



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de la Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin de cycle

En vue de l'obtention d'un diplôme Master en Génie Civil
Option : Structures

Thème :

Etude d'un bâtiment en béton armé (R+11+Sous-sol) à usage d'habitation et commercial contreventé par un système mixte (voile-portique)

Présenté par :

M^r : AIT IKHELEF Tahar

M^r : MAOUCHI Aimad

Promotrice :

M^{me} : BOUICHE Leila

Membre du jury :

M^r : BOUROUBA

M^r : KHEFFACHE

Promotion : 2018-2019

Remerciement

Nous remercions avant tous Dieu le tout puissant de nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances et nos remerciements à notre promotrice M^{me} Bouiche Leila, pour avoir accepté de nous guider dans ce travail.

Nous remercions également les membres de jury qui nous feront l'honneur d'examiner notre travail.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous nos amis pour leur aide, et leur encouragement, et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Symboles et Notations

Symboles	Notations
<i>A', Aser</i>	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
<i>At</i>	Section d'un cours d'armature transversale.
<i>A</i>	Coefficient d'accélération de zone.
<i>α</i>	Coefficient de la fibre neutre.
<i>B</i>	Aire d'une section de béton.
<i>Br</i>	Section réduite.
<i>b</i>	La largeur en générale.
<i>C</i>	Cohésion du sol.
<i>D</i>	Facteur d'amplification dynamique.
<i>E</i>	Module d'élasticité longitudinale.
<i>Ei</i>	Module de Yong instantané.
<i>Ev</i>	Module de Yong différé.
<i>Es</i>	Module d'élasticité de l'acier.
<i>ELU</i>	Etat limite ultime.
<i>ELS</i>	Etat limite de service.
<i>fbu</i>	Contrainte de compression du béton.
<i>fe</i>	Limite d'élasticité de l'acier.
<i>fc28</i>	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
<i>ft28</i>	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
<i>fji</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
<i>fgi</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes.
<i>fqi</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
<i>fgv</i>	Flèche différée due aux charges permanentes.
<i>Δf</i>	Fleche totale.
<i>Δfadm</i>	Fleche admissible.
<i>G</i>	Charges permanentes.
<i>H</i>	Hauteur.
<i>ht</i>	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
<i>hcc</i>	Hauteur du corps creux.
<i>hdc</i>	Hauteur de la dalle de compression.
<i>he</i>	Hauteur libre d'étage.
<i>hr</i>	Hauteur de la dalle du radier.
<i>I</i>	Moment d'inertie.
<i>Q</i>	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
<i>L</i>	Portée d'un élément.
<i>Lmax</i>	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.

Lx	Distance entre de deux poutrelles.
Ly	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
M	Moment en générale.
Ma	Moment en appui.
Mt	Moment en travée.
$M0$	Moment isostatique.
N	Effort normal
n	Nombre de contre marche sur la volée
R	Coefficient de comportement global.
S	Section d'un élément.
$Srad$	Surface du radier.
St	Espacement des armatures.
$T1, T2$	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
V	Effort tranchant.
W	Poids de la structure.
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton.
σ_{st}	Contrainte de traction dans l'acier.
γ_w	Pois volumique de l'eau.
γ_b	Coefficient de sécurité concernant le béton.
γ_s	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
σ_{adm}	Contrainte admissible.
τ	Contrainte de cisaillement.
ξ	Pourcentage d'amortissement critique.
CT	Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.
β	Coefficient de pondération.
λ_i	Coefficient instantané.
λ_v	Coefficient différé.

Table des matières

Introduction Générale

Chapitre I : Généralités

Introduction	1
I.1 Présentation de l'ouvrage	1
I.2 Etats limites de calculs.....	2
I.3 Actions et sollicitations de calcul.....	3
I.4 Le béton	3
I.5 L'acier	6
I.6 Règlements et normes utilisées	7
Conclusion.....	7

CHAPITRE II : Predimensionnement des éléments

Introduction	8
II.1 Prédimensionnement et évaluation des charges.....	8
II.2 Descente de charge pour le poteau (E6)	19
II.3 Descente de charge pour le poteau (D3).....	22
II.4 Vérification à faire	25
Conclusion.....	27

Chapitre III : Calcul Des Eléments Secondaires

Introduction	28
III.1 Etude des planchers.....	28
III.2 Etude des escaliers	44
III.3 Etude de la poutre de chaînage.....	52
III.4 Etude de l'acrotère	54
III.5 Etude de l'ascenseur.....	57
Conclusion	61

Chapitre IV : Etude dynamique

Introduction	62
IV.1 Les nouvelles dimensions des poteaux.....	62
IV.2 Méthodes de calcul	62
IV.3 Analyse sismique de la structure	62
Conclusion.....	72

Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux

V.1 Etude des Poteaux.....	73
V.2 Etude des Poutres	82
V.3 Etude des Voiles	91
Conclusion.....	96

Chapitre VI : l'infrastructure

Introduction	97
VI.1 Etude des fondations	97
VI.2 Etude du voile périphérique	111
Conclusion.....	115

Conclusion Générale

Bibliographie

Annexes

Plans de la structure

Liste des Figures

Figure I.1 Schéma de la structure en 3D.....	1
Figure I.2 diagramme contraintes-déformation du béton.....	4
Figure I.3 Diagramme de contrainte- déformation (Acier).....	6
Figure II.1 Vue en coupe d'une poutrelle.....	8
Figure II.2 Plancher à corps creux.....	8
Figure II.3 Schéma de la disposition des poutrelles.....	9
Figure II.4 Dalle sur 2 appuis.....	10
Figure II.5 Dalle sur 3 appuis.....	10
Figure II.6 Dalle sur 4 appuis.....	11
Figure II.7 Dalle sur 4 appuis (Ascenseur).....	11
Figure II.8 Vue en plan de l'escalier droit à une volée.....	11
Figure II.9 Schéma statique de d'escalier droit à une volée.....	11
Figure II.10 Vue en plan de l'escalier droit à deux volée.....	12
Figure II.11 Schéma statique de d'escalier droit à deux volée.....	12
Figure II.12 Vue en plan d'un acrotère.....	13
Figure II.13 Coupe transversale d'un voile.....	18
Figure II.14 Surface qui revient au poteau E6	19
Figure II.15 Surface qui revient au poteau D3 du RDC jusqu'au 9ème étage.....	22
Figure II.16 Surface qui revient au poteau D3 de l'étage 10 au 11ème.....	22
Figure III.1 Schéma statique de la poutrelle type 03 du plancher commercial.....	30
Figure III.2 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	39
Figure III.3 Schéma de ferrailage dalle (D1).....	40
Figure III.4 Schéma de ferrailage dalle (D2).....	42
Figure III.5 Schéma de ferrailage dalle (D3).....	44
Figure III.6 Schéma de l'escalier droit à une volée.....	44

Figure III.7	Schéma statique de l'escalier droit à une volée.....	45
Figure III.8	Schéma de ferrailage de l'escalier droit à une volée.....	47
Figure III.9	Schéma statique de la poutre palière.....	47
Figure III.10	Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	50
Figure III.11	Schéma de ferrailage de l'escalier droit à 2 volées.....	52
Figure III.12	Schémas de ferrailage de la poutre de chaînage.....	53
Figure III.13	schémas de ferrailage de l'acrotère.....	56
Figure III.14	Coupe transversale d'ascenseur.....	57
Figure III.15	Schéma représentant la surface d'impact.....	58
Figure III.16	Ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	61
Figure IV.1	Spectre de réponse.....	65
Figure IV.2	Dispositions des voiles.....	66
Figure V.1	Schéma de ferrailage des poteaux.....	81
Figure V.2	Schéma de ferrailage de la poutre principale.....	89
Figure V.3	Schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	91
Figure V.4	Schéma de ferrailage du voile Vx3.....	96
Figure VI.1	Semelle filante.....	98
Figure VI.2	Schéma de ferrailage du radier.....	105
Figure VI.3	Schéma des lignes de rupture du radier.....	106
Figure VI.4	Schéma des nervures dans le sens x-x.....	107
Figure VI.5	Schéma des nervures dans le sens y-y.....	107
Figure VI.6	Section a ferrailé.....	108
Figure VI.7	Schéma de ferrailage des nervures.....	110
Figure VI.8	Répartition des contraintes sur le voile périphérique.....	112
Figure VI.9	Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	115

Liste des Tableaux

Tableau II.1. Dimensionnement de l'escalier droit à deux volées	13
Tableau II.2 Évaluation des charges sur la terrasse inaccessible.....	13
Tableau II.3 Évaluation des charges sur la terrasse accessible.....	14
Tableau II.4 Évaluation des charges sur Plancher étage courant à corps creux (16+4).....	14
Tableau II.5 Évaluation des charges sur les balcons.....	14
Tableau II.6 Évaluation des charges sur les dalles pleines.....	15
Tableau II.7 Évaluation des charges revenant au escalier volée	15
Tableau II.8 Évaluation des charges revenant au palier de repos.....	15
Tableau II.9 Évaluation des charges revenant au murs extérieur doubles cloisons.....	16
Tableau II.10 Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propre	19
Tableau II.11 Descente des charges pour le poteau E6.....	21
Tableau II.12 Descente des charges pour le poteau D3.....	24
Tableau II.13 Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités.....	25
Tableau II.14 Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités.....	26
Tableau II.15 Vérification des conditions du RPA 99 / 2003.....	27
Tableau II.16. Dimensions des poteaux.....	27
Tableau III.1. Types de poutrelles.....	28
Tableau III.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.....	29
Tableau III.3 Charges qui reviennent sur les poutrelles.....	29
Tableau III.4 Moments en travées de la travée BC et CD.....	31
Tableau III.5 les Sollicitations les plus défavorable du plancher commerce.....	31
Tableau III.6 les Sollicitations les plus défavorable du plancher Habitation.....	32
Tableau III.7 les Sollicitations les plus défavorable du plancher terrasse inaccessible.....	32
Tableau III.8 Les schémas de ferrailage des poutrelles.....	39
Tableau III.9 Résultats de ferrailage de la dalle (D1).....	40
Tableau III.10 Vérification de l'effort tranchant de la dalle (D1).....	40

Tableau III.11 Vérification des contraintes à l'ELS de la dalle (D1).....	40
Tableau III.12 Résultats de ferrailage de la dalle (D).....	41
Tableau III.13 Vérification de l'effort tranchant de la dalle (D2).....	41
Tableau III.14 Vérification des contraintes à l'ELS de la dalle (D2).....	41
Tableau III.15 Résultats de ferrailage de la dalle (D3).....	43
Tableau III.16 Vérification des contraintes à l'ELS de la dalle (D3).....	43
Tableau III.17 Sollicitations dans l'escalier droit à une volée	46
Tableau III.18 Ferrailage de l'escalier droit à une volée.....	46
Tableau III.19 Vérification des contraintes à l'ELS.....	46
Tableau III.20 Résultats de ferrailage de la poutre palière.....	48
Tableau III.21 Vérification des contraintes à l'ELS.....	49
Tableau III.22 Sollicitations dans l'escalier droit à deux volée	51
Tableau III.23 Ferrailage de l'escalier droit à deux volée	51
Tableau III.24 Vérification des contraintes à l'ELS.....	51
Tableau III.25 Ferrailage la poutre de chaînage.....	52
Tableau III.26 Vérification des contraintes à l'ELS	53
Tableau III.27 Combinaison d'action de l'acrotère.....	54
Tableau III.28 Ferrailage de l'acrotère	55
Tableau III.29 Résultats de calcul du ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	58
Tableau III.30 Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charge concentrée.....	59
Tableau IV.1 Dimensions finales des poteaux.....	62
Tableau IV.2 Valeurs des pénalités.....	63
Tableau IV.3. Périodes et taux de participation massique de la structure.....	66
Tableau IV.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.....	67
Tableau IV.5. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales.....	68
Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	68
Tableau IV.7 Vérifications des déplacements de niveaux sens x-x.....	69
Tableau IV.8 Vérifications des déplacements de niveaux sens y-y.....	70

