flèche des poutres*

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.085	0.062	C.V	0.085	0.084	C.V	0. 01	0.0105	C.V
PS	0.085	0.062	C.V	0.085	0.084	C.V	0.004	0.0105	C.V

Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

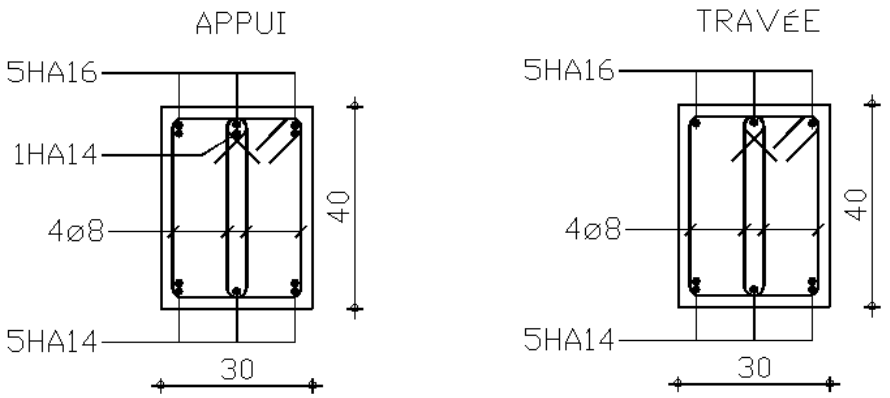


Figure V.2 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires et rives de la terrasse

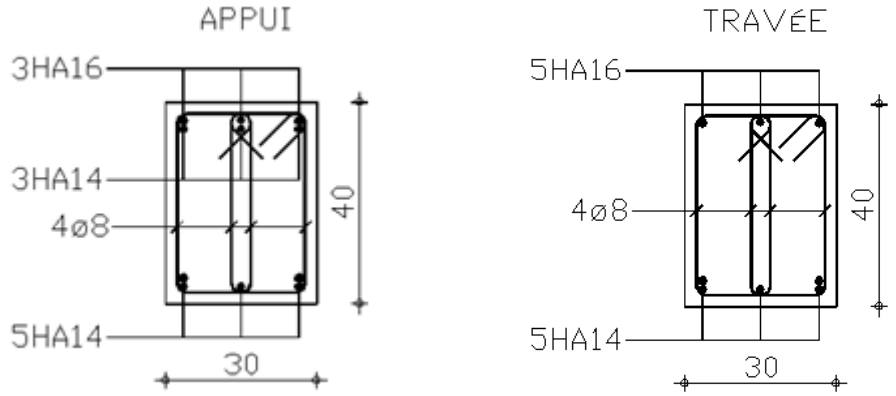


Figure V.3: Ferraillages des poutres principales intermédiaires et rives des étages

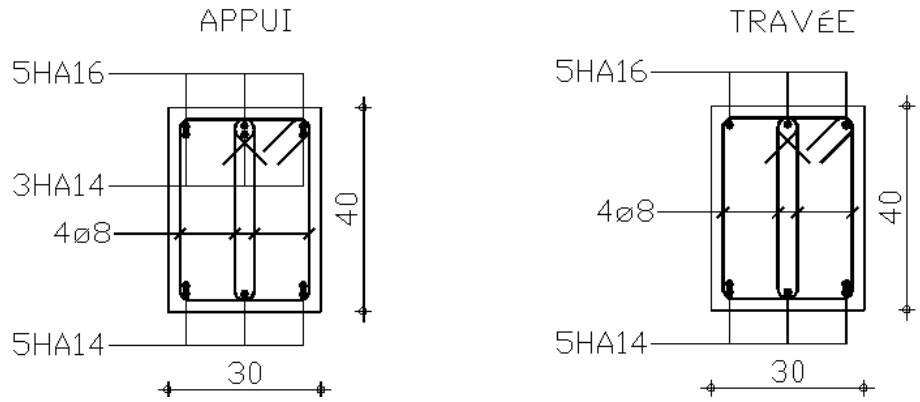


Figure V.4: Ferraillages des poutres principales intermédiaires et rives de RDC & Mezzanine

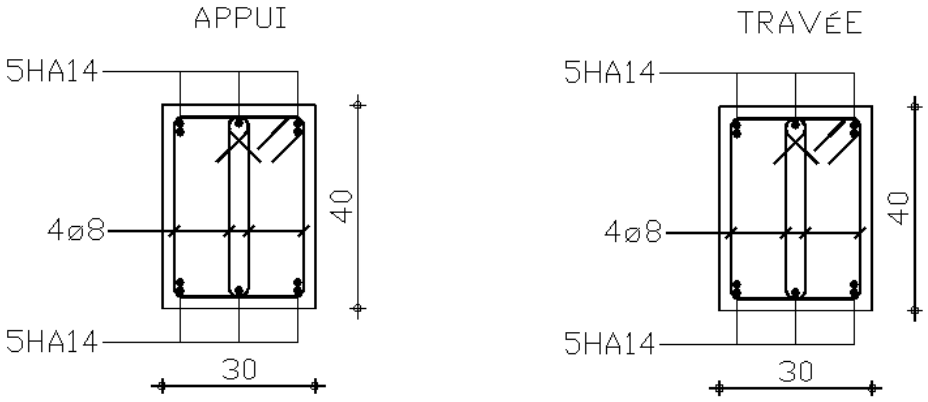


Figure V.5: Ferraillages des poutres principales intermédiaires et rives de 1er sous-sol

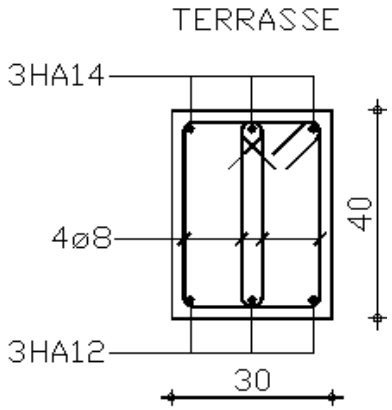


Figure V.6: Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires et rives de la terrasse (appui & travée)

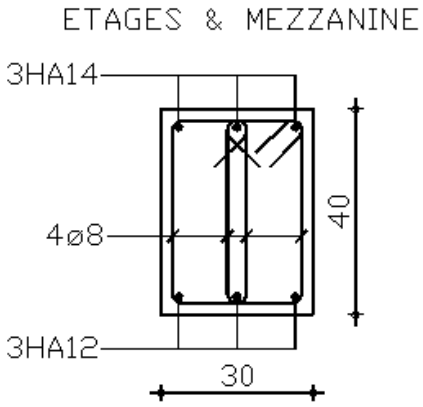


Figure V.7: Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires et rives des étages & Mezzanine (appui & travée)

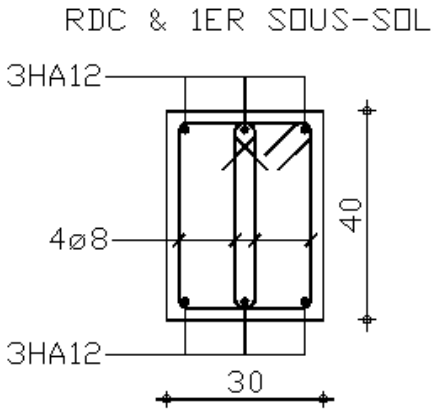


Figure V.8: Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires et rives de RDC & 1er sous-sol (appui & travée)

3. Ferraillage des poteaux

3.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

3.2. Détermination des armatures longitudinales

3.2.1. Recommandations des règlements

❖ **Selon le CBA**

$$A_t = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ par\ métre \text{ de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_t}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 [Art 7.4.2.1]**

La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

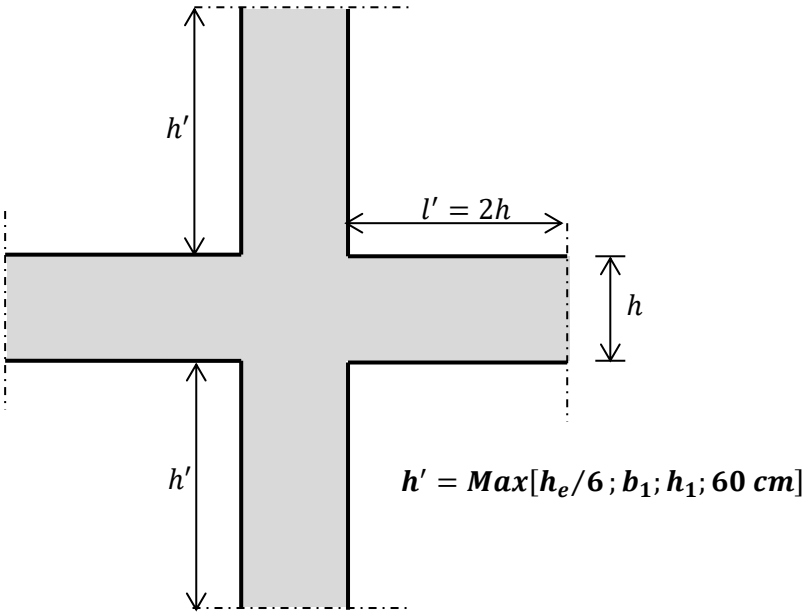


Figure V.9: *Définition de la zone nodale dans les poteaux*

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par:
  $0.9\% \leq A \leq 4\%$: En zone courante.
  $0.9\% \leq A \leq 6\%$: En zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessus.

h_e : La hauteur d'étage.

3.2.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage

Les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003 Art [5.2]**

- ✓ G +Q ± E
- ✓ 0,8G ± E

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- ❖ M_{max} et son N_{corr}
- ❖ N_{max} et son M_{corr}
- ❖ N_{min} et son M_{corr}

3.2.3. Détermination des armatures à l'ELU de résistance

Tableau V.13 : *les sollicitations (M.N) des poteaux intermédiaires.*

	N_{max} & M_{corr}				N_{min} & M_{corr}				M_{max} & N_{corr}			
N	N (kN)	M (kNm)	section	A_s	N (kN)	M (kNm)	section	A_s	M (kNm)	N (kN)	sec	A_s
7	521.03	34.13	SEC	**0**	-5.09	11.87	SPC	**1.34**	77.91	151.01	SPC	**8.18**
6	852.39	8.96	SEC	**0**	21.09	43.97	SPC	**7.4**	74.42	430.26	SPC	**6.11**
5	1155.64	15.11	SEC	**0**	25.77	16.47	SPC	**1.1**	126.7	621.75	SPC	**10.14**
4	1476.91	12.8	SEC	**0**	26.24	22.21	SPC	**1.34**	170.75	799.7	SPC	**9.99**
3	1841.32	53.21	SEC	**0**	16.98	24.33	SPC	**1.41**	172.34	179.71	SPC	**10.55**
2	2244	67.16	SEC	**0**	107.56	35.62	SPC	**0.6**	249.4	125.54	SPC	**15.05**
1	2647.28	62.15	SEC	**0**	12.98	99.78	SPC	**5.42**	255.82	30.28	SPC	**14.6**
Mez	3055.68	87.64	SEC	**0**	81.56	152.85	SPC	**6.72**	221.74	133.93	SPC	**9.76**
RDC	3584.95	99.76	SEC	**0**	86.29	209.83	SPC	**9.74**	195.76	1353.06	SEC	**0**
1er S	4108.61	52.03	SEC	**0**	234.02	19.98	SEC	**0**	147.8	1214.38	SEC	**0**
2ème S	4450.15	5.74	SEC	**0**	397.74	4.78	SEC	**0**	43.07	923.9	SEC	**0**

Tableau V.14 : *les sollicitations (M.N) des poteaux de rive.*

	N_{max} & M_{corr}				N_{min} & M_{corr}				M_{max} & N_{corr}			
N	N (kN)	M (kNm)	section	A_s	N (kN)	M (kNm)	section	A_s	M (kNm)	N (kN)	sec	A_s
7	246.3	-17.87	SEC	**0**	7.24	13	SPC	**1.28**	69.88	256.61	SPC	**4.34**
6	403.66	23.73	SEC	**0**	4.63	17.12	SPC	**1.77**	73.62	56.34	SPC	**8.33**
5	707.56	-13.45	SEC	**0**	11.89	3.81	SPC	**0.16**	106.03	176.56	SPC	**8.78**
4	1021.85	-15.74	SEC	**0**	9.2	7.41	SPC	**0.43**	149.09	311.35	SPC	**9.53**
3	1329.46	-22.48	SEC	**0**	19.74 Tr	8.18	SPC	**0.85**	150.62	449.89	SPC	**5.61**
2	1648.22	-20.01	SEC	**0**	58.31 Tr	23.59	SPC	**2.31**	193.95	596.16	SPC	**5.43**
1	1971.44	19.85	SEC	**0**	76.66	41.35	SPC	**1.41**	171.56	790.03	SEC	**0**
Mez	2294.61	-7.83	SEC	**0**	107.91	89.65	SPC	**3**	368.84	599.61	SPC	**12.74**
RDC	-2522.77	23.22	SEC	**0**	100.95	100.56	SPC	**3.67**	281.64	308.66	SPC	**10.88**
1er S	2518.54	40.56	SEC	**0**	17.19	4.55	SEC	**0**	131.82	101.64	SPC	**8.81**
2ème S	2930.85	-60.58	SEC	**0**	63.26	0.99	SEC	**0**	61.65	231.78	SEC	**0**