Tableau IV.9 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	71
Tableau IV.10 Vérification de l'effort normal réduit.....	72
Tableau V.1 Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux.....	73
Tableau V.2 Sollicitations dans les différents poteaux.....	74
Tableau V.3 Ferrailage longitudinal des poteaux.....	76
Tableaux V.4 Ferrailage transversales des poteaux.....	77
Tableau V.5 Vérification au flambement des différents poteaux.....	78
Tableau V.6 Vérification des contraintes dans le béton.....	79
Tableau V.7 Vérification des contraintes de cisaillement.....	79
Tableau V.8 Ferrailage longitudinales des poutres.....	83
Tableau V.9 Vérification des contraintes tangentielles.....	84
Tableau V.10 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	85
Tableau V.11 Vérification de l'état limite de compression du béton.....	85
Tableau V.12 Moment résistant dans les poteaux.....	86
Tableau V.13 Moment résistant dans les poutres.....	87
Tableau V.14 Vérification de la zone nodale.....	88
Tableau V.15 Sollicitations maximales dans le voile Vx3 // à x-x'	92
Tableau V.16 Sollicitations et ferrailage du voile Vx3 dans tous les niveaux.....	95
Tableau VI.1. Section d'armateur du radier.....	103
Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	104
Tableau VI.3 Section d'armateur du radier à l'ELS.....	104
Tableaux VI.4 Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens.....	107
Tableaux VI.5 Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.....	108
Tableau VI.6 Résultats de ferrailage des nervures.....	108
Tableau VI.7 Vérification des contraintes à l'ELS.....	109
Tableau VI.8 Ferrailage des nervures à l'ELS.....	109
Tableau VI.9 Ferrailage des voiles périphérique	113
Tableau VI.10 Vérifications des contraintes à l'ELS.....	114
Tableau VI.11 Section des armatures du voile périphérique l'ELS.....	114

INTRODUCTION

Introduction générale

Le génie civil est l'ensemble des activités, techniques nécessaires à la réalisation de constructions civiles. Il intervient dans la structure, la géotechnique, l'hydraulique, le transport et l'environnement.

Le rôle de l'ingénieur en structure de génie-civil dans un projet de construction d'un Immeuble est fondamental. Il doit concevoir et calculer les éléments de la Structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité et une sécurité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation

Notre projet consiste à effectuer une étude complète d'un bâtiment en béton armé (R+11+Sous-sol) à usage d'habitation et commercial contreventé par un système mixte (voile-portique), Le bâtiment se situe en Algérie, exactement à Bejaia dans le lieu-dit « Dar Nacer ».

Pour ce faire, nous allons répartir le travail sur six chapitres :

- Le premier chapitre on a donné un bref résumé sur les règlements de calcul des structures en béton armé.
- Le deuxième chapitre consacré au pré dimensionnement des éléments composant la structure
- le troisième chapitre, nous avons calculé et ferrailé les éléments secondaires
- Nous avons fait par la suite, en chapitre quatre l'étude dynamique où on a modélisé notre structure avec le logiciel ETABS 2016.
- L'étude des éléments structuraux fait l'objet du chapitre cinq.
- Enfin nous avons choisi et calculé les fondations en fonction des caractéristiques du site et de la structure. suivi d'une conclusion générale.

CHAPITRE I

Introduction

- L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.
- Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, à cet effet, on consacre ce présent chapitre à l'étude de ces caractéristiques dans le cas de ce projet.

I.1 Présentation et description de l'ouvrage

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment en (R+11+sous-sol), dont ces parties structurales sont utilisées comme suit :

- sous-sol : à usage de vide sanitaire.
- RDC : à usage d'habitation et commercial.
- du 1er étage jusqu'au 11ème étage : à usage habitation.

L'étage 7 comprend une terrasse accessible, l'étage 8 comprend une terrasse inaccessible et L'étage 9 comprend deux terrasses accessibles.

- Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est de 42,65m inférieure à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA 99/version 2003 « **article 3.2** » dans le groupe d'usage 2.

I.1.1 Implantation de l'ouvrage

Le bâtiment se situe en Algérie, exactement à Bejaia dans le lieu-dit « Dar Nacer ». Bejaia est classée selon le règlement parasismique algérien (RPA99 - 2003) dans une zone de moyenne sismicité (zone II_a).

I.1.2 Description architecturale de l'ouvrage

➤ Dimensions en plan

Les dimensions maximales sont :

$L_x = 20,10\text{m}$; $L_y = 20,90\text{m}$

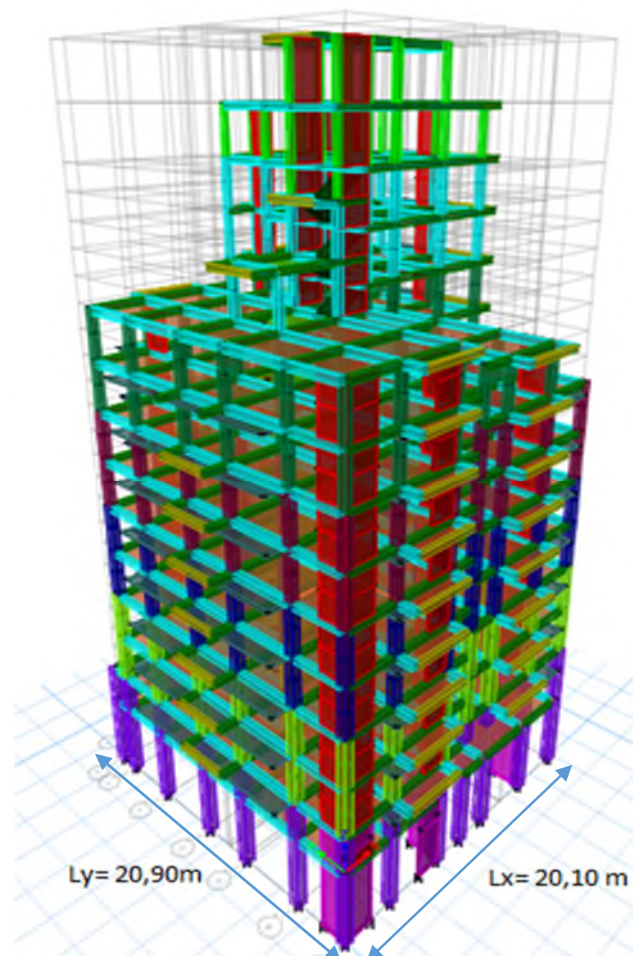


Figure I.1 schéma de la structure en 3D

➤ Dimensions en élévation

L'ouvrage projeté, présente les caractéristiques suivantes :

Hauteur totale	42,65m
Hauteur du sous-sol (vide sanitaire)	04,31m
Hauteur du rez-de chaussée.....	03,78m
Hauteur des étages courants	02,88 m

I.1.3 Données géotechniques du site

D'après le rapport de sol, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- Une contrainte de sol de 1,75 bars obtenus à partir d'une profondeur d'ancrage de 3,80m.
- Le sol est classé en catégorie meuble (S3) selon sa nature géotechnique.
- Les caractéristiques mécaniques jusqu' à 4,5m de profondeur : $C=0.46$ bars , $\varphi=18,65^\circ$.

I.2 Etats limites de calculs

Un état limite est un état au-delà duquel la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue, il existe deux états limites :

1. Etat Limite Ultime (ELU) ou de Résistance

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante d'ouvrage (résistance maximum de l'ouvrage). Son dépassement entraîne la ruine ou destruction de l'ouvrage, on cite trois cas :

- L'équilibre statique ;
- De stabilité de forme (le flambement) ;
- La résistance de l'un des matériaux (limite de rupture d'une ou plusieurs sections critiques).

- Hypothèse de calcul à l'ELU

- Les sections droites restent planes (le diagramme des déformations est linéaire).
- Du fait de l'adhérence, toute armature subissant une déformation linéaire, la gaine du béton subit la même déformation.
- La résistance du béton tendu est négligée.
- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

en flexion $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$

en compression simple $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$

2. Etat Limite de Service (ELS) ou d'Utilisation

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son usage (exploitation) normale et sa durabilité soient assurés, son dépassement entraîne un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage, il existe trois cas :

- Les déformations des éléments (flèche).
- Ouverture des fissures (acier).
- Valeurs de la compression du béton
- **Hypothèse de calcul à l'ELS**
- Conservation des sections planes.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

I.3 Actions et sollicitations de calcul

I.3.1 Les Actions

On appelle action, les forces et les couples dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction, on distingue :

a) Les Actions Permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles constituent :

- Le poids propre des éléments de la structure ;
- Le poids des revêtements et cloisons ;
- Le poids de poussée des terres et des liquides.

b) Les Actions Variables (Q)

Ce sont des actions dont l'intensité varie dans le temps, elles correspondent aux :

- Charges d'exploitations appliquées au cours d'exécution ;
- Effet de la température ;
- Charges climatiques (vent, neige) ;
- Charge non permanente appliquées au cours de l'exécution.

c) Les Actions Accidentelles

Ce sont des actions qui se produisent rarement, et dont la durée d'application est courte on peut citer : Explosions, Séismes, Chocs, ...

I.4 Le béton

C'est un matériau de construction formé par un mélange de granulats, d'eau aggloméré par un liant hydraulique (ciment), éventuellement complété par des adjuvants et des additions.

I.4.1 Caractéristiques du béton

➤ **Résistance mécanique à la compression f_{cj}**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise, notée f_{c28} . Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm , et de hauteur de 32cm .

Pour l'étude de ce projet, on prendra : $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

➤ **Résistance à la traction f_{tj}**

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de (j) jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} < 60\text{MPa} \quad (\text{CBA93, Art. A.1.2.1.2})$$

comme $f_{c28} = 25\text{MPa}$, on a $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$

➤ **Contrainte limite à l'ELU**

La contrainte en compression est donnée par : $f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$ (BAEL91, Art. A.4.3.4)

Dans notre cas : $f_{bu} = 14,2\text{MPa}$

➤ **Contrainte limite à l'ELS**

Cette contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \quad (\text{BAEL91, Art. A.4.5.2})$$

➤ **Diagramme des contraintes-déformations du béton**

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal (*figure I.2*)

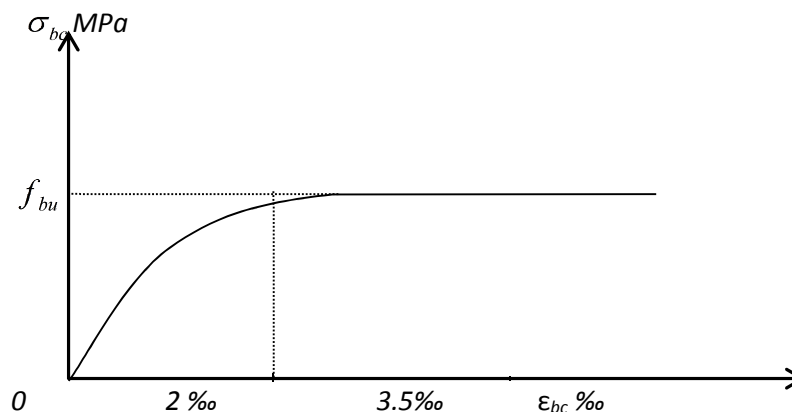


Figure I.2 diagramme contraintes-déformation du béton.

Le diagramme (parabole rectangle) ci-dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

2‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.

3.5‰ : en flexion simple ou composée.

$$\text{Pour : } 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad f_{bc} = 0.25 \times f_{bu} \times 103 \varepsilon_{bc} \quad (4 \times 103 \times \varepsilon_{bc}).$$

$$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \quad f_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

➤ Module de déformation longitudinale du béton

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{CBA93, Art.A.2.1.2.1})$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à

$$(j) \text{ jours est : } E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{CBA93, Art. A.2.1.2.2})$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{MPa}, \text{ on a : } \begin{cases} E_{i28} = 32164,20 \text{MPa} \\ E_{v28} = 10818,86 \text{MPa} \end{cases}$$

➤ Coefficient de Poisson ν

$\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations.

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations.

➤ Contraintes admissibles de cisaillement

$$\text{Fissuration peu nuisible F.P.N : } \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) \quad (\text{B.A.E.L.91, Art.A.5.1.2.11})$$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 3,33 \text{MPa} & \text{en situation durable et transitoire (S.D.T).} \\ 4,34 \text{MPa} & \text{en situation accidentelle (S.A)} \end{cases}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable F.P ou F.T.P : } \tau_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 2,5 \text{MPa} & \text{en situation durable et transitoire (S.D.T).} \\ 3,26 \text{MPa} & \text{en situation accidentelle (S.A)} \end{cases}$$

I.5 L'acier

C'est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leurs rôles est de résister à l'effort de traction, de cisaillement et de torsion.

➤ Diagramme des contraintes – déformations (acier) :

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ε_s) est conventionnellement défini comme suit :

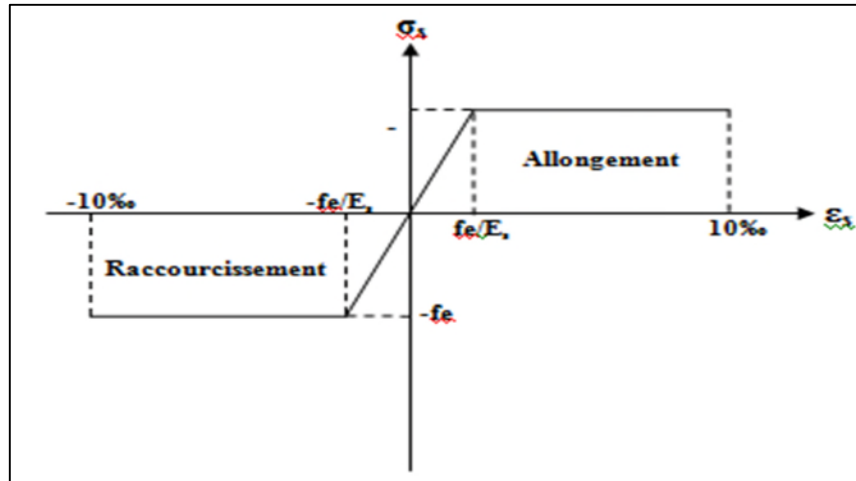


Figure I.3 Diagramme de contrainte- déformation (Acier)

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ε_s .

➤ Les armatures en acier

On a choisi de prendre $f_e=400\text{MPa}$

➤ Module d'élasticité longitudinal

On prend : $E_s= 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

➤ Contrainte limite des aciers

➤ Etat limite ultime (E.L.U)

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

Dans le cas de ce projet : $\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$

➤ **Etat limite de service (E.L.S)**

Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante. La contrainte est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] = 201,63 \text{ MPA} \quad (\text{BAEL91, Art.4.5.3.3.})$$

- Cas où la fissuration est très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] = 164,97 \text{ MPA} \quad (\text{BAEL91, Art. A.4.5.3.4})$$

η : Coefficient de fissuration = 1,6 (pour les hautes adhérences $\phi \geq 6mm$.)

I.6 Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003 ;
- DTR BC 2.41 : Règle de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93
- DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation ;
- DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles ;
- Béton aux états limites BAEL 91/Version99.

- **Différentes combinaisons d'action données par le RPA**

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

$$1.35G+1.5Q$$

$$G+Q$$

$$G+Q \pm E.$$

$$0.8G \pm E.$$

Conclusion

Le calcul d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précautions.

CHAPITRE II

Introduction

L'objectif du prédimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis, on distingue :

- Eléments structuraux : Poutres, poteaux et voiles.
- Eléments secondaires : Planchers, escaliers, acrotère et l'ascenseur.

Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le *RPA 99 révisé 2003*, le *BAEL 91* et le *CBA 93*.

II.1 Prédimensionnement et évaluation des charges

II.1.1 Eléments secondaires

1. Les planchers

1.a Plancher à corps creux

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{CBA, article B.6.8.4.2.4})$$

Avec :

L_{\max} : Travée maximale des poutrelles entre nus d'appuis.

h_t : Hauteur totale du plancher.

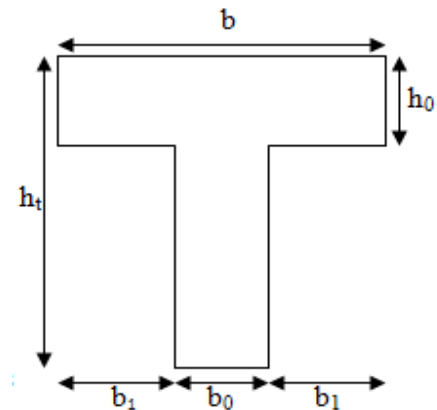


Figure II.1 Vue en coupe d'une poutrelle

$$L_{\max} = 410 - 30 = 380 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{380}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 16,89 \text{ cm}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur : $h_t = 20 \text{ cm}$

$h_{cc} = 16 \text{ cm}$: Hauteur du corps creux

$h_{dd} = 4 \text{ cm}$: Hauteur de la dalle de compression.

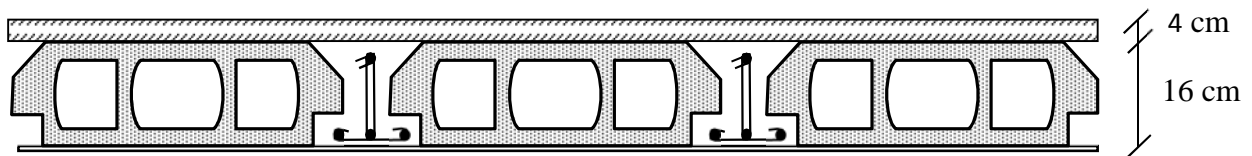


Figure II.2 Plancher à corps creux.

- **Disposition des poutrelles**

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

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

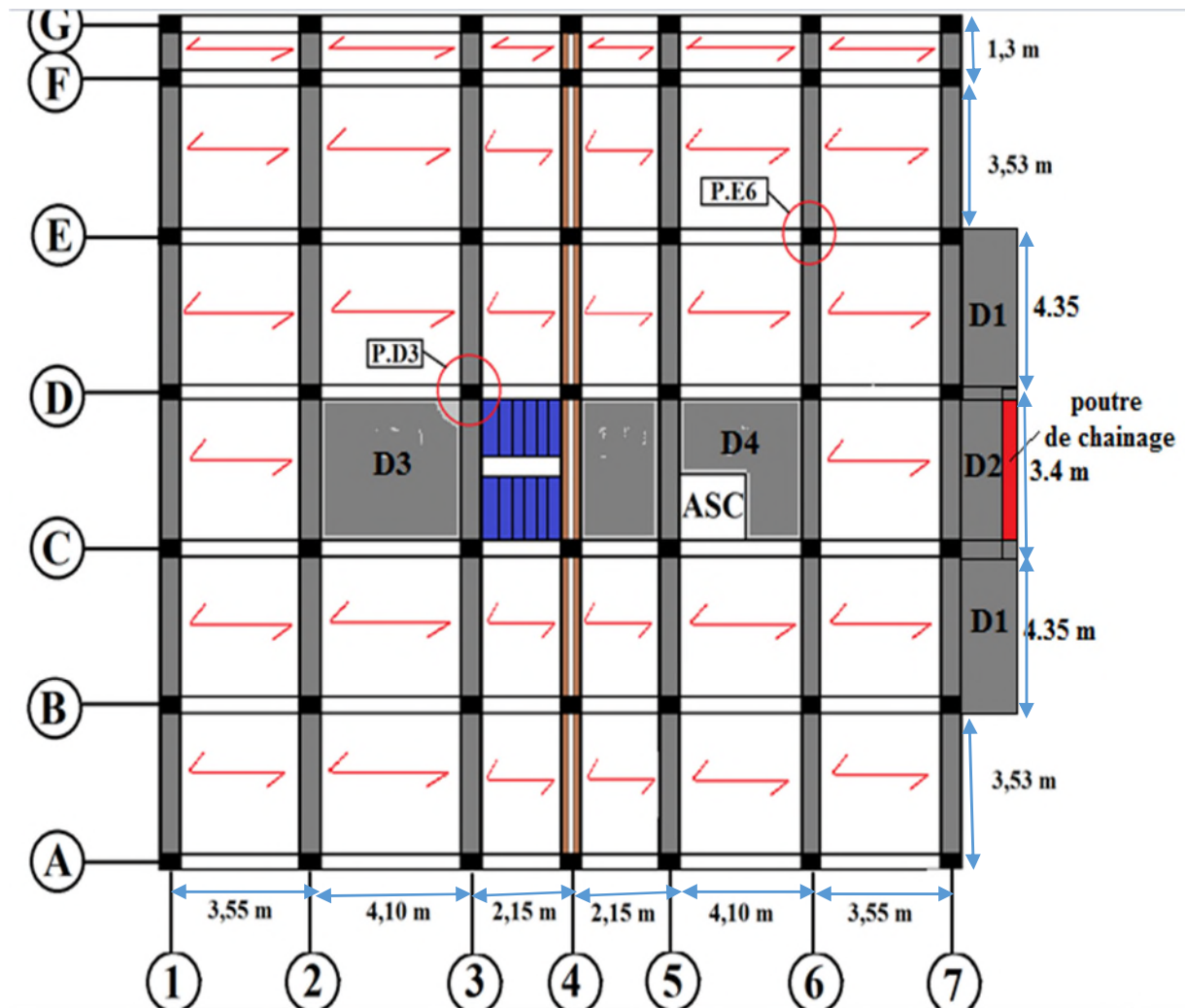


Figure II.3 Schéma de la disposition des poutrelles

La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} = \min \left(\frac{Lx}{2} ; \frac{Ly^{min}}{10} \right) \quad (CBA, \text{ article } 4.1.3)$$

h_t : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher).

h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

b_0 : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement.

b : Largeur efficace.

Lx : Distance entre nus de deux poutrelles.

L_y^{\min} : Longueur de la plus petite poutrelle.

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} \quad , \quad 8 \text{ cm} < b_0 < 12 \text{ cm} \text{ on prend } b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$L_y^{\min} = 215 - 30 = 185 \text{ cm} \quad , \quad h_0 = 4 \text{ cm} \quad , \quad h_t = 20 \text{ cm}$$

On a donc :

$$\frac{b-b_0}{2} = \min(27,5 \text{ cm} ; 18,5 \text{ cm}) \Rightarrow \frac{b-b_0}{2} = 18,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b = (18,5 * 2) + 12 = 49 \text{ cm} \text{ ce que donne : } b = 49 \text{ cm}$$

1.b Plancher à dalle pleine

Elle se calcule comme un ensemble de panneaux de dalle, qui se reposent sur 1, 2, 3 ou 4 appuis. Leurs dimensions doivent satisfaire les critères suivants :

- **Résistance à la flexion**

- Pour une dalle en console ou deux appuis parallèles : $e \geq \frac{L_x}{20}$.

- Dalle reposant sur plus de deux appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$ pour ($\rho \leq 0,4$).

- Dalle reposant sur plus de deux appuis : $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ pour ($\rho > 0,4$)

Avec : $(\rho = \frac{L_x}{L_y})$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

- Dans ce projet on distingue trois types de dalles pleines

- * **Dalle(D1) sur 2 appuis (balcon)**

On a: $L_x = 1,20 \text{ m}$; $L_y = 4,05 \text{ m}$.

$$\rho = L_x / L_y \Leftrightarrow \rho = 0,29 < 0,4$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Leftrightarrow \frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30}$$

$$3,43 \text{ cm} \leq e \leq 4 \text{ cm}$$

$$e = 4 \text{ cm}$$

- * **Dalle (D2) sur 3 appuis**

On a: $L_y = 3,10 \text{ m}$; $L_x = 1,20 \text{ m}$.

$$\rho = L_x / L_y \Leftrightarrow \rho = 0,38 < 0,4$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Leftrightarrow \frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30}$$

$$3,42 \text{ cm} \leq e \leq 4 \text{ cm}$$

$$e = 4 \text{ cm}$$

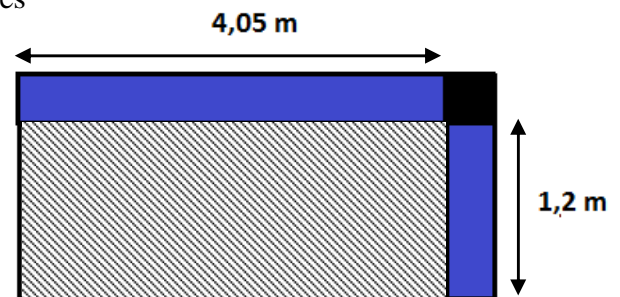


Figure II.4 Dalle sur 2 appuis.