Tableau V.15 : *Choix des barres des poteaux centraux & de rive*

			A_{max} RPA		
Poteaux	A_{min} CBA	A_{min} RPA	Nodale	Courante	$A_{choisis}$
30	0.9	8.1	54	36	**8HA12** =9.05
35	1.225	11.025	73.5	49	**8HA14**=12.32
40	1.6	14.4	96	64	**6HA16+2HA14=**15.14
45	2.025	18.225	161.5	81	**12HA16**=24.13
50	2.5	22.5	150	100	**12HA16**=24.13
55	3.025	27.22	181.5	121	**4HA20+8HA16**=28.65
60	3.6	32.4	216	144	**12HA20=**37.70
75	4.415	39.74	264.93	176.71	**13HA20**=40.84

3.2.4. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations M_{ser}, N_{ser}

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissibles :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.\nu_1}{I'_G} \quad ; \quad \sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.(\nu_1 - c')}{I'_G}\right]$$

❖ Section partiellement comprimée :

$\sigma_b = \text{k}.y_1$, $\sigma_s = 15\ \text{k}.(d - y_1)$

Tableau V.16 : *Vérification des armatures à ELS des poteaux intermédiaires*

Section	$M_{ser}(kNm)$	$N_{ser}(kN)$	$A(cm^2)$	section	Fissuration	σ_b(MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
30x30	25.39	621.58	9.05	SEC	Non préjudiciable	10.3	CV
35x35	18.24	843.04	12.32	SEC	Non préjudiciable	7.9	CV
40x40	20.53	1077.07	15.14	SEC	Non préjudiciable	7.3	CV
45x45	39.09	1343.52	18.74	SEC	Non préjudiciable	7.4	CV
50x50	49.43	1638.22	24.13	SEC	Non préjudiciable	7.5	CV
55x55	45.85	1933.38	28.65	SEC	Non préjudiciable	6.8	CV
D=75	37.62	3240.13	40.84	SEC	Non préjudiciable	7.2	CV

Tableau V.17 : *Vérification des armatures à ELS des poteaux de rive*

Section	$M_{ser}(kNm)$	$N_{ser}(kN)$	$A(cm^2)$	section	Fiss	σ_b(MPa)	σ_s(MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
30x30	16.93	292.99	9.05	SEC	préj	5.7	0	CV	CV
35x35	26.41	513.29	12.32	SEC	préj	6.4	0	CV	CV
40x40	34.35	741.07	15.14	SEC	préj	6.5	0	CV	CV
45x45	32.92	963.93	24.13	SEC	préj	5.6	0	CV	CV
50x50	42.81	1197.03	24.13	SEC	préj	5.7	0	CV	CV
55x55	74.72	1433.4	28.65	SEC	préj	6.1	0	CV	CV
60x60	43.98	2130.37	37.7	SEC	préj	6	0	CV	CV

3.3. Détermination des armatures transversales

Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u par CBA93

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

❖ Selon le CBA93 :

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,\text{MPa}\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation accidentalle}\end{cases}$$

- Selon le RPA99 version 2003 : [Art 7.4.3.2]

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d\, f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda g \geq 5\\ 0{,}04 & \text{si } \lambda g < 5\end{cases}$$

Avec :

λ: c'est l'élancement géométrique d'un poteau égale à :$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

3.3.1. Vérification des contraintes tangentielles

Tableau V.18 : *Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux*

étages	section	$V_u(kN)$	Combinaison	$\tau_u(MPa)$	λ_g	ρ_d	$[\tau_u]RPA$ (MPa)	$[\tau_u]CBA$ (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
7	30x30	44.39	G+Q+EX	0.53	26.10	0.075	1.875	4.34	**CV**
6	30x30	43.01	0.8G+EY	0.52	26.10	0.075	1.875	4.34	**CV**
5	35x35	63.41	G+Q+EX	0.55	22.37	0.075	1.875	4.34	**CV**
4	40x40	101.93	G+Q+EY	0.68	19.58	0.075	1.875	4.34	**CV**
3	45x45	104.42	G+Q+EY	0.54	17.40	0.075	1.875	4.34	**CV**
2	50x50	144.25	G+Q+EY	0.6	15.66	0.075	1.875	4.34	**CV**
1	50x50	118	G+Q+EX	0.4	14.24	0.075	1.875	4.34	**CV**
Mez	55x55	171.4	G+Q+EY	0.49	14.42	0.075	1.875	4.34	**CV**
RDC	55x55	108.64	G+Q+EY	0.31	15.11	0.075	1.875	4.34	**CV**
1er SS	D=75	64.14	G+Q+EX	0.12	48.23	0.075	1.875	4.34	**CV**
2ème SS	D=75	54.74	G+Q+EX	0.1	48.23	0.075	1.875	4.34	**CV**

3.3.2. Calcul des armatures transversales

❖ Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3]

- $\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$
- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.
- $\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$

Dans le cas de la flexion composée $K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$

- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]
- $\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4$ MPa

❖ Selon le RPA99 version 2003 : [Art 7.4.2.2]

$$St = \frac{h\,.fe\,.\,At}{\rho.Vu}$$

Avec:

$A_t = n_t.a_t$

ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau

$\lambda_g = \ell f / a$

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ dans le cas contraire} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

➢ Dans la zone nodale: $St \leq$ 10cm en zone III

➢ Dans la zone courante: $St \leq Min(b_1/2; h_1/2; 10\phi l)$ en zone III

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / (S_t \times b)$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

Tableau V.19 : *Les armatures transversales et leurs espacements*

étage	Section	V_u (kN)	A_t (cm^2)	λ_g	ρ	St cal RPA (cm)	Zone	St RPA	St CBA	St finale	Choix
7	30x30	44.39	2.01	7.53	2.5	21.73	courante	12	24.3	**12**	**4ø8**
							nodale	10	24.3	**10**	**4ø8**
6	30x30	43.01	2.01	7.53	2.5	22.43	courante	12	24.3	**12**	**4ø8**
							nodale	10	24.3	**10**	**4ø8**
5	35x35	63.41	2.01	6.46	2.5	17.75	courante	14	28.8	**14**	**4ø8**
							nodale	10	28.8	**10**	**4ø8**
4	40x40	101.93	2.01	5.65	2.5	12.62	courante	16	33.3	**12**	**4ø8**
							nodale	10	33.3	**10**	**4ø8**
3	45x45	104.42	2.01	5.02	2.5	13.85	courante	14	37.8	**12**	**4ø8**
							nodale	10	37.8	**10**	**4ø8**
2	50x50	144.25	3.14	4.52	3.75	11.6	courante	16	40	**10**	**4ø10**
							nodale	10	40	**10**	**4ø10**
1	50x50	118	3.14	3.97	3.75	15.61	courante	20	40	**15**	**4ø10**
							nodale	10	40	**10**	**4ø10**
M	55x55	171.4	3.14	4.16	3.75	11.72	courante	20	40	**10**	**4ø10**
							nodale	10	40	**10**	**4ø10**
RDC	55x55	108.64	3.14	4.16	3.75	18.49	courante	20	40	**15**	**4ø10**
							nodale	10	40	**10**	**4ø10**
1er SS	D=75	64.14	3.14	3.01	3.75	25	courante	20	40	**15**	**4ø10**
							nodale	10	40	**10**	**4ø10**
2ème SS	D=75	54.74	3.14	3.01	3.75	29.37	courante	20	40	**12**	**4ø10**
							nodale	10	40	**10**	**4ø10**
SS	60x60	49.23	3.14	4.36	3.75	28.56	courante	20	40	**15**	**4ø10**
							nodale	10	40	**10**	**4ø10**

3.3.3. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale [Art 7.4.2.2]

Tableau V.20 : *Vérification de la quantité d'armatures transversales*

Section	Zone	$\frac{A_t}{S_t \times b}$ (%)	$\frac{A_t}{S_t \times b} > 0.3\%$
30x30	Courante	0.55	CV
	Nodale	0.67	CV
35x35	Courante	0.41	CV
	Nodale	0.57	CV
40x40	Courante	0.55	CV
	Nodale	0.50	CV
45x45	Courante	0.37	CV
	Nodale	0.44	CV
50x50	Courante	0.62	CV
	Nodale	0.62	CV
55x55	Courante	0.38	CV
	Nodale	0.57	CV
60x60	Courante	0.34	CV
	Nodale	0.52	CV
75x75	Courante	0.34	CV
	Nodale	0.41	CV