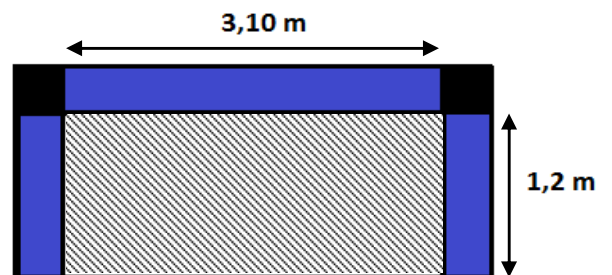


Figure II.5 Dalle sur 3 appuis

* **Dalle(D3) sur 4 appuis**

On a : $L_x = 3,10 \text{ m}$; $L_y = 3,80 \text{ m}$.

$$\rho = L_x / L_y \Leftrightarrow \rho = 0,82 > 0,4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Leftrightarrow \frac{310}{45} \leq e \leq \frac{310}{40}$$

$$6,89 \text{ cm} \leq e \leq 7,75 \text{ cm}$$

$$e = 7 \text{ cm}$$

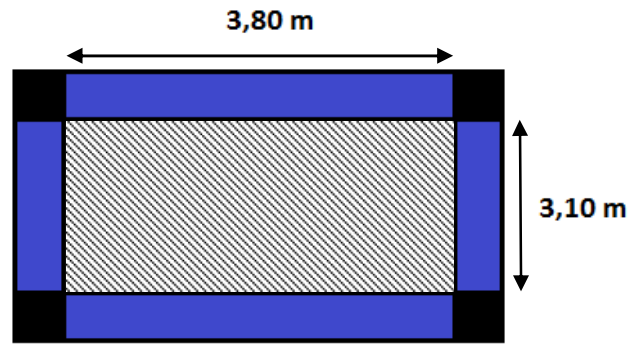


Figure II.6 Dalle sur 4 appuis

* **Dalle (D4) sur 4 appuis**

On a : $L_x = 3,10 \text{ m}$; $L_y = 3,80 \text{ m}$

$$\rho = L_x / L_y \Leftrightarrow \rho = 0,82 > 0,4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Leftrightarrow \frac{310}{45} \leq e \leq \frac{310}{40}$$

$$6,89 \text{ cm} \leq e \leq 7,75 \text{ cm}$$

$$e = 7 \text{ cm}$$

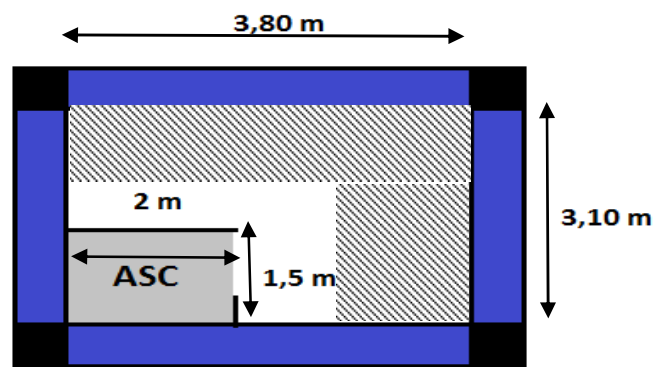


Figure II.7 Dalle sur 4 appuis (Ascenseur)

• **Critère de résistance au feu**

$e \geq 07 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe-feu

$e \geq 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe-feu

$e \geq 14 \text{ cm}$ Pour trois heures de coupe-feu

- on opte pour les dalles pleines (balcons ,dalle de l'ascenseur, dégagement) : **e= 15 cm**

2. Les escaliers

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, Permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant. Il existe plusieurs types d'escaliers, parmi ces types, on site ceux qui coïncide avec notre projet :

Type 1 : Escalier droit à une volée

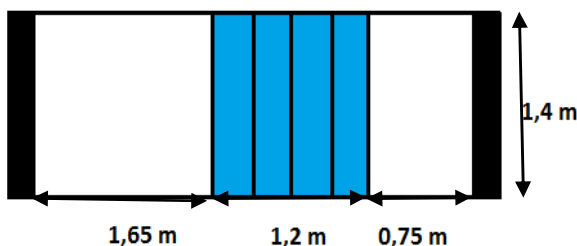


Figure II.8 Vue en plan de l'escalier droit à une volée

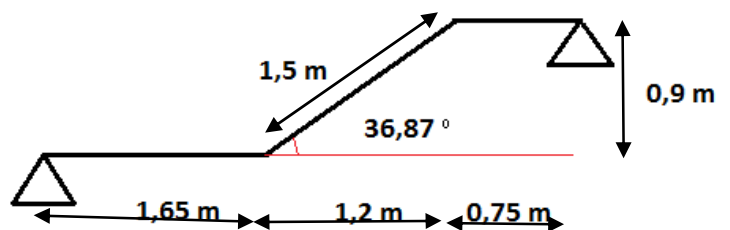


Figure II.9 Schéma statique de d'escalier droit à une volée

▪ **Calcul du nombre de marches et de contre marches**

On a: $L_v = 150 \text{ cm}; H = 90 \text{ cm}.$

Pour avoir un escalier confortable, nous allons utiliser la formule de BLONDEL

Vérifiant la cohérence entre la hauteur de marche et son giron :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64$$

$$g = \frac{L}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

Avec :

$n-1$: Nombre de marches ; L : Longueur de la volée.

n : Nombre de contre marches ; H : La hauteur de la volée.

$$n = 90/18 = 5 \text{ contres marches}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{120}{5-1} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{90}{120} \Rightarrow \alpha = 36,87$$

α : Angle de raccordement

- **Epaisseur de la paillasse et du palier intermédiaire**

$$L = l_1 + l_v + l_3 \quad ; \quad l_v = \sqrt{1,2^2 + 0,9^2} = 1,5 \text{ m} \quad ; \quad L = 3,9 \text{ m}$$

l_v : longueur de la volée

l_3 : longueur du palier de repos

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Leftrightarrow \frac{390}{30} \leq e \leq \frac{390}{20}$$

$$13 \text{ cm} \leq e \leq 19,5 \text{ cm}$$

$e \geq 11 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Pour deux heures de coupe-feu

On adopte $e=15 \text{ cm}$

Type 2 : escalier droit à deux volées

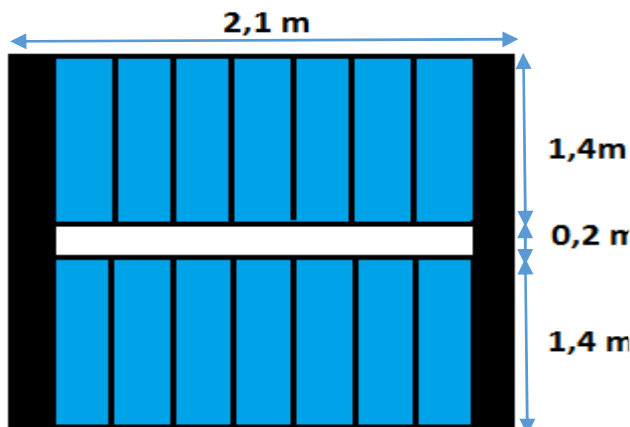


Figure II.10 Vue en plan de l'escalier d'escalier droit à deux volée

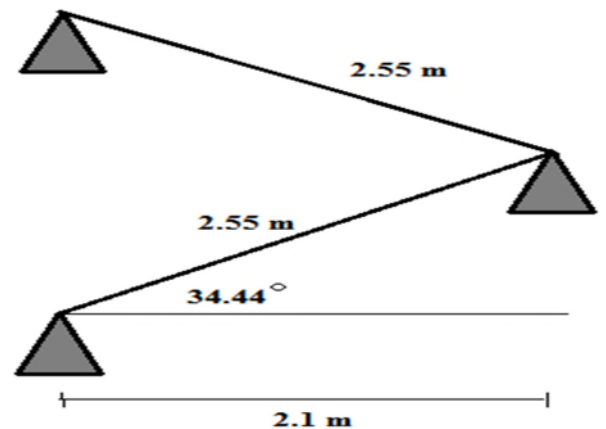


Figure II.11 Schéma statique de l'escalier droit à deux volée

H(cm)	h(cm)	n	g(cm)	L ₀ (cm)	L _v (cm)	α	e(cm)	e'(cm)
144	18	7	30	210	255	34,44°	15	18,18

Tableau II.1. Dimensionnement de l'escalier droit à deux volées

3. Acrotère de la terrasse inaccessible

Ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture, la surface de l'acrotère est :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,08) + \frac{0,1 \times 0,02}{2} = 0,069 \text{ m}^2.$$

$$G_0 = 25 \times S_{acr} = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ KN}$$

$$G_{rev} = 18 \times 0,03 = 0,54 \text{ KN}$$

G _{acro}	2,265 KN/m
Q _{acro}	1,00 KN/m

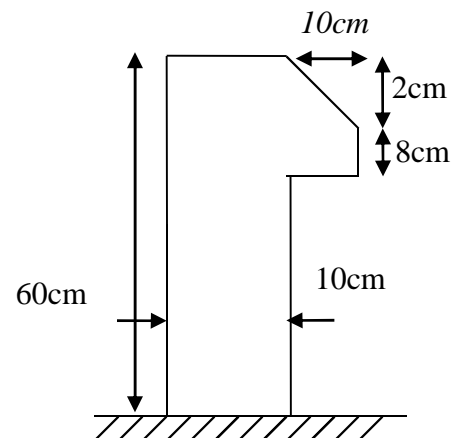


Figure II.12 Vue en plan d'un acrotère

4. Evaluation des charges et les surcharges

a. Plancher terrasse inaccessible a corps creux

Composant	Epaisseur (m)	Densité (kN /m ³)	Poids «G» (kN/m ²)
Gravier de protection	0,05	20	1
Multicouche étanchéité	0,02	6	0,12
Isolation thermique	0,04	4	0,16
Planche a corps creux	(0,16+0,04)	14,25	2,85
Enduit en mortier	0,015	18	0,27
Forme de pente	0,10	22	2,20
Total charge permanentes	G = 6,60 kN/m²		
Total charges exploitations	Q = 1 KN/m²		

Tableau II.2 Évaluation des charges sur la terrasse inaccessible

b. Plancher terrasse accessible à corps creux

Composant	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids «G» (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0,40
Mortier de pose	0.02	20	0,40
Couche de sable	0.02	18	0,36
Multi couche étanchéité	0.02	6	0,12
Isolation thermique	0.04	4	0,16
Planché à corps creux	(0,16+0,04)	14,25	2,85
Forme de pente	0.10	22	2,2
Enduit en mortier	0.015	18	0,27
Total charge permanentes	G = 6,76 KN/m²		
Total charges exploitations	Q = 1,5 KN/m²		

Tableau II.3 Évaluation des charges sur la terrasse accessible

c. Plancher étage courant à corps creux (16+4)

Composant	Epaisseur (m)	Densité(KN /m ³) (KN/M ³)	Poids «G» KN (/m ²)
Cloisons de séparation	0,10	10	1
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Enduit en plâtre	0,015	10	0,15
Planché a corps creux	(0,16+0,04)	14,25	2,85
Total charge	G = 5,16 KN /m²		
Total charges	Q = 1,5 KN /m²		
Q étage commercial	Q = 5 KN /m²		

Tableau II.4 Évaluation des charges sur Plancher étage courant à corps creux (16+4)

d. Charges sur les balcons

Composant	Epaisseur (m)	Densité(KN /m ³) (KN/M ³)	Poids «G» (KN /m ²)
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Balcon	0,12	25	3
Enduit en mortier	0,015	18	0,27
Total charge permanentes	G = 4,43 KN /m²		
Total charges exploitations	Q = 3,5 KN /m²		

Tableau II.5 Évaluation des charges sur les balcons

e. Charges sur les dalles pleines

Composant	Épaisseur (m)	Densité(KN /m ³) (KN/M ³)	Poids «G» (KN /m ²)
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit en mortier	0,015	18	0,27
Total charge permanentes	G = 5,18 KN /m²		
Q étage courant	Q = 2,5 KN /m²		

Tableau II.6 Évaluation des charges sur les dalles pleines

f. Charges revenant aux escaliers

1. volée

Composant	Épaisseur (m)	Densité(KN /m ³) (KN/M ³)	Poids «G» (KN /m ²)
Enduit en mortier	0,015 /cos(α)	18	0,33
Paillasse	0,15 /cos(α)	25	4,54
Marche	0,18/2	22	1,98
Mortier de pose H	0.02	20	0,40
Revêtement H	0.02	22	0,44
Mortier de pose V	0.02	20	0,40
Revêtement V	0,02h/g	22	0,26
Total charge permanentes	G = 8,35 KN /m²		
Total charge exploitations	Q = 2,5 KN /m²		

Tableau II.7 Évaluation des charges revenant au escalier volée

2. palier de repos

Composant	Épaisseur(m)	Densité(KN /m ³)	Poids «G» (KN /m ²)
Carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0 ,02	18	0,36
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit en mortier ciment	0,02	18	0,36
Total charge permanentes	G = 5,27 KN /m²		
Total charge exploitations	Q = 2,5 KN /m²		

Tableau II.8 Évaluation des charges revenant au palier de repos

g. Charges revenant aux murs extérieurs doubles cloisons

Composant	Epaisseur(m)	Densité(KN /m ³)	Poids «G» (KN /m ²)
Enduit en mortier	0,02	18	0,36
brique creuse	0,15	8,66	1,35
brique creuse	0,1	9	0,9
Enduit de plâtre	0,015	10	0,15
Total charge permanentes	G = 2,76 KN /m²		
Total charge exploitations	Q = 1 KN /m²		

Tableau II.9 Évaluation des charges revenant au murs extérieur doubles cloisons

II.1.2 éléments structuraux

1. Les poutres

1.a Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, selon le *BAEL 91* leur hauteur est donnée selon la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$L_{\max} = 435 - 35 = 400 \text{ cm}$ (Pour des poteaux de $(35 \times 35) \text{ cm}^2$)

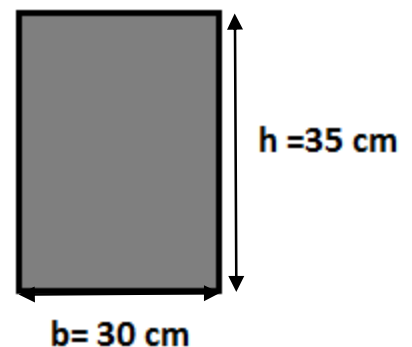
L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis.

$$\frac{400}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{400}{10}$$

$$26.67 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 40 \text{ cm}$$

On prend : $h_{pp} = 35 \text{ cm}$, $b = 30 \text{ cm}$

b : est choisi forfaitairement avec les conditions du RPA



- Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)

$h_{pp} = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$vérifiée

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$vérifiée

$h/b = 1,17 < 4$ vérifiée

1.b Les poutres Secondaires

$$L_{max} = 410 - 35 = 375 \text{ cm}$$

$$25 \text{ cm} \leq h_{ps} \leq 37,5 \text{ cm}$$

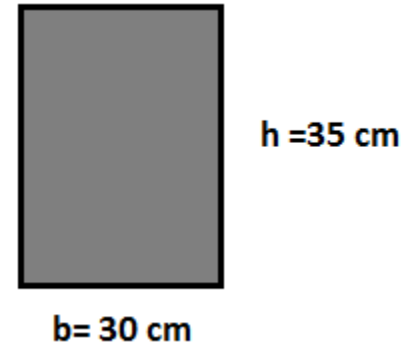
$$\text{Soit : } h = 35 \text{ cm} \text{ et } b = 30 \text{ cm}$$

- Vérification des exigences du RPA 99/2003 (Art 7.5.1)

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

$$h/b = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$



1.c La poutre de chaînage

D'après le **RPA99 (Art 9.3.3)**, la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être Supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté.

Dans notre cas, la poutre sert à reprendre le poids des cloisons.

$$h \geq \max \left(\frac{2}{3} e ; 15 \text{ cm} \right) \Rightarrow h \geq \max \left(\frac{2}{3} \times 15 ; 15 \text{ cm} \right) \Rightarrow h \geq 15 \text{ cm}$$

$$\frac{410}{15} \leq h_{ch} \leq \frac{410}{10} \Leftrightarrow 27,33 \text{ cm} \leq h_{ch} \leq 41 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } h_{ch} = 35 \text{ cm} \quad , \quad b = 30 \text{ cm}$$

b : est choisi forfaitairement avec les conditions du RPA

- Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)

$$h_{ch} = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

$$h/b = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

2. Les voiles de contreventement

D'après le *RPA 99V2003* les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

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

avec : h_e hauteur libre d'étage

Pour le sous-sol : $h_e = 4,31 - 0,35 = 3,96\text{m} \Rightarrow e \geq 19,8\text{cm}$

Pour le RDC : $h_e = 3,78 - 0,35 = 3,43\text{m} \Rightarrow e \geq 17,15\text{cm}$

Pour les étages courants : $h_e = 2,88 - 0,35 = 2,53\text{m} \Rightarrow e \geq 12,65\text{cm}$

On prend : $\left\{ \begin{array}{l} e=20\text{cm} \text{ pour le sous-sol et le RDC} \\ e=15\text{cm} \text{ pour les étages courants} \end{array} \right.$

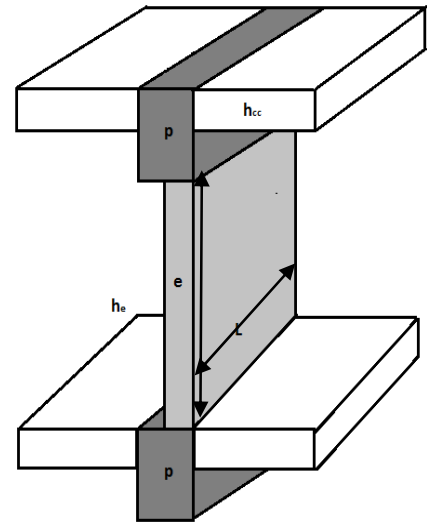


Figure II.13 Coupe transversale d'un voile

- Calcul de la largeur des voiles

$$L \geq 4 * e \Rightarrow$$

On prend : $\left\{ \begin{array}{l} \text{pour le sous-sol et le RDC : } L \geq 80 \text{ cm} \\ \text{Pour les étages courants : } L \geq 60 \text{ cm} \end{array} \right.$

3. Les poteaux

Les poteaux sont dimensionnés selon 03 critères :

- 1- Résistance
- 2- Critère de stabilité de forme (flambement)
- 3- Conditions de coffrage.

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

Pour ce faire, on a sélectionné deux poteaux qui nous semblent susceptible d'être les plus sollicités :

P. D3 : poteau au niveau de la cage d'escalier.

P. E6 : poteau central.

Pour avoir le cas le plus défavorable, on va considérer des poteaux $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ pour le calcul des surfaces afférentes, et des poteaux de dimensions supposés définies ci-après pour le calcul des poids propres de ces derniers.

- Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propre

Niveau	Dimensions (b×h)cm ²	Poids propre G (KN) $G= h \times b \times H \times \gamma_c$
SOUS- SOL	45*45	21,82
RDC		19,14
ETAGES 1 et 2	40*45	12,96
ETAGES 3 , 4 et 5	40*40	11,52
ETAGES 6 et 7	35*40	10,08
ETAGES 8 et 9	35*35	8,82
ETAGES 10 et 11	30*35	7,56

Tableau II.10 Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propre

Avec :

$\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$: poids volumique du béton.

H : hauteur du poteau :

H = 4,31 m pour le sous-sol

H = 3,78 m pour le RDC

H= 2,88 m pour le reste des étages

II.2 Descente de charge pour le poteau E6**II.3 .1 Surfaces afférentes**

$$S1 = 2,35 \text{ m}^2 \quad ; \quad S2 = 2,77 \text{ m}^2$$

$$S3 = 3,51 \text{ m}^2 \quad ; \quad S4 = 2,97 \text{ m}^2$$

$$S = S1 + S2 + S3 + S4 = 11,6 \text{ m}^2$$

$$G_{PP} = \gamma_c \times h_{pp} \times b_{pp} \times L_{PP}$$

$$L_{PP} = 3,49 \text{ m}$$

$$L_{PS} = 3,325 \text{ m}$$

$$G_{PS} = 25 * 0,3 * 0,3 * 3,325 = 7,48 \text{ KN}$$

$$G_{poutere} = 16,64 \text{ KN}$$

- Charge permanente G**

- Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6,6 * 11,6 = 76,56 \text{ KN}$$

- Plancher étage courant :

$$G = 5,16 * 11,6 = 59,86 \text{ KN}$$

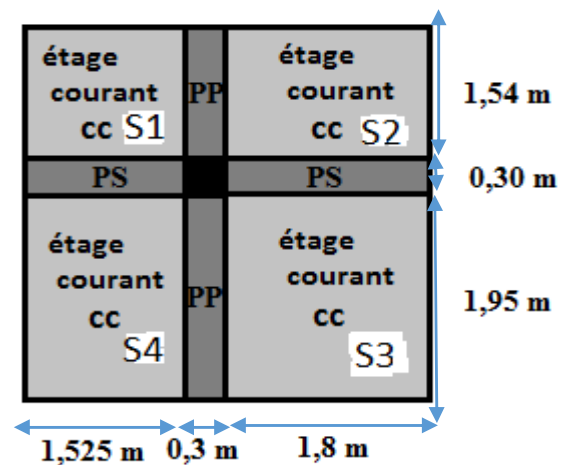


Figure II.14 Surface qui revient au poteau E6

- **Charge d'exploitation Q**

- Plancher Terrasse inaccessible :

$$Q = 1 \times 11,6 = 11,6 \text{KN}$$

- Plancher Etage courant :

$$Q = 1,5 \times 11,6 = 17,4 \text{KN}$$

II.2.2 Dégression des charges d'exploitation

$$N = Q \times S_{\text{afférente}}$$

$$N_{11} : Q_0 = 11,6 \text{KN}$$

$$N_{10} : Q_0 + Q_1 = 29 \text{KN}$$

$$N_9 : Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2) = 44,66 \text{KN}$$

$$N_8 : Q_0 + 0,9 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 58,58 \text{KN}$$

$$N_7 : Q_0 + 0,85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 70,76 \text{KN}$$

$$N_6 : Q_0 + \frac{3+5}{2 \times 5} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 81,2 \text{KN}$$

$$N_5 : Q_0 + \frac{3+6}{2 \times 6} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 89,9 \text{KN}$$

$$N_4 : Q_0 + \frac{3+7}{2 \times 7} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 98,6 \text{KN}$$

$$N_3 : Q_0 + \frac{3+8}{2 \times 8} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 107,3 \text{KN}$$

$$N_2 : Q_0 + \frac{3+9}{2 \times 9} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 116 \text{KN}$$

$$N_1 : Q_0 + \frac{3+10}{2 \times 10} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 124,7 \text{KN}$$

$$N_{\text{RDC}} : Q_0 + \frac{3+11}{2 \times 11} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 133,4 \text{KN}$$

$$N_{\text{SOUS -SOL}} : Q_0 + \frac{3+12}{2 \times 12} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12}) = 142,1 \text{KN}$$

II.2.3 Récapitulation des résultats de descente de charge

Niveaux	Elément	G(KN)	G cumulé	Q cumulé	N _U	N _s
N11	plancher	76,56	100,76	11,6	153,43	112,36
	poteau	7,56				
	poutre	16,64				
N10	venant de 11	100,76	184,52	29	292,6	213,52
	plancher	59,56				
	poteau	7,56				
	poutre	16,64				
N9	venant de 10	184,52	269,54	44,66	430,87	314,2
	plancher	59,56				
	poteau	8,82				
	poutre	16,64				