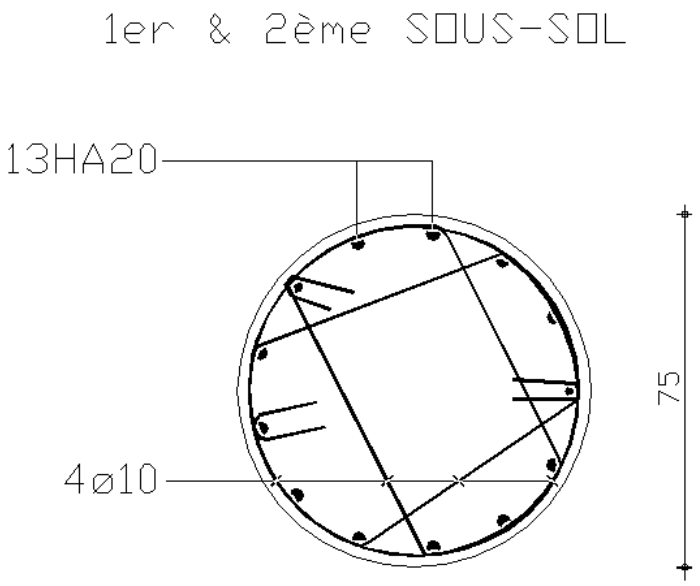


Figure V.10: Poteaux 1er 2ème sous-sol intermédiaires

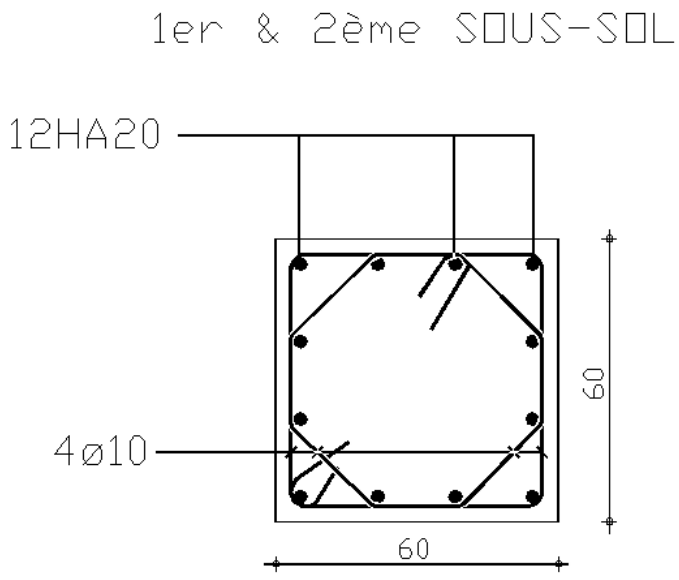


Figure V.11: Poteaux 1er 2ème sous-sol de rive

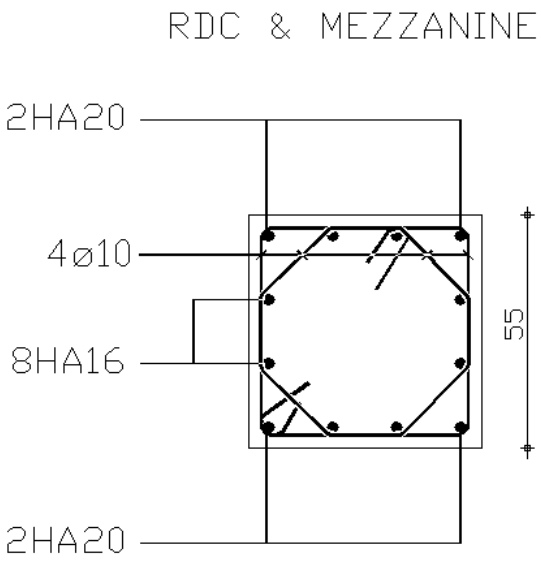


Figure V.12: Poteaux RDC & mezzanine

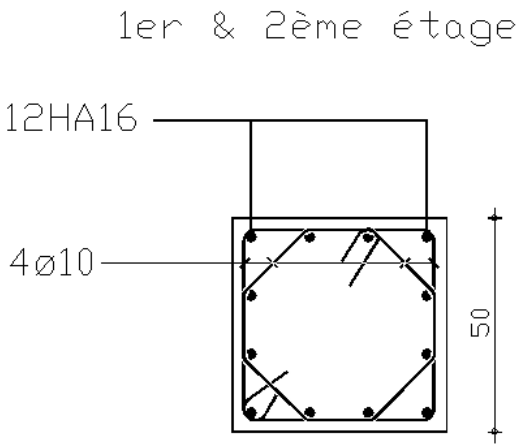


Figure V.13: Poteaux 1er & 2ème étage

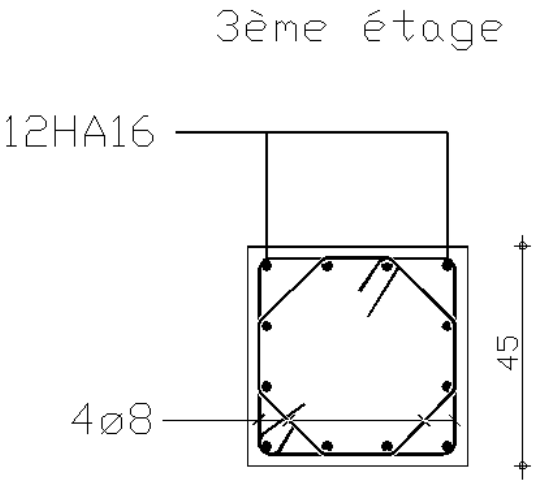


Figure V.14: Poteaux 3ème étage

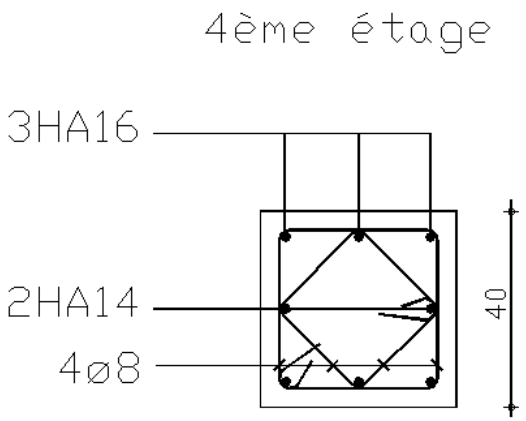


Figure V.15: Poteaux 4ème étage

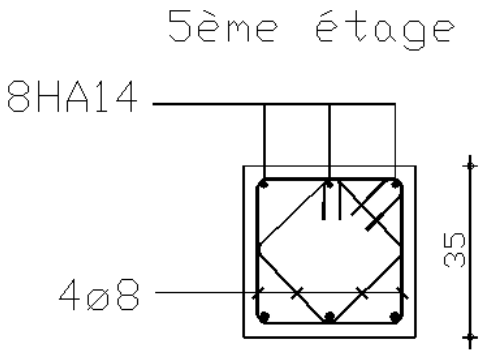


Figure V.16: Poteaux 5ème étage

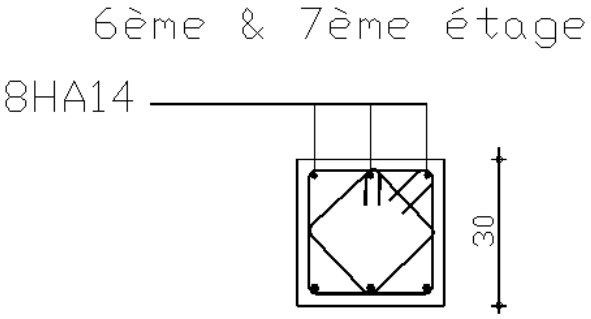


Figure V.17: Poteaux 6ème & 7ème étage

4. Ferraillage des voiles

4.1. Introduction

Dans notre projet, on a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

Combinaisons

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 Version 2003) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

$G + Q \pm E$
$0.8G \pm E$

4.2. Prescriptions imposées par RPA99 Version2003

4.2.1. Aciers verticaux [Art 7.7.4.1]

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile devra être pris en totalité par les armatures. Leurs pourcentages minimaux valent 0,2% de la section horizontal de béton tendue.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de la moitié sur 1/10 de la langueur de voile, cet espacement est au plus égale à 15 cm (le ferraillage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).

4.2.2. Aciers horizontaux [Art 7.7.4.2]

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales.

- **Règles communes [Art 7.7.4.3]**

a) Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%.
- En zone courante 0,10%.

b) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :

$s \leq \begin{cases} 30\ cm \\ 1.5\ e \end{cases}$ Avec : e : épaisseur du voile

c) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mettre carrée. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

d) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de la l'épaisseur du voile.

e) Les longueur de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

4.2.3. Armatures transversales CBA93

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carré.

4.3. Le ferraillage des voiles pleins et des trumeaux

4.3.1. Calcul du ferraillage vertical [Art 7.7.4]

Dans le calcul de ferraillage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilise la méthode des contraintes

Le calcul du ferraillage des voiles se fait pour l'épaisseur suivant : e=20cm

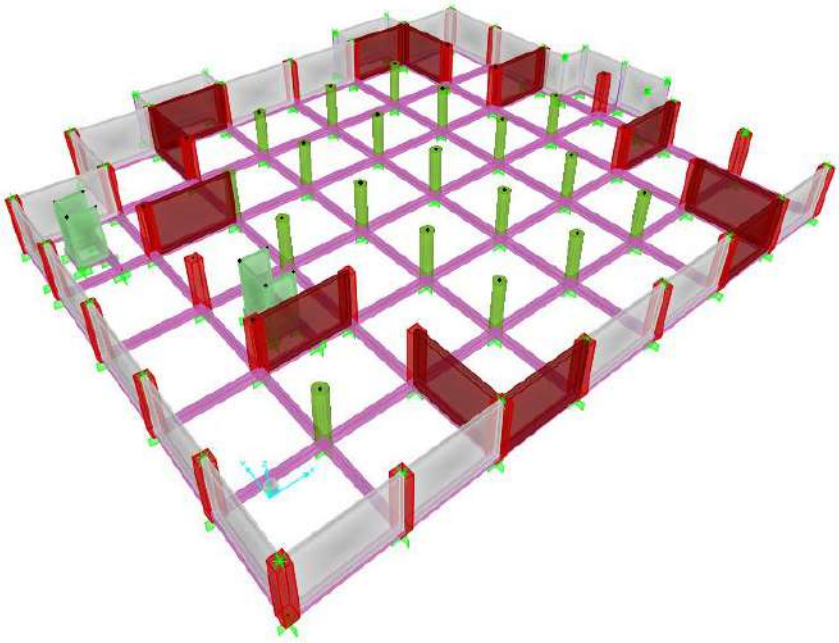


Figure V.18: *les voiles type VP 1er et 2ème sous-sol*

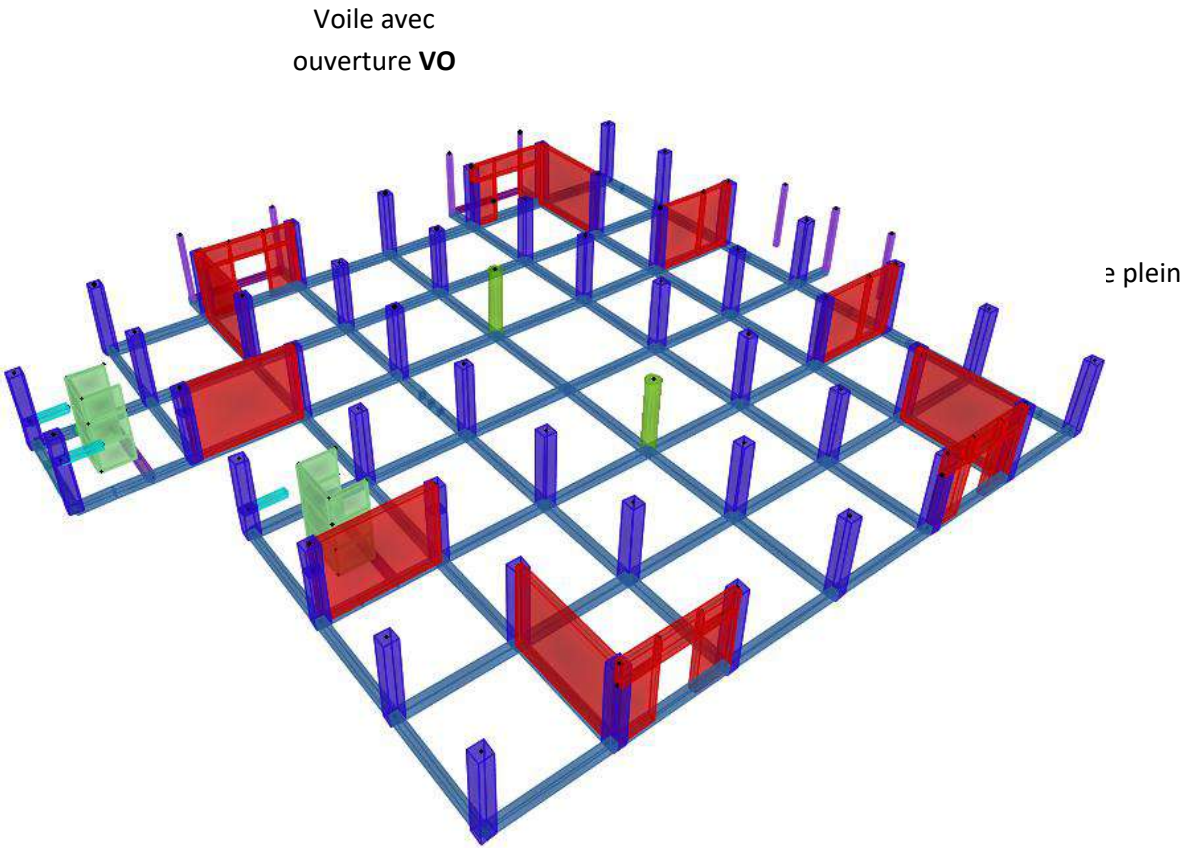


Figure V.19: *les voiles type VP & VO (de RDC au dernier niveau)*

Méthode de calcul

Dans ce chapitre nous supposerons que les sollicitations de calcul, et nous étudierons comment les armateurs peuvent être déterminées à partir de la méthode du **NAVIER** : Les éléments de réduction des forces directement appliquées aux voiles sont constituées à un niveau donnée par :

N : l'effort normal.

M : moment de flexion.

T : l'effort tranchant.

Les contraintes sont données par les formules classiques. Soit :

Ω : La section horizontale du voile.

e : son épaisseur.

$\frac{I}{v}$; $\frac{I}{v'}$ Les modules de résistance de cette section.

Les contraintes normales sur les fibres extrêmes sont :

$$\begin{cases} \sigma = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} \\ \sigma' = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v'}{I} \end{cases}$$

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

1- Section entièrement tendue (**SET**): **σ_1** et **$\sigma_2 < 0$**

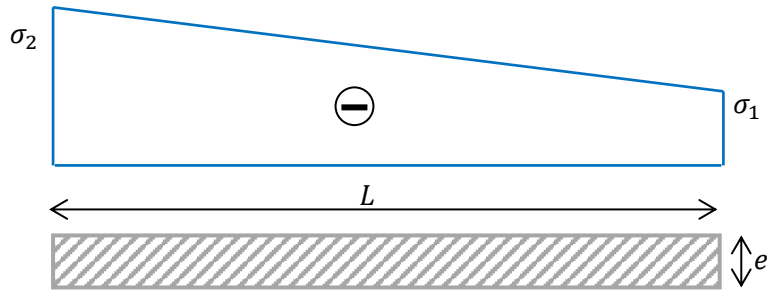


Figure V.20: *Section entièrement tendue*

$$A_S = \frac{F}{\sigma_S} \Rightarrow F = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right] \times e \times L$$

2- Section entièrement comprimée (**SEC**): **σ_1** et **$\sigma_2 > 0$**

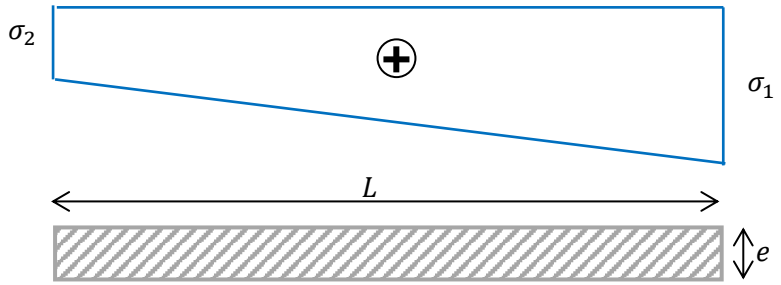


Figure V.21: *Section entièrement comprimée*

$$A_{S\min} = 0.15\% \times e \times L$$

3- Section partiellement comprimée (ou partiellement tendue) : **σ_1** et **σ_2 de signes opposées.**

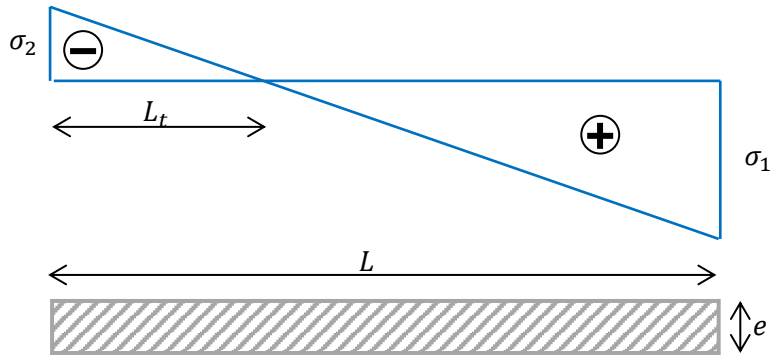


Figure V.22: *Section partiellement comprimée*

$$L_t = \left[\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}\right] \times L \Rightarrow F = \frac{\sigma_2 \times L_t \times e}{2} \Rightarrow A_S = \frac{F}{\sigma_S}$$

Tableau V.21 : *Les armatures verticales des voiles pleins*

épaisseur	20 (cm)			
Combinaison	G+Q+EY	G+Q-EY	0.8G+EY	0.8G-EY
L (m)	4.4	4.4	4.4	4.4
$\sigma_1\ (MPa)$	-11.64	6.16	-10.80	7.00
$\sigma_2\ (MPa)$	11.08	-16.98	11.97	-16.09
Nature	SPC	SPC	SPC	SPC
$L_t(m)$	2.15	1.21	2.31	1.33
F(KN)	2382.2	745.36	2765.07	931
$\sigma_s\ (MPa)$	400	400	400	400
$(A_s)(cm^2)$	29.77	9.31	34.56	11.63
$(A_{s'})\ (cm^2)$	29.77	9.31	34.56	11.63
$0.2\ {}^0/_0\ B_t$	8.6	4.84	9.24	5.32
$A_s \geq 0.2\ {}^0/_0\ B_t$	C.V	C.V	C.V	C.V
A_{min} RPA (cm^2)	13.2	13.2	13.2	13.2
S_t d'about (cm)	15	20	14	20
S_t courante (cm)	15	20	14	20
(2) armatures (cm^2)	**27HA12=** 30.54 cm^2	**22HA10=** 17.28 cm^2	**33HA12 =**37.32 cm^2	**22HA10=** 17.28 cm^2

Tableau V.22 : *Les armatures verticales des voiles aves ouverture (trumeau)*

épaisseur	20 (cm)			
Combinaison	G+Q+EY	G+Q-EY	0.8G+EY	0.8G-EY
L (m)	1	1	1	1
$\sigma_1\ (MPa)$	-1.91	-3.81	-1.05	-2.95
$\sigma_2\ (MPa)$	8.74	-14.73	9.64	-13.83
Nature	SPC	STC	SPC	STC
$L_t(m)$	0.82	STC	0.9	STC
F(KN)	716.68	-	867.6	-
$\sigma_s\ (MPa)$	400	400	400	400

(A_s)(cm²)	8.95	1.5	10.84	1.5
($A_{s'}$) (cm²)	8.95	1.5	10.84	1.5
$0.2\ ^0/_0\ B_t$	3.28	-	3.6	-
$A_s \geq 0.2\ ^0/_0\ B_t$	C.V	-	C.V	-
A_{min} RPA (cm²)	3	3	3	3
S_t d'about (cm)	10	25	10	25
S_t courante (cm)	10	25	10	25
(2) armatures (cm²)	**10HA12=** 11.31 cm²	**3HA1210=** 3.39 cm²	**10HA12** **=**11.31cm²	**3HA10=** 3.39 cm²

Vérification des voiles à l'effort tranchant [Art 7.7.4.3]

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \dfrac{1{,}4T_{cal}}{b_0 d}$

Avec :

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile d=0.9h

h : hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2fc28$ Il faut vérifier la condition suivante :

Tableau V.23 : *Vérification a l'effort tranchant des voiles*

Voile	Epaisseur (cm)	$T(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau_b \leq \bar{\tau}$
VP	20	1346.10	2.37	5	**CV**
VO	20	349.87	2.72	5	**CV**

4.3.2. Ferraillage horizontal (les voiles pleins, les trumeaux)

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Comme A_t est connue, alors :$A_t = 2.at = 2.\pi\phi_t^2/4 = 1.00cm2, \quad \phi t = 8\,mm.$

L'espacement St des aciers horizontaux : $S_t \leq \frac{0.9*A_t*\frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a(\tau_u - 0.3*f_{t28}*K)}$

- $K = 1 + 3\left(\frac{N_c}{B \times f_{c28}}\right) en\ flexion\ composée\ avec\ compression$
- $K = 1 - 10\left(\frac{N_t}{B \times f_{c28}}\right) en\ flexion\ composée\ avec\ traction$

$B = L \times a$: section total du béton

Et on doit vérifier que: $\begin{cases} S_t \leq Min[0.9d, 40\ cm] \\ S_t \leq min[1.5a, 30\ cm] \end{cases}$

Tableau V.24 : *Détermination des armatures horizontales*

Voile	Ep (cm)	N (kN)	K	St RPA99	St choisis	Ah choisis (cm^2)	Amin =0.15%B	Ah≥ Amin
VP	20	-5412.54	-1.46	30	25	2(13HA12) =14.70	13.2	**CV**
VO	20	-1164.37	-1.32	30	30	2(11HA8) =5.53	3	**CV**

4.4. Le ferraillage du linteau

4.4.1. Premier cas : $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V).
On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
- Des aciers transversaux (A_0)
- Des aciers en partie courante (acier de peau) (A_c)

4.4.1.1. Aciers longitudinaux

Les aciers longitudinaux inférieur et supérieur sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{z f_e}$$

Avec :
$z = h - 2d'$ Où :
h est la hauteur totale du linteau
d' est la distance d'enrobage
M moment dû à l'effort tranchant ($V = 1.4V_{u\ calcul}$).

4.4.1.2. Acier transversaux

4.4.1.2.1. Premier sous- cas

Linteaux longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)
On a :

$$s \leq \frac{A_t f_e z}{V}$$

Où
s : espacement des cours d'armatures transversales.
A_t : Section d'un cours d'armatures transversales
$z = h - 2d'$
V : effort tranchant dans la section considérée ($V = 1.4V_{u\ calcul}$)
$l = portée\ du\ linteau$

4.4.1.2.2. Deuxième sous cas :

Linteaux court ($\lambda_g < 1$)
On a :

$$s \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

$V = \min(V_1, V_2)$
$V_2 = 2V_{u\ calcul}$ et $V_1 \leq \frac{M_{ci}+M_{cj}}{l_{ij}}$
Avec M_{ci} et M_{cj} moment ' résistants ultimes ' des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = A_l f_e z$$

Avec : $z = h - 2d'$

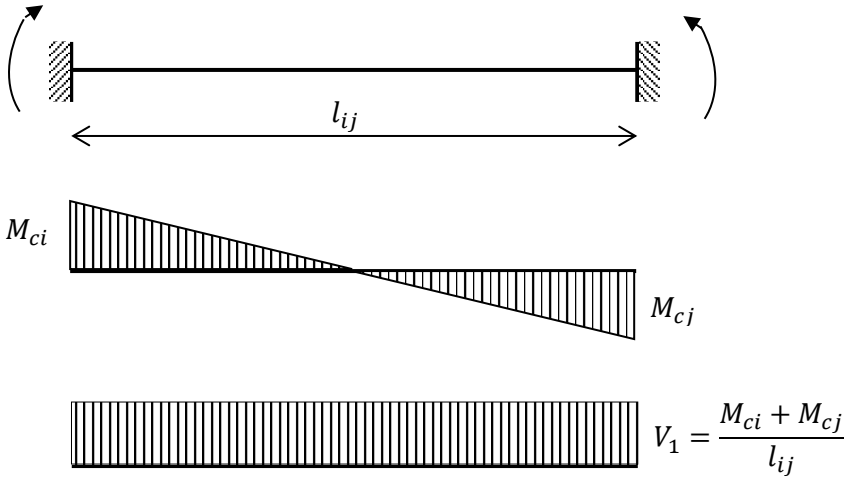


Figure V.23: Effort tranchant et moment dans le linteau

4.4.2. Deuxième cas $\tau_b > 0.06 f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieur et inférieur), 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 armature diagonales A_d à disposer obligatoirement
Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin\alpha}$$

Avec $\tan\alpha = \frac{h-2d'}{l}$ et $V = V_{calcul}$ (sans majoration)

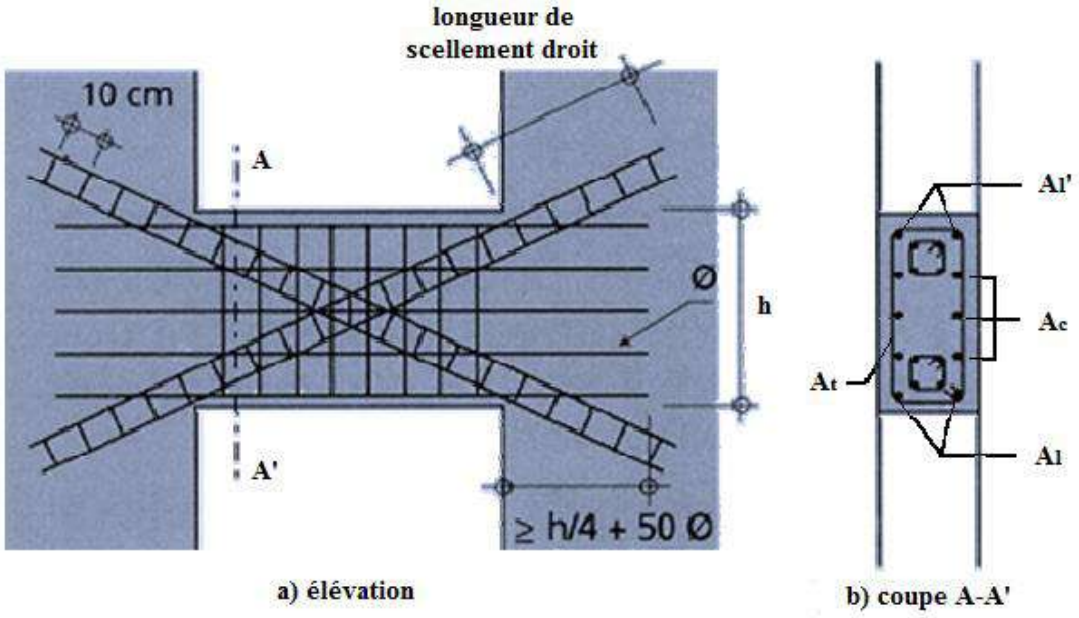


Figure V.24: *Armatures de linteaux*

4.4.3. Ferraillage minimal

$$(A_l\ , A'_l)\ .0{,}0015.b.h\ (0{,}15\%)$$

$$\tau_b\ \leq\ 0{,}025\ f_{c28} : A_t \geq\ 0{,}0015.b.s\ (\ 0{,}15\%\ )$$

$$\tau_b > 0{,}025\ f\ c28 : A\ t > 0{,}0025.b.s\ (0{,}25\%)$$

$$A_c \geq 0{,}002.b.h\ (\ 0{,}20\ \%\ )$$

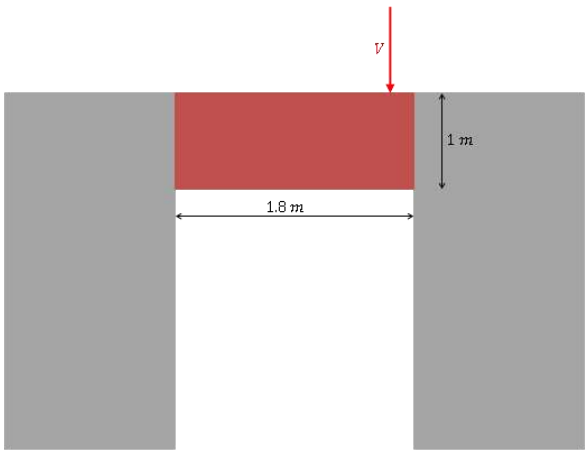


Figure V.25: l'effort tranchant sur le trumeau

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

$$l = 180\ cm \qquad h = 100\ cm \qquad e = 20\ cm$$

Tableau V.25: *calcul du* τ_b

$V_{calcul}(kN)$	$\bar{V} = 1.4V_c$	τ_b	$0.2f_{c28}$	$\tau_b \leq 0.2f_{c28}$	$\tau_b \leq 0.06f_{c28}$
535.27	749.37	2.23	5	CV	CNV Traction/ compression

Tableau V. 26 : *calcul des armatures*

	$A_l\ , A'_l(cm^2)$	$A_c(cm^2)$	$A_t(cm^2)$	α	A_D
	3	4	1	27.82	14.33
Choix	**8HA12** =9.05	**5HA12** = 5.65	**Ø 10**	-	**8HA16** = 16.08