N8	venant de 9	269,54	354,56	58,58	566,53	413,14
	plancher	59,56				
	poteau	8,82				
	poutre	16,64				
N7	venant de 8	354,56	440,84	70,76	701,28	511,6
	plancher	59,56				
	poteau	10,08				
	poutre	16,64				
N6	venant de 7	440,84	527,12	81,2	833,42	608,32
	plancher	59,56				
	poteau	10,08				
	poutre	16,64				
N5	venant de 6	527,12	614,84	89,9	964,89	704,74
	plancher	59,56				
	poteau	11,52				
	poutre	16,64				
N4	venant de 5	614,84	702,56	98,6	1096,36	801,16
	plancher	59,56				
	poteau	11,52				
	poutre	16,64				
N3	venant de 4	702,56	790,28	107,3	1227,83	897,58
	plancher	59,56				
	poteau	11,52				
	poutre	16,64				
N2	venant de 3	790,28	879,44	116	1361,25	995,44
	plancher	59,56				
	poteau	12,96				
	poutre	16,64				
N1	venant de 2	879,44	968,6	124,7	1494,66	1093,3
	plancher	59,56				
	poteau	12,96				
	poutre	16,64				
RDC	venant de 1	968,6	1063,94	133,4	1636,42	1197,34
	plancher	59,56				
	poteau	19,14				
	poutre	16,64				
Sous -sol	venant de RDC	1063,94	1161,96	142,1	1781,80	1304,06
	plancher	59,56				
	poteau	21,82				
	poutre	16,64				
Total			1161,96	142,1	1781,80	1304,06

Tableau II.11 Descente des charges pour le poteau E6

II.3 Descente de charge pour le poteau D3

II.3.1 Surfaces afférentes

1. Du RDC jusqu'au 9ème étage

$$\left\{ \begin{array}{l} S1 = 3,51 \text{ m}^2 \\ S2 = 1,61 \text{ m}^2 \\ S3 = 2,655 \text{ m}^2 \\ S4 = 1,22 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

$$S = S1 + S2 + S3 + S4 = 9 \text{ m}^2$$

$$G_{PP} = \gamma_c \times h_{pp} \times b_{pp} \times L_{PP}$$

$$L_{pp} = 3,43 \text{ m}$$

$$L_{ps} = 2,63 \text{ m}$$

$$G_{pp} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times 3,43 = 9 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 2,63 = 5,92 \text{ KN}$$

$$G_{poutre} = 16,64 \text{ KN}$$

- **Charge permanente G :**

- Plancher corps creux

$$G = 5,16 \times (3,51 + 1,61) = 26,42 \text{ KN}$$

- Dalle pleine

$$G = 5,18 \times 2,655 = 13,75 \text{ KN}$$

- Volée

$$G = 8,35 \times 1,22 = 10,19 \text{ KN}$$

- **Charge d'exploitation Q :**

- Plancher corps creux

$$Q = 1,5 \times 5,12 = 7,68 \text{ KN}$$

- Dalle pleine

$$Q = 2,5 \times 2,655 = 6,64 \text{ KN}$$

- Volée

$$Q = 2,5 \times 1,22 = 3,05 \text{ KN}$$

2. De l'étage 10 au 11ème

$$\left\{ \begin{array}{l} S1 = 2,065 \text{ m}^2 \\ S2 = 1,22 \text{ m}^2 \\ S = S1 + S2 = 3,29 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

$$G_{PP} = \gamma_c \times h_{pp} \times b_{pp} \times L_{PP}$$

$$L_{pp} = 1,475 \text{ m}$$

$$L_{ps} = 2,23 \text{ m}$$

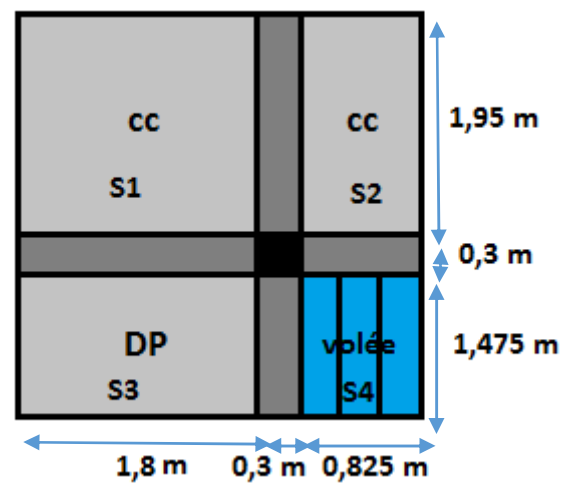


Figure II.15 Surface qui revient au poteau D3 du RDC jusqu'au 9ème étage

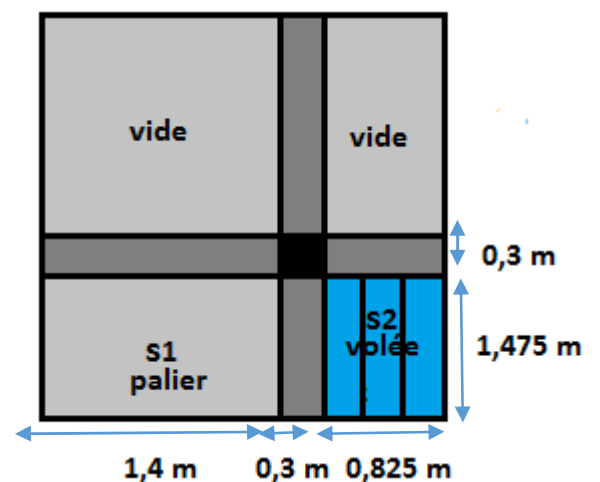


Figure II.16 Surface qui revient au poteau D3 de l'étage 10 au 11ème

$$G_{pp} = 25 * 0,3 * 0,35 * 1,475 = 3,87 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 * 0,3 * 0,3 * 2,23 = 5,02 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre}} = 8,89 \text{ KN}$$

- **Charge permanente G**

- Palier

$$G = 5,27 * 2,065 = 10,88 \text{ KN}$$

- Volée

$$G = 8,35 * 1,22 = 10,19 \text{ KN}$$

- **Charge d'exploitation Q :**

-Palier

$$Q = 2,5 * 2,065 = 5,16 \text{ KN}$$

-Volée

$$Q = 2,5 * 1,22 = 3,05 \text{ KN}$$

II.3.2 Récapitulation des résultats de descente de charge

Niveaux	Elément	G(KN)	G _{cumulé}	Q _{cumulé}	N _U	N _S
N10	palier	10,88	37,52	8,22	62,98	45,74
	volée	10,19				
	poteau	7,56				
	poutre	8,89				
N9	venant de 10	37,25	113,34	25,59	191,4	138,93
	volée	10,19				
	Plancher CC	26,42				
	Dalle pleine	13,75				
	poteau	8,82				
	poutre	16,64				
N8	venant de 9	113,34	188,92	41,223	316,88	230,15
	volée	10,19				
	Plancher CC	26,42				
	Dalle pleine	13,75				
	poteau	8,82				
	poutre	16,64				
N7	venant de 8	188,92	266	55,12	441,78	321,12
	volée	10,19				
	Plancher CC	26,42				
	Dalle pleine	13,75				
	poteau	10,08				
	poutre	16,64				
N6	venant de 7	266	343,08	67,28	564,01	410,36
	volée	10,19				
	Plancher CC	26,42				
	Dalle pleine	13,75				
	poteau	10,08				
	poutre	16,64				
N5	venant de 6	343,08	421,6	77,7	685,71	498,82
	volée	10,19				

	Plancher CC	26,42				
	Dalle pleine	13,75				
	poteau	11,52				
	poutre	16,64				
N4	venant de 5	421,6	500,12	86,39	804,75	586,51
	volée	10,19				
	Plancher CC	26,42				
	Dalle pleine	13,75				
	poteau	11,52				
	poutre	16,64				
N3	venant de 4	500,12	578,64	95,07	923,77	673,71
	volée	10,19				
	Plancher CC	26,42				
	Dalle pleine	13,75				
	poteau	11,52				
	poutre	16,64				
N2	venant de 3	578,12	658,6	103,76	1044,75	762,36
	volée	10,19				
	Plancher CC	26,42				
	Dalle pleine	13,75				
	poteau	12,96				
	poutre	16,64				
N1	venant de 2	658,6	738,56	112,44	1165,72	851
	volée	10,19				
	Plancher CC	26,42				
	Dalle pleine	13,75				
	poteau	12,96				
	poutre	16,64				
RDC	venant de 1	738,56	824,7	121,13	1295,04	945,83
	volée	10,19				
	Plancher CC	26,42				
	Dalle pleine	13,75				
	poteau	19,14				
	poutre	16,64				
Sous - sol	venant de RDC	824,7	922,72	129,83	1439,62	1052,55
	plancher	59,56				
	poteau	21,82				
	poutre	16,64				
Total			922,72	129,83	1439,62	1052,55

Tableau II.12 Descente des charges pour le poteau D3

- En résumé

Nu (P. E6) = **1781,80** KN

Nu (P. D3) = **1439,62** KN

Donc, le poteau le plus sollicité est le poteau (P. E6).

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le CBA (**Art B.8.1.1**) nous exige de majorer l'effort N_u comme suit :

10 % ... poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.

Dans notre cas, le portique a plus de deux travées, donc l'effort N_u sera majoré de 10%.

$$N_u^* = 1,1 N_u = 1,1 \times 1781,80 = 1959,98 \text{ KN}$$

II.4 Vérifications à faire

1. Vérification à la compression simple

Le dimensionnement se fait à l'ELU :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \leq [\sigma_{bc}] = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = 14,2$$

$$B \geq \frac{N_u^*}{\sigma_{bc}} \rightarrow B \geq \frac{1959,98}{14,2 \times 10^3} \rightarrow B \geq 0,1380 \text{ m}^2$$

Or, pour le poteau à la base $B = 0,45 \times 0,45 = 0,2025 \text{ m}^2$

Donc $B = 0,2025 \text{ m}^2 \geq 0,1318 \text{ m}^2$ Condition vérifiée

Niveaux	N_u^*	Comparaison ($B_{\text{adp}} \geq B_{\text{cal}}$)		observation
		$B_{\text{cal}}[\text{m}^2]$	$B_{\text{adp}}[\text{m}^2]$	
N11	168,76	0,0112	0,105	Vérifiée
N10	321,86	0,0226	0,105	Vérifiée
N9	473,96	0,0334	0,1225	Vérifiée
N8	623,18	0,0438	0,1225	Vérifiée
N7	771,41	0,0543	0,14	Vérifiée
N6	916,77	0,0645	0,14	Vérifiée
N5	1061,38	0,0747	0,16	Vérifiée
N4	1206	0,0849	0,16	Vérifiée
N3	1350,62	0,0951	0,16	Vérifiée
N2	1497,38	0,1054	0,18	Vérifiée
N1	1644,13	0,1157	0,18	Vérifiée
RDC	1800,01	0,1267	0,2025	Vérifiée
Sous-sol	1959,98	0,1380	0,2025	Vérifiée

Tableau II.13 Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

2. Vérification au flambement (critère de la stabilité de forme)

-Les poteaux doivent être vérifiés aux états limites de déformation (flambement) (BAEL91 art B.8.4, 1) :

$$N_u \leq \bar{N}_u = \alpha \times \left[\frac{(B_r \times f_{c28})}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots (*)$$

B_r : section réduite du béton ($B_r = (a-2) \times (b-2)$).