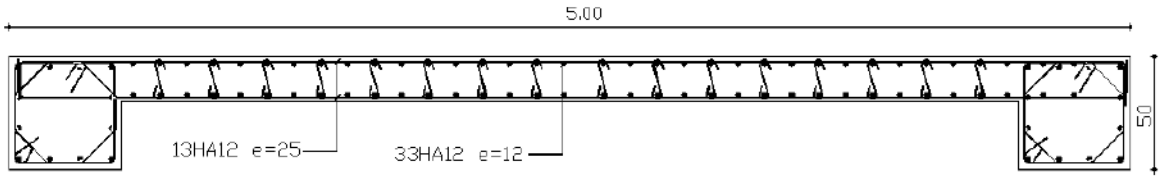


Figure V.26: *Disposition des armatures du voile type* ***(VP)***

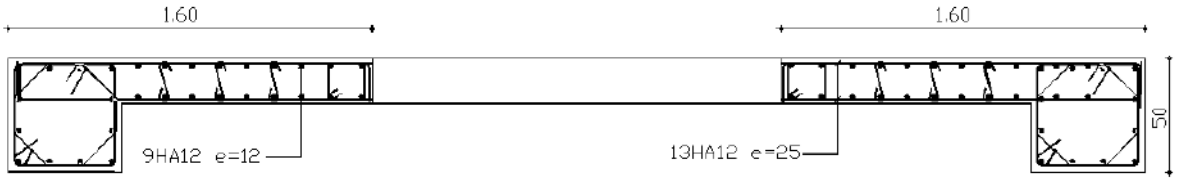


Figure V.27: *Disposition des armatures du trumeau type* ***(VO)***

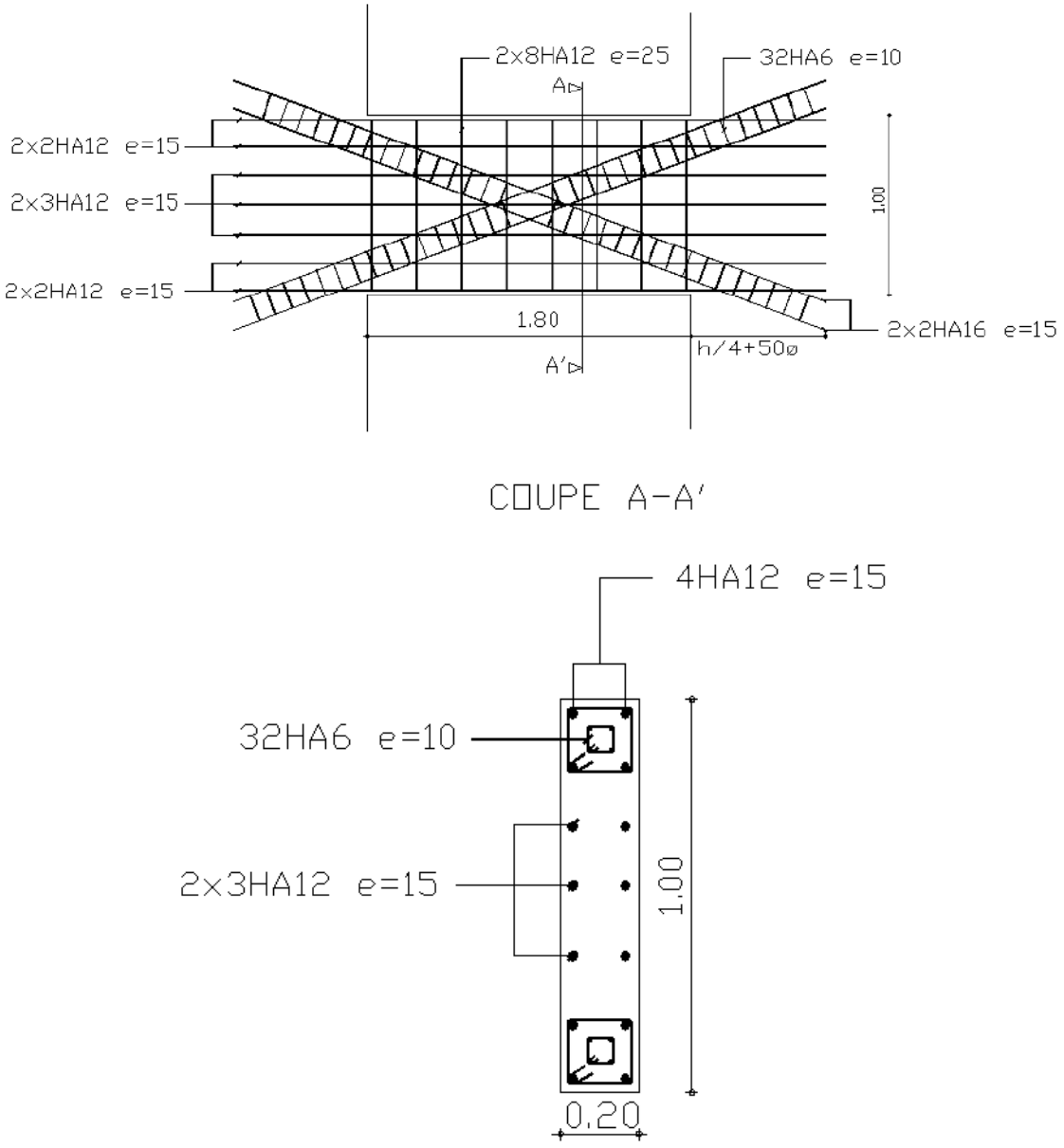


Figure V.28: *Disposition des armatures du linteau type* ***(VO)***

Chapitre VI : Étude de l’infrastructure

1. Introduction

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurer la liaison avec le sol et répartir les efforts.
- Limiter les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable.
- Jouer un rôle d'appui.

2. Étude de la fondation

2.1 Généralité

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 super structure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Elles sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanente, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques . Soit directement « cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers » ; soit par l'intermédiaire d'autres organes « cas des semelles sur pieux par exemple ».

Avant de choisir le type de la fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage ; il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire afin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure.

Ce choix est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques du sol support.
- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.

- La charge totale transmise au sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.

2.2. Choix de type de la fondation

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 2 bars, il y a de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Radier évidé.
- Radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

- D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible =2 bars), sur lequel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolés et les semelles filantes comme solution ; pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment [11]

(Ss / S_b < 50 %)

2.2.1. Vérification du chevauchement :

2.2.1.1. Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles :

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \bar{\sigma}s_{sol} \implies S = \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

On a 3 types de semelles

1. Semelle isolée sous poteaux circulaires (poteaux intermédiaires)

$$\sigma = \frac{N}{\frac{\pi D^2}{4}} \leq \sigma_{sol} \implies D \geq 1.13\sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}$$

2. Semelle isolée sous poteaux rectangulaires (poteaux de rive).
3. Semelle filante sous voiles.

Tableau VI.1 : *Les surfaces des semelles isolées revenantes aux poteaux circulaires*

Semelles	$N_{ser}(kN)$	$S(m^2)$	Semelles	$N_{ser}(kN$	$S(m^2)$
1	1481	7.43	16	2205.45	11.04
2	2836.87	14.23	17	1938.1	9.73
3	3153.57	15.83	18	1485.7	7.45
4	2921.48	14.66	19	2589.84	12.95
5	1749.72	8.76	20	2372.09	11.88
6	1434.55	7.16	21	3029.51	15.21
7	2363.36	11.82	22	1988.84	9.95
8	1955.49	9.79	23	1914.64	9.62
9	3042.22	15.27	24	1560.76	7.79
10	1798.02	9.03	25	2730.56	13.66
11	1639.84	8.19	26	2877.56	14.45
12	2866.37	14.39	27	2719.1	13.59
13	2191.93	10.99	28	1813.36	9.08
14	669.15	3.33	29	1886.11	9.46
15	3204.13	16.12		Somme	**322.87**

Tableau VI.2 : *Les surfaces des semelles isolées revenantes aux poteaux rectangulaire*

Semelles	$N_{ser}(kN)$	$S(m^2)$	Semelles	$N_{ser}(kN$	$S(m^2)$
1	336.39	1.68	14	101.41	0.5
2	542.58	2.71	15	285.12	1.42
3	609.41	3.04	16	569.75	2.84
4	613.39	3.06	17	441.56	2.2
5	575.35	2.87	18	549.52	2.74
6	682.25	3.41	19	464.26	2.32
7	276.8	1.38	20	448.05	2.24
8	410.38	2.05	21	468.96	2.34
9	265.69	1.32	22	861.58	4.3
10	256.54	1.28	23	734.99	3.67
11	124.75	0.62	24	2130.37	10.65
12	112.86	0.56	25	505.16	2.52
13	112.02	0.56	26	318.57	1.59
				Somme	63.87

Tableau VI.3 : *Les surfaces des semelles filantes revenantes aux voiles*

semelles	$N_{ser}(kN)$	$S(m^2)$	Semelles	$N_{ser}(kN)$	$S(m^2)$
1	2878.02	14.39	8	3139.74	15.69
2	1798.93	8.99	9	2358.10	11.79
3	2190.69	10.95	10	1082.84	5.41
4	1902.69	9.51	11	2425.87	12.12
5	4105.39	20.75	12	1511.79	7.55
6	3714.74	18.57	13	1517.06	7.58
7	4602.25	23.01	14	1719.07	7.59
				Somme	173.9

La surface totale des semelles

$S_t = S_{pc} + S_{pr} + S_f = 322.87 + 63.87 + 173.9 = 560.64\ m^2$

La surface totale du batiment

$S = 31\ x\ 36\ =\ 1116\ m^2$

Le rapport de surface des semelles à celui du batiment est :

$$R = \frac{S_{semelles}}{S_{bat}} = \frac{560.64}{1116} = 0{,}502 \quad \Rightarrow \quad \boldsymbol{R = 50,2\ \%}$$

Ss / Sb > 0.5

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles, et qui nous mène à envisager un radier général comme fondation.

2.3. Calcul du radier

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont:

L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure.

- La réduction des tassements différentiels.
- La négligence des irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- La facilité d'exécution.

2.3.1. Pré-dimensionnement du radier

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

2.3.1.1. La surface du radier

L'emprise totale du bâtiment est de : 1116 m^2

La surface de bâtiment est supérieure à la surface nécessaire de radier ; Alors on prend un débord de 60 cm sur le périmétre du batiment.

Donc :la surface du radier étant égale à :

$S_r = (31 + 1.2) \times (36.1.2) = \mathbf{1197.84\ m^2}$

condition de rigidité :

$$L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

L_{max} : plus grande distance entre deux portiques parallèles :

L_e: longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

$$L_e^4 = \frac{4EI}{Kb}, \qquad I = \frac{bh^3}{12}$$

D'où $L_e^4 = \frac{4Eh^3}{12K} = \frac{Eh^3}{3K}$

$$L_e^4 \geq \left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4$$

$$\frac{Eh^3}{3K} \geq \frac{16L_{max}^4}{\pi^4}$$

$$h^3 \geq \frac{48L_{max}^4 K}{\pi^4 E} \Longrightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{max}^4 K}{E\pi^4}} \ ; \qquad h \geq \sqrt[3]{\frac{48(5.51)^4 \times 40}{32164 \times \pi^4}} = 0.82$$

On trouve que $h \geq 0.82\ cm$ c'est une épaisseur assez grande donc on choisit un radier nervuré.

Le radier nervuré Sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme un panneau de dalle pleine sur quatre appuis -nervure- chargées par une contrainte uniforme qui représente la contrainte maximale du sol résultante des efforts normaux dans les poteaux.

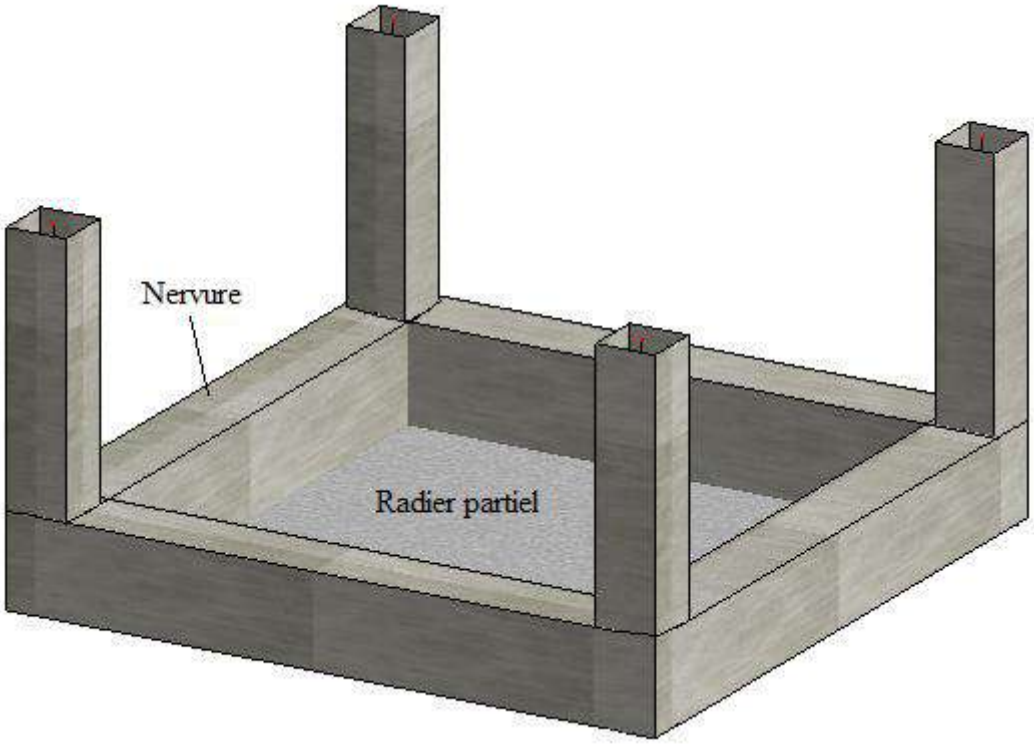


Figure VI.1: *schéma d'un radier nervuré*

2.3.1.2. Dimensions des nervures

Les nervures sont considérer comme des poutres de hauteur **h=85 cm** et de largeur **b= 30 cm**

2.3.1.3. épaisseur de la dalle du radier :

Condition forfaitaire (*Condition de coffrage*)

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$$

avec :

L_{max} :la plus grande distance entre deux poteaux

h_r:épaisseur du radier.