A_s : section d'acier, d'après le RPA99/v2003 (art 7.4.2.1) pour la zone IIa : $A_s \geq 0,8\% \times B_r$

On prend $A_s = 1\% \times B_r \dots \dots \dots (**)$

Avec la formule (**), la formule (*) devient :

$$B_r \geq \frac{N_u^*}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} = B_{calc}$$

α : coefficient réducteur qui est en fonction de l'élanement (λ).

$$\begin{cases} \alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times (\frac{\lambda}{35})^2) & \text{si : } 0 < \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \times (\frac{50}{\lambda})^2 & \text{si : } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

l_f : longueur de flambement $l_f = 0,7 l_0$ (BAEL91 art B.8.3, 31)

l_0 : la hauteur libre du poteau $l_0 = h_{\text{poteau}} - h_{\text{poutre principale}}$

I : moment d'inertie cas d'une section rectangulaire $I = \frac{b \times h^3}{12}$

les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Niveaux	Nu*	i(m)	λ	α	Comparaison($B_r \geq B_{cal}$)		observation
					$B_r[m^2]$	$B_{cal}[m^2]$	
N11	168,76	0,1010	17,53	0,8094	0,0924	0,0095	Vérifiée
N10	321,86	0,1010	17,53	0,8094	0,0924	0,0180	Vérifiée
N9	473,96	0,1010	17,53	0,8094	0,1089	0,0266	Vérifiée
N8	623,18	0,1010	17,53	0,8094	0,1089	0,0349	Vérifiée
N7	771,41	0,1154	15,35	0,8185	0,1254	0,0428	Vérifiée
N6	916,77	0,1154	15,35	0,8185	0,1254	0,0509	Vérifiée
N5	1061,38	0,1154	15,35	0,8185	0,1444	0,0589	Vérifiée
N4	1206	0,1154	15,35	0,8185	0,1444	0,0669	Vérifiée
N3	1350,62	0,1154	15,35	0,8185	0,1444	0,0750	Vérifiée
N2	1497,38	0,1299	13,63	0,8249	0,1634	0,0825	Vérifiée
N1	1644,13	0,1299	13,63	0,8249	0,1634	0,0905	Vérifiée
RDC	1800,01	0,1299	18,48	0,8051	0,1849	0,1016	Vérifiée
Sous-sol	1959,98	0,1299	21,34	0,7912	0,1849	0,1126	Vérifiée

Tableau II.14 Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

- Notre projet est implanté dans la zone IIa, donc la section des poteaux doit répondre aux exigences suivantes :

poteaux (cm^2)	(30x35)	(35x35)	(35x40)	(40x40)	(40x45)	(45x45)
$\min(b ; h) \geq 25cm$	30 cm	35 cm	35 cm	40 cm	40 cm	45 cm
$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	12,65 cm	12,65 cm	12,65 cm	12,65cm	12,65 cm	17,15 (RDC) cm 19,80 (Sous-sol) cm
$0.25 < \frac{b}{h} < 4.$	0,86 cm	1 cm	0,87 cm	1 cm	0,88 cm	1 cm
observation	vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée	Vérifier	Vérifiée

Tableau II.15 Vérification des conditions du RPA 99 / 2003

Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc on peut opter les dimensions qu'on a proposées, à savoir :

- Plancher à corps creux (16 + 4) cm
- Dalle pleine ($e = 15 cm$) pour les dalles pleines (balcons, dalle de l'ascenseur, dégagement)
- Epaisseur des paillasse $e = 15 cm$
- Epaisseur des Voiles :
 - $e=20cm$ pour le sous-sol et le RDC
 - $e=15cm$ pour les étages courants
- Poutres Principales (30x35) cm^2
- Poutres Secondaires (30x30) cm^2
- Poutre de chaînage (30x35) cm^2
- Poteaux : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

Niveaux	SOUS- SOL et RDC	ETAGES 1 et 2	ETAGES 3 , 4 et 5	ETAGES 6 et 7	ETAGES 8 et 9	ETAGES 10 et 11
Dimensions	45*45	40*45	40*40	35*40	35*35	30*35

Tableau II.16 Dimensions des poteaux

CHAPITRE III

Introduction

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent au contreventement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques.

III.1 Etude des planchers

III.1.1 Les différents types des poutrelles

On distingue sept types de poutrelles.

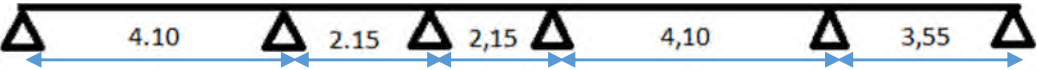






Type	Schémas statiques des poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	
Type 7	

Tableau III.1. Types de poutrelles.

III.1.1.2 Choix de la méthode de calcul des sollicitations

Dans notre projet, on dispose de deux natures de poutrelles :

Poutrelles isostatiques : la détermination des sollicitations se fait par l'application des méthodes de la RDM.

Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l'application de La méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot minorée.

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau Suivant :

Type de poutrelles	Conditions d'application	Cause	Méthode adoptée
TYPE 1,2,3,5	Non vérifiées	$\frac{Li}{Li+1} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée
TYPE 4	Vérifiées	$Q^{\max} \leq \min (5 \text{ kn/m}^2 ; 2G)$	Méthode forfaitaire
TYPE 6 et 7	/	Isostatique	Méthode de la RDM

Tableau III.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

III.1.1.3 Calcul des charges revenant aux poutrelles

$$\text{ELU} : p_u = 0,65 \times (1,35 \times G + 1,5 \times Q)$$

$$\text{ELS} : p_s = 0,65 \times (G + Q)$$

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			P _u (KN/ml)	P _s (KN/ml)
Plancher commerce	5,16	5	9.403	6.604
Plancher d'étage courant	5,16	1,50	5.99	4.329
terrasse accessible	6,76	1,50	7.394	5.369
terrasse inaccessible	6,60	1	6.767	4.94

Tableau III.3 Charges qui reviennent sur les poutrelles

III.1.1.4 Exemple de calcul

- Calcul des sollicitations dans la poutrelle (type 3 du plancher commercial)

La méthode que nous allons utiliser est la méthode de Caquot minorée, car : $\frac{4,1}{2,15} \notin$

$[0,8 ; 1,25]$

-Schéma statique

Figure III.1 Schéma statique de la
Poutrelle type 03 du plancher commercial

-Calcul des sollicitations

$$G' = \frac{2}{3}G \Rightarrow G' = \frac{2}{3} \times (5,16) = 3,44 \text{ KN/m}^2$$

$$P'_u = 0,65(1,35G' + 1,5Q) = 7,89 \text{ KN/m}$$

$$P'_s = 5,49 \text{ KN/m}$$

-Calcul des longueurs fictives

$$L'_{AB} = L_{AB} = 3,55 \text{ m}$$

$$L'_{BC} = 0,8 L_{BC} = 0,8 \times 4,1 = 3,28 \text{ m}$$

$$L'_{CD} = L_{CD} = 2,15 \text{ m}$$

-Moments aux appuis• **A l'ELU**

$$M_A = M_D = 0$$

$$M_B = - \frac{p'_g \times L'_g{}^3 + p'_d \times L'_d{}^3}{8,5 (L'_g + L'_d)} = - \frac{7,89 \times (3,55^3 + 3,28^3)}{8,5 (3,55 + 3,28)} = - 10,87 \text{ KN.m}$$

$$M_C = - \frac{p'_g \times L'_g{}^3 + p'_d \times L'_d{}^3}{8,5 (L'_g + L'_d)} = - \frac{7,89 \times (3,28^3 + 2,15^3)}{8,5 (3,28 + 2,15)} = - 7,73 \text{ KN.m}$$

• **A l'ELS**

$$M_A = M_D = 0$$

$$M_B = - \frac{p'_g \times L'_g{}^3 + p'_d \times L'_d{}^3}{8,5 (L'_g + L'_d)} = - \frac{5,49 \times (3,55^3 + 3,28^3)}{8,5 (3,55 + 3,28)} = - 7,567 \text{ KN.m}$$

$$M_C = - \frac{p'_g \times L'_g{}^3 + p'_d \times L'_d{}^3}{8,5 (L'_g + L'_d)} = - \frac{5,49 \times (3,28^3 + 2,15^3)}{8,5 (3,28 + 2,15)} = - 5,379 \text{ KN.m}$$

- Moments en travées**- Travée AB**

$$x = \frac{L_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times L_i} = \frac{3,55}{2} - \frac{10,87}{9,403 \times 3,55} = 1,449 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{P \times X}{2} \times (L - x) = \frac{P \times 1.449}{2} \times (3.55 - 1.449) = 1.522 \times p = \begin{cases} ELU = 14.31 \text{KN.m} \\ ELS = 10.05 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \times \frac{x}{L}$$

$$\text{Donc, } M_t = \begin{cases} ELU: 14,31 - 10,87 \left(\frac{1,449}{3,55}\right) = 9,87 \text{KN.m} \\ ELS: 10,05 - 7,567 \left(\frac{1,449}{3,55}\right) = 6,961 \text{KN.m} \end{cases}$$

Travée BC	Travée CD
x=2.132m	x=1.458m
$M_0(x) = \begin{cases} ELU = 19.726 \text{KN.m} \\ ELS = 13.85 \text{KN.m} \end{cases}$	$M_0(x) = \begin{cases} ELU = 4.74 \text{KN.m} \\ ELS = 3.33 \text{KN.m} \end{cases}$
$M_t = \begin{cases} ELU = 10.481 \text{KN.m} \\ ELS = 7.429 \text{KN.m} \end{cases}$	$M_t = \begin{cases} ELU = 2.254 \text{KN.m} \\ ELS = 1.601 \text{KN.m} \end{cases}$

Tableau III.4 Moments en travées de la travée BC et CD

- Evaluation des efforts tranchants

$$V = \pm \frac{Pu \times L_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{L_i}$$

$$\text{Travée AB: } \begin{cases} V_a = \frac{9.403 \times 3.55}{2} - \frac{10.87}{3.55} = 13.628 \text{KN} \\ V_b = -\frac{9.403 \times 3.55}{2} - \frac{10.87}{3.55} = -19.756 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC: } \begin{cases} V_b = 20.044 \text{KN} \\ V_c = -18.509 \text{KN} \end{cases}, \quad \text{Travée CD: } \begin{cases} V_c = 13.706 \text{KN} \\ V_d = -6.511 \text{KN} \end{cases}$$

III.1.1.5 Les sollicitations maximales pour chaque type de poutrelles

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles par niveau sont résumés dans les tableaux qui suivent

Plancher RDC : côté gauche du bâtiment (commerce)

Type	Sollicitation les plus défavorable (MAX)						
	ELU				ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)
Type 3	-1,86	-10,87	10,481	20,044	-1,3	-7,562	7,429
Type 4	-2,48	-10,855	16,747	22,17	-2,08	-8,326	11,76
Type 6	-2,22	-2,22	14,81	16,69	-1,56	-1,56	10,40
Type 7	-2,96	-2,96	19,758	19,276	-2,08	-2,08	13,87
MAX	-2,96	-10,87	19,758	22,17	-2,08	-8,326	13,87

Tableau III.5 les Sollicitations les plus défavorable à l'ELU et l'ELS du plancher commerce

Plancher Habitation

Type	Sollicitation les plus défavorable (MAX)						
	ELU				ELS		
	M_a^{rive}	M_a^{inter}	M_t^{max}	V^{max}	M_a^{rive}	M_a^{inter}	M_t^{max}
(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
Type 3	-1,06	-6,9	11,42	12,72	-0,76	-4,426	6,16
Type 4	-1,88	-7,552	9,66	14,12	-1,364	-5,458	6,981
Type 5	-1,41	-6,65	9,48	13,9	-1,01	-4,466	6,869
Type 6	-1,415	-1,415	9,436	10,63	-1,023	-1,023	6,82
Type 7	-1,888	-1,888	12,586	12,28	-1,36	-1,36	9,096
MAX	-1,888	-7,552	12,586	14,12	-1,364	-5,458	9,096

Tableau III.6 les Sollicitations les plus défavorable à l'ELU et l'ELS du plancher Habitation

Plancher terrasse inaccessible

Type	Sollicitation les plus défavorable (MAX)						
	ELU				ELS		
	M_a^{rive}	M_a^{inter}	M_t^{max}	V^{max}	M_a^{rive}	M_a^{inter}	M_t^{max}
(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
Type 1	-1,53	-7,235	10,832	15,637	-1,106	-5,251	7,921
Type 2	-1,53	-7,235	10,832	15,637	-1,106	-5,251	7,921
Type 7	-2,133	-2,133	14,225	13,878	-1,557	-1,557	10,38
MAX	-2,133	-7,235	14,225	15,637	-1,557	-5,251	10,38

Tableau III.7 les Sollicitations les plus défavorable à l'ELU et l'ELS du Plancher de la terrasse inaccessible