D'où : $h_r \geq \frac{520}{20} = 26\ cm$; alors : $h_r \geq \mathbf{30\ cm}$

Condition de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28}$$

$$V_u = \frac{ql}{2};\quad q = \frac{N_u}{S_r} = \frac{143898.35}{1197.84} = 120.13\ kN/ml$$

Donc : $\frac{V_u}{bd} = \frac{q \times (Lmax/2)}{b \times 0.9h} \leq 0.05 f_{c28}$

$$h \geq \frac{q \times L_{max}}{2b \times 0.9h \times 0.05 f_{c28}}$$

$h \geq \frac{120.13 \times 5.5}{2 \times 0.05 \times 0.9 \times 25 \times 10^3} = 0.29\ m$ Soit $h = 30\ cm$

Donc on adopte $h = 30\ cm$

Le poids du radier

$P_r = S \times h_t \times \gamma_b$ = 1197.84 × 0.3 × 25 $\Rightarrow$ P_r = 8983.8 kN

2.3.2. Caractéristiques géométriques du radier, le centre de gravité et les moments d'inertie

Tableau VI.4 : *Inertie et centre de gravité du radier*

Panneaux	L_x	L_y	X_i	Y_i	S	$X_i \times S$	$Y_i \times S$
1	5	5	2.5	2.5	25	62.50	62.50
2	5	5	2.5	7.5	25	62.50	187.50
3	5	5.5	2.5	12.75	27.5	68.75	350.63
4	5	5.5	2.5	17.75	27.5	68.75	488.13
5	5	5	2.5	22.5	25	62.50	562.50
6	5	5	7.5	2.5	25	187.50	62.50
7	5	5	7.5	7.5	25	187.50	187.50
8	5	5.5	7.5	12.75	27.5	206.25	350.63
9	5	5.5	7.5	17.75	27.5	206.25	488.13
10	5	5	7.5	22.5	25	187.50	562.50
11	5	5	7.5	28.5	25	187.50	712.50
12	5	5	12.5	2.5	25	312.50	62.50
13	5	5	12.5	7.5	25	312.50	187.50
14	5	5.5	12.5	12.75	27.5	343.75	350.63
15	5	5.5	12.5	17.75	27.5	343.75	488.13
16	5	5	12.5	22.5	25	312.50	562.50
17	5	5	12.5	28.5	25	312.50	712.50
18	5.5	5	17.75	2.5	27.5	488.13	68.75
19	5.5	5	17.75	7.5	27.5	488.13	206.25
20	5.5	5.5	17.75	12.75	30.25	536.94	385.69
21	5.5	5.5	17.75	17.75	30.25	536.94	536.94
22	5.5	5	17.75	22.5	27.5	488.13	618.75
23	5.5	5	17.75	28.5	27.5	488.13	783.75
24	5.5	5	23.25	2.5	27.5	639.38	68.75
25	5.5	5	23.25	7.5	27.5	639.38	206.25
26	5.5	5.5	23.25	12.75	30.25	703.31	385.69
27	5.5	5.5	23.25	17.75	30.25	703.31	536.94

28	5.5	5	23.25	22.5	27.5	639.38	618.75
29	5.5	5	23.25	28.5	27.5	639.38	783.75
30	5	5	28.5	2.5	25	712.50	62.50
31	5	5	28.5	7.5	25	712.50	187.50
32	5	5.5	28.5	12.75	27.5	783.75	350.63
33	5	5.5	28.5	17.75	27.5	783.75	488.13
34	5	5	28.5	22.5	25	712.50	562.50
35	5	5	28.5	28.5	25	712.50	712.50
36	5	5	33.5	2.5	25	837.50	62.50
37	5	5	33.5	7.5	25	837.50	187.50
38	5	5.5	33.5	12.75	27.5	921.25	350.63
39	5	5.5	33.5	17.75	27.5	921.25	488.13
40	5	5	33.5	22.5	25	837.50	562.50
41	5	5	33.5	28.5	25	837.50	712.50
				somme	1091	20025.5	16306.5

I_x	I_y	$X_g - X_i$	$(X_g - X_i)^2$	$(X_g - X_i)^2 \times S$	$Y_g - Y_i$	$(Y_g - Y_i)^2$	$(Y_g - Y_i)^2 \times S$
52.08	52.08	15.85	251.22	6280.56	12.44	154.75	3868.84
52.08	52.08	15.85	251.22	6280.56	7.44	55.35	1383.84
69.32	57.29	15.85	251.22	6908.62	2.19	4.80	131.89
69.32	57.29	15.85	251.22	6908.62	-2.81	7.90	217.14
52.08	52.08	15.85	251.22	6280.56	-7.56	57.15	1428.84
52.08	52.08	10.85	117.72	2943.06	12.44	154.75	3868.84
52.08	52.08	10.85	117.72	2943.06	7.44	55.35	1383.84
69.32	57.29	10.85	117.72	3237.37	2.19	4.80	131.89
69.32	57.29	10.85	117.72	3237.37	-2.81	7.90	217.14
52.08	52.08	10.85	117.72	2943.06	-7.56	57.15	1428.84
52.08	52.08	10.85	117.72	2943.06	-13.56	183.87	4596.84
52.08	52.08	5.85	34.22	855.56	12.44	154.75	3868.84
52.08	52.08	5.85	34.22	855.56	7.44	55.35	1383.84
69.32	57.29	5.85	34.22	941.12	2.19	4.80	131.89
69.32	57.29	5.85	34.22	941.12	-2.81	7.90	217.14
52.08	52.08	5.85	34.22	855.56	-7.56	57.15	1428.84
52.08	52.08	5.85	34.22	855.56	-13.56	183.87	4596.84
57.29	69.32	0.6	0.36	9.90	12.44	154.75	4255.72
57.29	69.32	0.6	0.36	9.90	7.44	55.35	1522.22
76.25	76.25	0.6	0.36	10.89	2.19	4.80	145.08
76.25	76.25	0.6	0.36	10.89	-2.81	7.90	238.86
57.29	69.32	0.6	0.36	9.90	-7.56	57.15	1571.72
57.29	69.32	0.6	0.36	9.90	-13.56	183.87	5056.52
57.29	69.32	-4.9	24.01	660.28	12.44	154.75	4255.72
57.29	69.32	-4.9	24.01	660.28	7.44	55.35	1522.22
76.25	76.25	-4.9	24.01	726.30	2.19	4.80	145.08

76.25	76.25	-4.9	24.01	726.30	-2.81	7.90	238.86
57.29	69.32	-4.9	24.01	660.28	-7.56	57.15	1571.72
57.29	69.32	-4.9	24.01	660.28	-13.56	183.87	5056.52
52.08	52.08	-10.15	103.02	2575.56	12.44	154.75	3868.84
52.08	52.08	-10.15	103.02	2575.56	7.44	55.35	1383.84
69.32	57.29	-10.15	103.02	2833.12	2.19	4.80	131.89
69.32	57.29	-10.15	103.02	2833.12	-2.81	7.90	217.14
52.08	52.08	-10.15	103.02	2575.56	-7.56	57.15	1428.84
52.08	52.08	-10.15	103.02	2575.56	-13.56	183.87	4596.84
52.08	52.08	-15.15	229.52	5738.06	12.44	154.75	3868.84
52.08	52.08	-15.15	229.52	5738.06	7.44	55.35	1383.84
69.32	57.29	-15.15	229.52	6311.87	2.19	4.80	131.89
69.32	57.29	-15.15	229.52	6311.87	-2.81	7.90	217.14
52.08	52.08	-15.15	229.52	5738.06	-7.56	57.15	1428.84
52.08	52.08	-15.15	229.52	5738.06	-13.56	183.87	4596.84
2446.04	2421.98			111909.96			79120.41

$$I_{xr} = \sum I_{xg} + \sum S_i(x_{cr} - x_i)^2$$
$$I_{xr} = \sum I_{xg} + \sum S_i(x_{cr} - x_i)^2$$

Avec :

I_{xr} , I_{yr} : Inerties totales du radier dans les deux sens.

x_{cr}, y_{cr} : Centre de gravité du radier.

S_i : Aire du panneau (i) dans le repère passant par son centre de gravité.

x_i y_i : Distance entre le centre de gravité et celui du panneau (i).

Centre de gravité du radier

$X_{g\,ra} = 18.35\ m$

$Y_{g\,ra} = 14.94\ m$

Moment d'inertie du radier

$I_{xr} = 114356.00\ cm^4$, $I_{yr} = 81542.39\ cm^4$

L'excentricité

$e_x = |X_{ra-}X_g|$, $e_y = |Y_{ra-}Y_g|$

X_g, Y_g étant les coordonnées du centre des masse de 2ème sous-sol.

Après calcul, les coordonnées du centre des masses du radier sont respectivement données

$X_g = 19.13$

$Y_g = 15.59$

$\boldsymbol{e_x = X_{ra} - X_g = 0.77}$

$\boldsymbol{e_y = Y_{ra} - Y_g = 0.64}$

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celles relatives au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet a une réaction du sol bien uniforme.

2.3.3. Les vérification

2.3.3.1. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$N = (N_{radier} + N_{bâtiment}) = (G_{radier} + Q + G_{bâtiment})$

$\sum N_i = 143898.35\ kN$

$P_r = 8983.8\ kN$

$N_{tot} = N_i + P_r = 152882.15$

$\sigma = \frac{N}{S} = \frac{152882.15}{1197.84} = 127.63 < \bar{\sigma}_s = 200\ kN/m^2 \longrightarrow$ **CV**

2.3.3.2. Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E)

D'après les RPA99/Version2003 (Art 10.1.5) le radier reste stable si :$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale permanente.

Tableau VI.5 : *Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E)*

	$N(MN)$	$M_x(MN)$	$M_y(MN)$	$e_x(m)$	$e_y(m)$	$L_x/4$	$L_y/4$	vérification
0.8G+EX	95408.19	205430.2	288782.46	2.15	3.02	9.3	8.05	**CV**
0.8G+EY	95408.19	225026	27057.45	2.35	0.12	9.3	8.05	**CV**

Pas de risque de renversement.

2.3.3.3. Stabilité du radier vis-à-vis de soulèvement (G+Q+E)

Les contrainte sous le radier sont donnés par :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sum N_i = 144206.99\ kN$$

$$M_{x0} = 313776.4\ kNm$$

$$M_{y0} = 137174.11\ kNm$$

$$N = \sum N_i + 8983.8 = 153190.8\ kN$$

$$M_x = N_{ex} + M_{x0} = 153190.8 \times 0.77 + 313776.4 = 431733.30\ kN.m$$

$$M_y = N_{ey} + M_{y0} = 153190.8 \times 0.64 + 137174.11 = 235216.22\ kNm$$

Calcul des contraintes

(Sens x-x)

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \left(\frac{M_y}{I_y}\right) X_g = \frac{153190.8}{1197.84} + \frac{235216.22}{81542.39} \times 18.35 = 180.81\ kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \left(\frac{M_y}{I_y}\right) X_g = 127.88 - 52.93 = 74.95\ kN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 154.34 \leq \bar{\sigma}_s = 200\ \ kN/m^2$$

(Sens y-y)

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \left(\frac{M_x}{I_x}\right) Y_g = \frac{153190.8}{1197.84} + \frac{431733.3}{114356.39} \times 14.94 = 184.28\ kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \left(\frac{M_x}{I_x}\right) X_g = \frac{153190.8}{1197.84} - \frac{431733.3}{81542.39} \times 14.94 = 71.84\ kN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 188.8 \leq \bar{\sigma}_s = 200\ \ kN/m^2$$

Donc pas de risque de soulèvement.

2.3.3.4. Stabilité du radier au poinçonnement (1.35G + 1.5Q)

Avec :

$N = 3042.22\ kN$

On doit vérifier que :

$$N_u \leq 0.045\mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c: Périmètre de contour cisaillé.

$\mu_c = 2(a + h) = 2(5.5 + 0.85) = 12.7m$

$$\frac{0.045\mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = 8096.25\ kN$$

$N_u \leq 8096.25 \implies 3042.22 \leq 8096.25\ kN$

Donc : il n'y a pas de risque de poinçonnement

2.3.4. Ferraillage de la dalle du radier

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les poteaux et les voiles. Nous avons utilisé pour le ferraillage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé est émergés en eau douce.

Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol

On prend le panneau du radier le plus sollicité avec la contrainte moyenne de radier sous 1.35G+1.5Q

Le panneau le plus sollicité est de dimensions (5.5×5.5)

2.3.4.1. Calcul des contraintes

2.3.4.1.1. A l'ELU

$\sum N_i = 198213.08\ kN$

$P_r = 9883.8\ kN$

$N_{tot} = \sum N_i + P_r = 208096.88\ kN$

$M_{x0} = 422196\ kNm$, $M_{y0} = 110347\ kNm$

$M_x = N_{tot}e_y + M_{x0} = 208096.88 \times 0.64 + 422196 = 555378.00\ kN.m$

$M_y = N_{tot}e_x + M_{y0} = 208096.88 \times 0.77 + 110347 = 270581.59\ kNm$

Sens x-x

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \left(\frac{M_y}{I_y}\right)X_g = \frac{208096.88}{1197.84} + \frac{270581.59}{81542.39} \times 18.35 = 234.61\ kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \left(\frac{M_y}{I_y}\right)X_g = 186.72 - 63.58 \times 18.35 = 112.83\ kN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 204.16\ kN/m^2$$

Sens y-y

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \left(\frac{M_x}{I_x}\right)Y_g = \frac{208096.88}{1197.84} + \frac{5655342.9}{114356} \times 14.94 = 247.61\ kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \left(\frac{M_y}{I_y}\right)X_g = \frac{208096.88}{1197.84} - \frac{5655342.9}{114356} \times 14.94 = 99.84\ kN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 210.66\ kN/m^2$$

On prend la plus grande valeur de la contrainte $\sigma_{max} = 210.66\ kN/m^2$

2.3.4.1.2. A l'ELS

$\sum N_i = 8983.8\ kN$

$P_r = 25454.1\ kN$

$N_{tot} = 144048.23 + 8983.8 = 153032.03\ kN$

$M_{x0} = 307785.4\ kNm$

$M_{y0} = 36943.8\ kNm$

$M_x = N_{tot}e_y + M_{x0} = 153032.03 \times 0.64 + 307785.4 = 405725.89\ kN.m$

$M_y = N_{tot}e_x + M_{y0} = 153032.03 \times 0.77 + 36943.8 = 154778.46\ kNm$

Sens x-x

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \left(\frac{M_y}{I_y}\right) X_g = \frac{153032.03}{1197.84} + \frac{154778.46}{81542.39} \times 18.35 = 162.58\ kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \left(\frac{M_y}{I_y}\right) X_g = \frac{153032.03}{1197.84} - \frac{154778.46}{81542.39} \times 18.35 = 92.92\ kN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 145.16\ kN/m^2$$

Sens y-y

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \left(\frac{M_x}{I_x}\right) Y_g = 127.75 + \frac{405725.8}{114356} \times 14.94 = 180.88\ kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \left(\frac{M_x}{I_x}\right) X_g = 127.75 - 53.00 = 74.75\ kN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 180.75 + 74.7}{4} = 114.50\ kN/m^2$$

2.3.4.2. Calcul des moments

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de POISON et de rapport : $\rho = L_x / L_y$.

Si : $0 < \rho < 0{,}4$ …….. La dalle porte dans un seul sens

$M_x = q L^2_x / 8$

$M_Y = 0$

Si : $0{,}4 < \rho < 1$ ……. La dalle porte dans les deux seul sens

$M_x = \mu_x \sigma . L_x^2$ $\qquad \mu_x = \dfrac{1}{8.(1 + 2{,}4\rho^3)}$

$M_y = \mu_y M_x$ $\qquad \mu_y = \rho^3 (1{,}9 - 0{,}9\rho)$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis. D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

-Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire)

- Moment en travée :($M_{tx} = 0{,}75 . M_x$; $M_{ty} = 0{,}75 . M_y$)
- Moment sur appuis :($M_{ax} = 0{,}5 . M_x$; $M_{ay} = 0{,}5 . M_y$)

- Si le panneau considéré est un panneau de rive

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0{,}85.M_x$; $M_{ty} = 0{,}85.M_y$)
- Moment sur appuis : ($M_{tx} = 0{,}3.M_x$; $M_{ty} = 0{,}3.M_y$)

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante :

$$M_t + (M_{ad} + M_{ag})/2 \geq 1.25\, M_0$$

- Ferraillage longitudinal : le ferraillage est déterminé par le calcul d'1 section rectangulaire en flexion simple.
- Ferraillage transversal : les armatures transversales d'effort tranchant ne sont pas à prévoir si les deux conditions suivantes sont remplies :
- La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur.
- $V_u \leq 0.05 f_{c28}$; V_u : effort tranchant maximum à l'ELU.

Les résultats sont donnés sous forme de tableau.

Application

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1$ $M_x = \mu_x \sigma_{moy} L_x^2$

$M_y = \mu_y M_x$

ELU $v = 0$

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2.4 \times \rho^3)} = \frac{1}{8(1 + 2.4 \times 1^3} = 0.036$$

$$\mu_y = \rho^3(1.9 - 0.9\rho) = 1^3(1.9 - 0.9) = 1$$

Sens x-x Panneaux intermédiaire

$M_x = \mu_x \sigma_{moy} L_x^2 = 0.03 \times 210.66 \times (5.5)^2 = 191.17\ kN.m$

Alors :

$M_{tx} = 0.75 M_x = 143.38\ kN.m$

$M_{ax} = 0.5 M_x = 95.58\ kN.m$

Sens y-y Panneaux intermédiaire

$M_y = \mu_y M_x = 191.17 kN.m$

Alors :

$M_{ty} = 0.75 M_y = 143.38\ kNm$

$M_{ay} = 0.5M_y = 95.58\ kNm$

2.3.4.3. Calcul des sections d'armatures

Le calcul se fait pour une bande de (b=1m)

$$\text{ø}_x \leq \frac{h}{10} = \frac{300}{10} = 30\ mm$$

$$\text{ø}_x = \text{ø}_y = 16\ mm$$

$$d_x = 30 - 2.5 - \frac{1.6}{2} = 26.7\ cm\ , \quad d_y = 26.7 - \frac{1.6+1.6}{2} = 25.1\ cm$$

$$\mu_{tx} = \frac{M_{tx}}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{143.38\times10^6}{14.2\times10^3\times267^2} = 0.14$$

$$\mu = 0.14 \longrightarrow \beta = 0.992$$

$$\mu_{ty} = \frac{M_{ty}}{\sigma_b b d_y^2} = \frac{143.38\times10^6}{14.2\times10^3\times251^2} = 0.16$$

$$\mu = 0.16 \longrightarrow \beta = 0.912$$

$$\mu_{ax} = \mu_{ay} = \frac{M_a}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{143.38\times10^6}{14.2\times10^3\times267^2} = 0.14$$

$$\mu = 0.14 \longrightarrow \beta = 0.924$$

$$A_x = \frac{M_{tx}}{\beta_x d_x \sigma_s} = \frac{143.38\times10^6}{0.924\times267\times347.82} = 16.70\ cm^2$$

$$A_y = \frac{M_{ty}}{\beta_y d_y \sigma_s} = \frac{143.38\times10^6}{0.912\times251\times347.82} = 18.00\ cm^2$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_a d_x \sigma_s} = \frac{95.58\times10^6}{0.924\times267\times347.82} = 11.13\ cm^2$$

Section minimal

$$A_{s\,min} = \frac{0.23bd \times f_{t28}}{fe} = \frac{0.23 \times 1000 \times 818 \times 2.1}{400} = 9.87\ cm^2$$

Tableau VI.6 : *Ferraillage du radier*

	sens x- x		sens y-y	
Panneau	travée	Appui rive	Travée	appui rive
$M_u\ (KN\ /ml)$	143.38	95.58	143.38	95.58
$b(m)$	1	1	1	1
$d(m)$	0.267	0.267	0.251	0.267
$A_s(cm^2/ml)$	16.7	11.13	18	11.13
$A_{s\,min}(cm^2/ml)$	9.87	9.87	9.87	9.87
choix des barres/ml	**9HA16**	**6HA16**	**9HA16**	**6HA16**
$A_{s\,corres}(cm2/ml)$	18.09	12.06	18.09	12.06
Espacement (cm)	11	16	11	16

On prend le même ferraillage dans les deux sens

2.3.4.4. Les vérification

2.3.4.4.1. Vérification à l'ELU

Vérification de la contrainte de cisaillement :

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = Min(0.15 f_{c28}; 4Mpa) = 3.75\ Mpa$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{q_u l^2}{2} = 2551.93\ kN$$

$$\tau_u = \frac{2551.93 \times 10^{-3}}{1 \times 0.85} = 3.00\ MPa$$

$$\tau_u = 3\ Mpa < \bar{\tau}_u = 3.75\ MPa$$

2.3.4.4.2. Vérification à l'ELS

$$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$$

$$1000y_1^2 + 30(1809)y_1 - 30(1809 \times 267) = 0$$

$$y_1^2 + 54.27y_1 - 14490.09 = 0 \quad \longrightarrow \quad y_1 = 96.26\ cm$$

$$I_{xx} = \frac{1000 \times 96.26^3}{3} + 15 \times 1809(818 - 147.21)^2 \quad \longrightarrow \quad I_{xx} = 8.3279 \times 10^9\ mm^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1$$

$$M_x = 0.044 \times 145.16 \times 5.5^2 = 193.20\ kNm$$

Alors :

$M_{stx} = 0.75 \times 193.20 = 144.90\ kNm$

$M_{sty} = 0.75 \times 193.20 = 144.90\ kNm$

$M_{sa} = 0.5 \times 193.20 = 96.6\ kNm$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = \frac{144.9\ X\ 10^6}{1.088\ X\ 10^9} \times 96.26 = \mathbf{12.81\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa} \longrightarrow$ **CV**

2.3.4.4.3. État limite d'ouverture des fissures

Fissuration préjudiciable

$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e; 110\sqrt{\eta . f_{t28}})$

η : coefficient de fissuration.

η=1 : pour les rondes lisses

η=1,6 : pour les hautes adhérences.

$\bar{\sigma}_s = Min(266.67; 201.63)$

$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}(d - y)}{I}$

$\sigma_s = \frac{15 \times 145.16 \times 10^6 (267 - 96.26)}{2.44 \times 10^9} = 152.36\ Mpa < 201.63\ MPa$

$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \longrightarrow$ **CV**

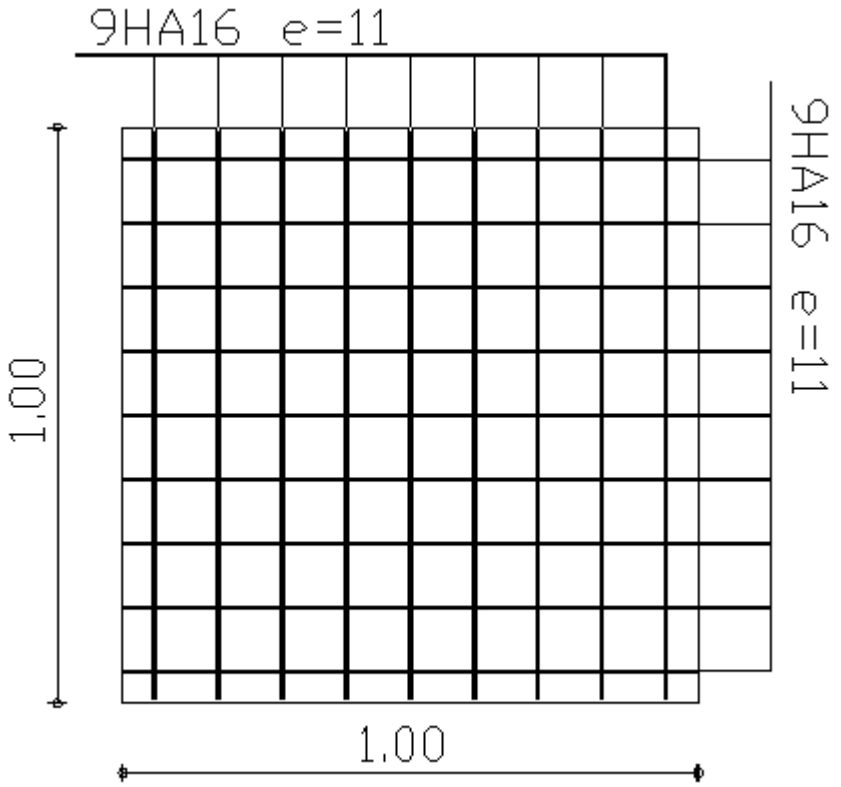


Figure VI.2: *Ferraillage* nappe supérieur (en travée)

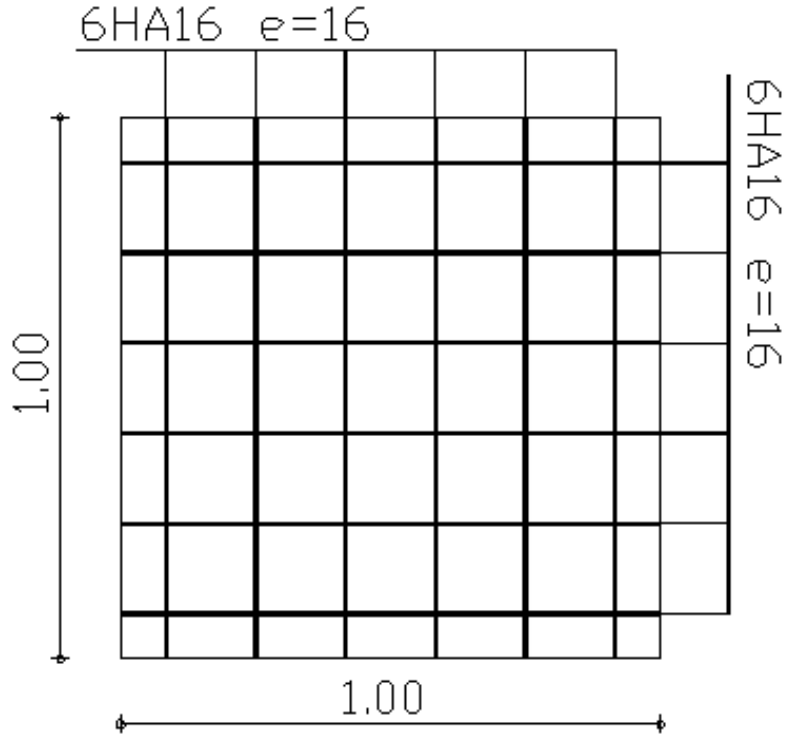


Figure VI.3: *Ferraillage* nappe inférieur (en appui)

2.3.5. Ferraillage de la nervure

Les nervures sont considérées comme des poutres de dimensions : b x h = 40 x 85 cm

Simplement appuyées, la charge revenant à chaque nervure :

$$\begin{cases} q_u = \sigma_{moy\,u}\ x\ b \\ q_{ser} = \sigma_{moy\,ser}\ x\ b \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_u = 210.66\ X\ 0.4 \\ q_{ser} = 145.16\ X\ 0.4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_u = 84.26\ KN/m^2 \\ q_{ser} = 58.06\ KN/m^2 \end{cases}$$

Le calcul des moments est déterminé pour une poutre de plusieurs travées à l'aide d'un logiciel de calcul qui a donné les résultats suivants :

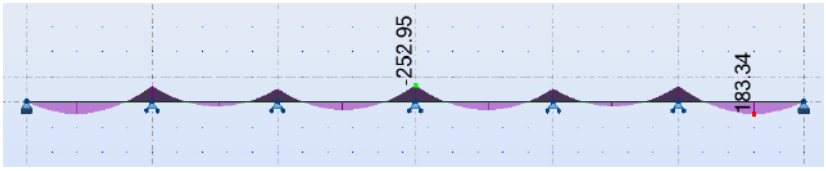


Figure VI.4: *Schéma statique des moments dans la nervure en ELU*

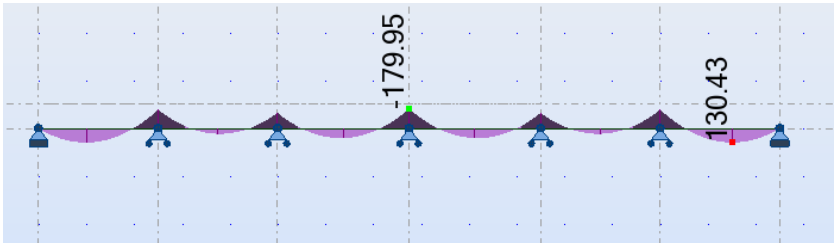


Figure VI.5: *Schéma statique des moments dans la nervure en ELS*

Pour le ferraillage on prend le moment max en appuis et en travées

$$ELU: \begin{cases} M_t^{max} = 183.34\ KNm \\ M_a^{max} = 252.93\ KNm \end{cases}_2 \qquad ELS: \begin{cases} M_t^{max} = 133.43\ KNm \\ M_a^{max} = 179.95\ KNm \end{cases}$$

$$ø_x \leq \frac{h}{10} = \frac{850}{10} = 85cm$$

On choisit : $ø_x = ø_y = 14\ mm$

$$ø_x = h - e - \frac{ø}{2}$$

$$d_x = 85 - 3 - \frac{1,4}{2} = 81.3\ cm$$

$$\mu\acute{}_x = \frac{M_x}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{183,34\ X\ 10^6}{14.2\ X\ 10^3\ X\ (813)^2} = 0.020 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.990$$

$$\mu\acute{}_{ax} = \frac{M_x}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{252,93\ X\ 10^6}{14.2\ X\ 10^3\ X\ (813)^2} = 0.026 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.987$$

$$A_x = \frac{M_x}{\beta_x d_x \sigma_s} = \frac{183,34\ X\ 10^6}{0.990\ X\ 813\ X\ 347.82} = 6,54\ cm^2 \longrightarrow \text{On choisit } \mathbf{5HA14} = 7.69\ cm^2$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_a d_x \sigma_s} = \frac{252,93\ X\ 10^6}{0.987\ X\ 813\ X\ 347.82} = 9,06\ cm^2 \longrightarrow \text{On choisit } \mathbf{6HA14} = 9.23\ cm^2$$

Condition de non fragilité

Il faut que : A≥ $A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,023 \times 0,4 \times 0,85 \times \frac{25}{400} = 4,88\ cm^2$

2.3.5.1. A l'ELS

- En travée

$$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$$

$$1000y_1^2 + 30(769)y_1 - 30(769\ X\ 813) = 0$$

$$y_1^2 + 23.07y_1 - 18755.91 = 0 \longrightarrow y_1 = 12.59\ cm$$

$$I_{xx} = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2$$

$$I_{xx} = \frac{1000 \times 125.90^3}{3} + 15 \times 769(813 - 125.9)^2 \longrightarrow I_{xx} = 6.11 \times 10^9\ mm^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = \frac{133.43 \times 10^6}{6.11 \times 10^9} 125.9 = \mathbf{2.74\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa} \longrightarrow \mathbf{CV}$$

- Aux appuis

$$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$$

$$1000y_1^2 + 30(923)y_1 - 30(923\ X\ 813) = 0$$

$$y_1^2 + 27.69y_1 - 22511.97 = 0 \longrightarrow y_1 = 13.68\ cm$$

$$I_{xx} = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2$$

$$I_{xx} = \frac{1000\times 136.8^3}{3} + 15 \times 923(813 - 136.8)^2 \longrightarrow I_{xx} = 7.18\,X\,10^9\ mm^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = \frac{197.95 \times 10^6}{7.18\times 10^9} 136.8 = \mathbf{3.77\ MPa} < \mathbf{0.6 f_{c28} = 15 MPa} \longrightarrow \mathbf{CV}$$

2.3.5.2. Armatures transversales

2.3.5.2.1. Calcul de l'effort tranchant Tu

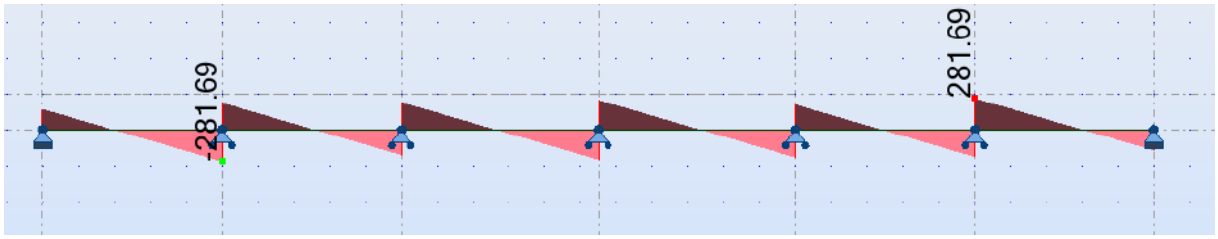


Figure VI.6: *Schéma statique des efforts tranchants ELU*

Du graphe en a : $Tu = 281.69\ kN.m$

2.3.5.2.2. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{281.69 \times\ 10^3}{400 \times\ 850} = 0.82\ MPa < [\tau] = 2.50\ MPa$$

En appliquant les mêmes formules qu'on a vu dans le chapitre du ferraillage pour une fissuration préjudiciable les armatures transversales sont *:*

- **Zone nodale**

La longueur ℓ_{nodal} =100 cm.

A_t = 4T10.

S_t = 10cm.

- **Zone courante**

A_t = 4T10.

S_t = 20cm.

3. Etude de voile périphérique

Notre voile périphérique joue un double rôle :

- encastrement de la base de la structure.
- mur de soutènement.

D'après RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens horizontal et vertical.
- Un recouvrement de 50 ø pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur e = 20 cm.

La hauteur de voile périphérique = 3.23 m.

3.1. Evaluation des charges

En Plus de la poussée des terres, le mur de soutènement -voile périphérique- subit aussi la charge d'exploitation $q = 2.5kN/m^2$ qui vient du parking.

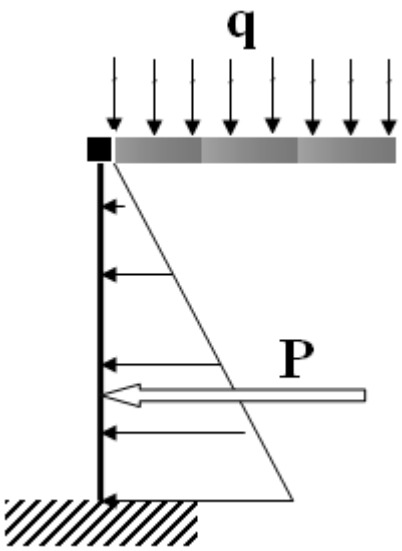


Figure V.7: *Le chargement du mur de périphérique*

3.1.1. Charge permanente

Nous avons :

- un terrain plat : $\beta = 0$
- mur droit : $\lambda = 0$

- le poids volumique du terrain à 2/3 du mur par rapport au terrain naturel $\gamma = 18kN/m^3$.
- l'angle de frottement interne : $\varphi = 20°$

D'après Rankine La poussée des terres P est égale à :

$P = 1/(2.k\gamma a.\gamma.h^2)$

$G = k\gamma a.\gamma.h$

Le coefficient de la contrainte $k\gamma a = tg2\,(\pi/4) - (\varphi/2)$; D'où : $k\gamma a = 0.490$

Alors : $G = 0.490 \times 18 \times 2 = 17.64\ kN/m^2$

3.1.2. Charge d'exploitation

Nous avons :

$Q = kq\,.q$
$kq = k\gamma\,/cos\,(\beta - \lambda) = 0.490$
Alors :

$Q = 0.490\ x\ 2.5 = 1.225\ kN/m^2$

3.2. Combinaisons d'actions

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 25.65kN/m^2$.

$q_{ser} = G + Q = 18.86\ kN/m^2$.

Pour une bande de 1m :

$q_u = 25.65kN/m.$, $q_{ser} = 18.86\ kN/m.$

3.3. Ferraillage des voiles périphériques

Les panneaux constituant le voile périphérique sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la poussée des terres et la surcharge d'exploitation, pour cela on utilise les tables de BARRES pour déterminer les coefficients μ_x, μ_y de répartition des moments selon X, Y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Dans notre cas : $\rho = \frac{3.23}{5.5} = 0.58 > 0.4$

On a un panneau travaillant suivant les deux directions. Ce qui implique l'utilisation de la méthode forfaitaire.

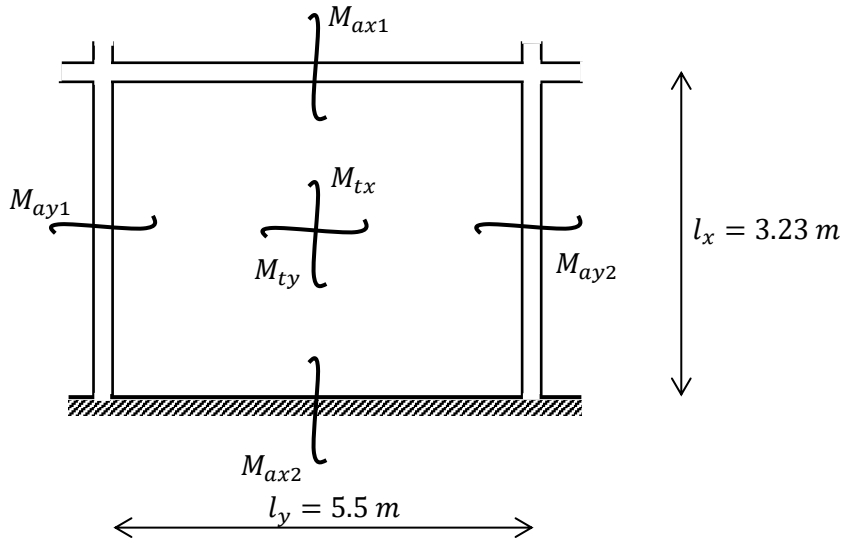


Figure V.8: *Les moments subissant par le mur de soutènement*

3.3.1. Détermination des moments

3.3.1.1. A l'ELU

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times qu \times \ell_x^2 = 0{,}0851 \times 25.65 \times (3.23)^2 = 22.77\ kN.m \\ M_y = \mu_y \times Mx = 0.2703 \times 22.77 = 6.15\ kN.m \end{cases}$$

En travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x = 19.35\ kN.m \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 5.23\ kN.m \end{cases}$$

En appui

$$\begin{cases} M_{ax1} = M_{ax2} = -0.3 M_x = -6.83\ kN.m \\ M_{ay1} = M_{ay2} = -0.5 M_x = -11.38\ kN.m \end{cases}$$

3.3.1.2. Détermination des moments a l'ELS

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_{ser} \times \ell_x^2 = 0{,}0897 \times 18.86 \times (3.23)^2 = 17.64\ kN.m \\ M_y = \mu_y \times Mx = 0.4462 \times 17.64 = 7.87\ kN.m \end{cases}$$

En travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x = 14.99\ kN.m \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 6.61\ kN.m \end{cases}$$

En appui

$$\begin{cases} M_{ax1} = M_{ax2} = -0.3M_x = -5.29\ kN.m \\ M_{ay1} = M_{ay2} = -0.5M_x = -8.82\ kN.m \end{cases}$$

3.3.2. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance en flexion simple

Tableau VI.7 : *Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU*

	Sens	$M(kN.M)$	$d(cm)$	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{choisis}$
Travée	X	19.35	18	3.15	2	**4HA10**
	Y	5.23	18	0.84	2	**4HA10**
Appui	X	-6.83	18	1.09	2	**4HA10**
	Y	-11.38	18	1.84	2	**4HA10**

3.3.3. Vérification de la contrainte de cisaillement

Suivant X

$$T_x = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{25.65 \times 3.23 \times 5.5}{2(5.5) + 3.23} = 32.02\ kN$$

Suivant Y

$$T_x = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{3l_y} = \frac{25.65 \times 3.23 \times 5.5}{3(5.5)} = 27.61\ kN$$

Et on vérifie pour les deux sens:

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{32.02 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.177\ MPa \leq \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167\ MPa$$

3.3.4. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.8 : *Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS*

	Sens	$A_{ELU}(cm^2)$	$M_{ser}(kN.m)$	$\sigma_s\ (MPa)$	$\sigma_b\ (MPa)$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
Travée	X	3.14	14.99	201.6	4.8	**CV**	**CV**
	Y	3.14	6.61	11.4	1	**CV**	**CV**
Appui	X	3.14	-5.29	9.1	0.8	**CV**	**CV**
	Y	3.14	-8.82	15.2	1.3	**CV**	**CV**

Conclusion générale

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Et pour la réalisation d'une construction dans une zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

Notons que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de Master, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.