III.1.1.6 Ferrailage des poutrelles

➤ Exemple de calcul plancher commerce

1. Calcul à L'ELU

- Sollicitations maximales

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

- Calcul de la section d'armatures longitudinales

- Ferrailage en travée

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 65 \text{ cm} \quad ; \quad b_0 = 12 \text{ cm} \quad ; \quad d' = 2 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm} \quad ; \quad h_0 = 4 \text{ cm} \quad ; \quad d = 0,9 \cdot h = 18 \text{ cm}$$

Moment équilibré par la table de compression M_{TU}

$$M_{tu} = F_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072 \text{ KN.M}$$

$M_t = 19,758 \text{ KN.m} < M_{tu} = 59,072 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée \Rightarrow le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$) ($0,65 \times 0,2$) :

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19,758 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,066 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (les armature dans la zone comprimée ne sont pas nécessaire)}$$

$$\mu_{bu} < 0,185 \Rightarrow \text{pivot A} \quad ; f_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \quad Z = d (1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 0,085 \quad Z = 0,174$$

$$A = \frac{19,758 \times 10^{-3}}{0,174 \times 348} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times \frac{2,1 \times 10^4}{400} = 1,413 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{calc}} = 3,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,413 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on opte pour : } A = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

- Ferrailage aux appuis

Appui intermédiaires

La table de compression se trouve dans la zone tendu car le moment est négatif en appui donc le béton n'intervient pas dans le calcul de la section en « T » sera calculée comme une section rectangulaire de démentions ($b_0 \times h$) ($0,12 \times 0,2$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10,87 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,197 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (les armature dans la zone comprimée ne sont pas nécessaire)}$$

$$\mu_{bu} = 0,197 > 0,185 \Rightarrow \text{pivot B}$$

$$A_a^{\text{inter}} = \frac{M_u}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \quad Z = d (1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 0,277 \quad Z = 0,160$$

$$\xi_{st} = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right) 10^3 = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1-0,277}{0,277} \right) 10^3 = 9,14\text{‰} > 1,74\text{‰}$$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_a^{\text{inter}} = \frac{10,87 \times 10^{-3}}{0,160 \times 348} = 1,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,12 \times 0,18 \times 10^4 \times \frac{2,1}{400} = 0,261 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{inter} = 1,95 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,261 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

$$\text{Soit } A_S = 2\text{HA12} = 2,26 \text{ cm}^2$$

Appui de rive

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2,96 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,054 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,185 \Rightarrow \text{pivot A} \quad ; f_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_a^{rive} = \frac{M_u}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad Z = d (1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 0,069 \quad Z = 0,175$$

$$A_a^{rive} = \frac{2,96 \times 10^{-3}}{0,175 \times 348} = 0,486 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,12 \times 0,18 \times 10^4 \times \frac{2,1}{400} = 0,261 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{inter} = 0,486 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,261 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 1\text{HA10} = 0,79 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de l'effort tranchant (cisaillement)**

$$\text{On a ; } V^{max} = 22,17 \text{ KN}$$

$$\text{F.P.N } [\tau_u] = \min [0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa}] = \min [0,2 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ Mpa}] = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{22,17 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 1,02 \text{ Mpa} ; \text{ donc } [\tau_u] = 3,33 \text{ Mpa} > \tau_u = 1,02 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée.

- **Armatures transversales**

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \phi_L^{min} \right) \Rightarrow \phi_t \geq \min (12 \text{ mm} ; 5,71 \text{ mm} ; 10 \text{ mm}) = 5,714 \text{ mm}$$

$$\text{Donc la section d'armatures transversales sera : } A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

- **Espacement S_t**

$$1) S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad S_t = 16,2 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K)} = \frac{0,8 \times 400 \times 0,57}{12(1,02 - 0,3 \times 2,1 \times 1)} = 38,15 \text{ cm}$$

Avec $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et F.P.N)

$$3) S_t \leq \frac{f_e \times A_t}{b_0 \times 0,4} = \frac{400 \times 0,57}{12 \times 0,4} = 47,5 \text{ cm}$$

$S_t = \min(1; 2; 3)$ on adopte $S_t = 15 \text{ cm}$

2. Vérification des poutrelles à l'ELU

- **Vérification de la contrainte de cisaillement à la Jonction table-nervure**

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times b \times d \times h_0} = \frac{0,265 \times 22,17 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 1,39 \text{ Mpa}$$

$$b_1 = (b - b_0) / 2 = 26,5 \text{ cm}$$

$$[\tau_u] = 3,33 \text{ Mpa} > \tau_u = 1,39 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement à la Jonction table-nervure.

- **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

Appui de rive

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq 1,15 \times 22,17 \times 10^{-3} / 400 = 0,64 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3,05 + 0,79 = 3,84 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l = 3,84 \text{ cm}^2 > 0,64 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Appui intermédiaire

On doit vérifier : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + M_U^{inter} / 0,9 d)$

$$A_l \geq \frac{1,15}{400} \left(22,17 \times 10^{-3} - \frac{10,87 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right)$$

$A_l = -1,29 \text{ cm}^2 < 0$ pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire car l'effort est négligeable devant l'effet du momentcondition vérifiée

- **Vérification de la bielle**

$$\sigma_{bc} = 2 \frac{V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec $a = \min(0,9d ; (40-4) \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$

Ce que donne : $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

$$22,17 \text{ KN} \leq 129,76 \text{ KN}$$

3. Vérification des poutrelles à l'ELS

- **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

En travée on a : $M_t^{max} = 13,876 \text{ KN.M}$

- Position de l'axe neutre

$$H = b \times \frac{h_0^2}{2} - 15 \times A(d - d_0)$$

$$H = 0,65 \times \frac{0,04^2}{2} - 15 \times 3,39 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04) \Rightarrow H = -1,919 \text{ m}^3$$

$H < 0$: alors l'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera comme une section en T

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15 \times A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A \times d] = 0$$

$$6 \times y^2 + [(65 - 12) \times 4 + 15 \times 3,39] \times y - [(65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 18] = 0$$

$6y^2 + 262,85y - 1339,3 = 0$ la résolution de cette équation nous donne $y = 4,61 \text{ cm}$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{b - b_0}{3} \times (y - h_0)^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{65 \times 4,61^3}{3} - \frac{(53)}{3} \times (4,61 - 4)^3 + 15 \times 3,39 \times (18 - 4,61)^2 \Rightarrow I = 9594,66 \text{ cm}^4$$

Les contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{13,876 \times 4,61 \times 10^{-5}}{9594,66 \times 10^{-8}} = 6,667 \text{ Mpa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = 6,667 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

En appui intermédiaire

le même travail à faire au niveau de l'appui, la section à calculer est ($b_0 \times h$)

$$M_{a \text{ ser}} = -10,87 \text{ KN.m}$$

Calcul de y et I

$$\frac{B}{2} Y^2 + 15 \cdot A \cdot Y - 15 \cdot A \cdot d = 0 \Rightarrow 32,5 Y^2 + 33,9 Y - 610,2 =$$

$$\sqrt{\Delta} = 283,68 \Rightarrow Y = 3,84 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^2}{3} + 15 A (d - Y)^2 = \frac{65 \times 3,84^3}{3} + 15 \times 2,26 \times (18 - 3,84)^2 = 8023,97 \text{ cm}^4$$

Les contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{8,32 \times 3,84 \times 10^{-5}}{8023,97 \times 10^{-8}} = 3,98 \text{ Mpa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = 3,98 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Etat limite de déformation**

- Evaluation de la flèche

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire : [BAEL 91r 99 / B.6.5, 2]

$$L = 4,1 \text{ m} ; M_{0s} = M_{ts} = 13,876 \text{ Kn.m}$$

$$h \geq \frac{M_{ts}}{15 \times M_{0s}} \times l \Leftrightarrow \frac{13,876}{15 \times 13,876} \times 4,1 = 27,33 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition non vérifiée1}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \dots\dots\dots 2$$

$$L < 8m \dots\dots\dots 3$$

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

- Evaluation des moments en travée

$$J = G - G^{\text{revetement}} = 5,16 - (0,4 + 0,4 + 0,36 + 0,15) = 3,85 \text{ KN.m}$$

$$q_{jser} = 0,65 \times G = 0,65 \times 3,85 = 2,89 \text{ KN/m} ; \quad M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 6,07 \text{ kn.m}$$

$$q_{gser} = 0,65 \times G = 0,65 \times 5,16 = 5,35 \text{ KN/m} ; \quad M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 11,24 \text{ kn.m}$$

$$q_{pser} = 0,65 \times (G + Q) = 0,65 \times (5,16 + 5) = 6,6 \text{ KN/m} ; \quad M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 13,87 \text{ Kn.m}$$

Propriété de la section

Calcul du moment d'inertie de la section homogène :

$$Y_G = \frac{[(b \times h_0) \times \frac{h_0}{2}] + [b_0 \times (h - h_0) \times (\frac{h - h_0}{2} + h_0)] + 15 \times A \times d}{b \times h_0 + (b_0 \times (h - h_0)) + 15 \times A} \Leftrightarrow Y_G = \frac{[(65 \times 4) \times \frac{4}{2}] + [12 \times (20 - 4) \times (\frac{20 - 4}{2} + 4)] + 15 \times 3,39 \times 18}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4)) + 15 \times 3,39}$$

$$\Leftrightarrow Y_G = 5,92 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times y_G^3 + b_0 \times \frac{(h - y_G)^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times 5,92^3 + 12 \times \frac{(20 - 5,92)^3}{3} - (12 - 4) \times \frac{(5,92 - 4)^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (18 - 5,92)^2$$

$$\Leftrightarrow I_0 = 23062,01 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} \Leftrightarrow \rho = \frac{3,39}{12 \times 18} \Leftrightarrow \rho = 0,016$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0)\rho} = \frac{0,05 \times 65 \times 2,1}{(2 \times 65 + 3 \times 4) \times 0,016} = 3,004 ; \quad \lambda_v = 0,4 \times \lambda_i = 0,4 \times 3,004 = 1,2$$

$$E_i = 32456,6 \text{ Mpa} ; \quad E_v = \frac{E_i}{3} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

Les contraintes

$$y = 4,64 \text{ cm} ; I_0 = 23062,01 \text{ cm}^4 ; I = 9594,66 \text{ cm}^4 ; A_s = \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{2,89 \times 10^{-3} \times (0,18 - 0,0464)}{9594,66 \times 10^{-8}} = 60,36 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{5,35 \times 10^{-3} \times (0,18 - 0,0464)}{9594,66 \times 10^{-8}} = 111,75 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{6,6 \times 10^{-3} \times (0,18 - 0,0464)}{9594,66 \times 10^{-8}} = 137,85 \text{ Mpa}$$

Inerties fictives (If)

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times p \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,016 \times 60,36 + 2,1} = 0,384$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times p \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,016 \times 111,75 + 2,1} = 0,603$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times p \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,016 \times 137,85 + 2,1} = 0,663$$

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$I_{fij} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 11779,8 \text{ cm}^4 \quad ; \quad f_{ji} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 1,27 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$I_{fig} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 9023,30 \text{ cm}^4 \quad ; \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} = 3,07 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$I_{fvg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 14718,15 \text{ cm}^4 \quad ; \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 4,03 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$I_{fip} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 8479,66 \text{ cm}^4 \quad ; \quad f_{gv} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 5,65 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Evaluation des flèches

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = \quad \Rightarrow \Delta f = 5,35 \times 10^{-3} \text{ m} = 5,35 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 5,35 \text{ mm} < f_{adm} = 8,2 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

III.1.1.7 Ferrailage de la dalle de compression

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{perpendiculaire} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,1 (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{parallele} = \frac{A_{perpendiculaire}}{2} = 0,55 (\text{cm}^2/\text{ml})$$

On choisit : $A_{perpendiculaire} = 5\phi 6/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

Avec : $St = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots$ Vérifiée.

On choisit : $A_{parallele} = 4\phi 6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Armatures parallèles aux poutrelles

Avec : $St = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots$ Vérifiée.

Donc on choisit un treillis soudé TS de maille carré $(15 \times 15) \text{ cm}^2$

III.1.1.8 Schéma de ferrailage du plancher à corps creux (16+4)

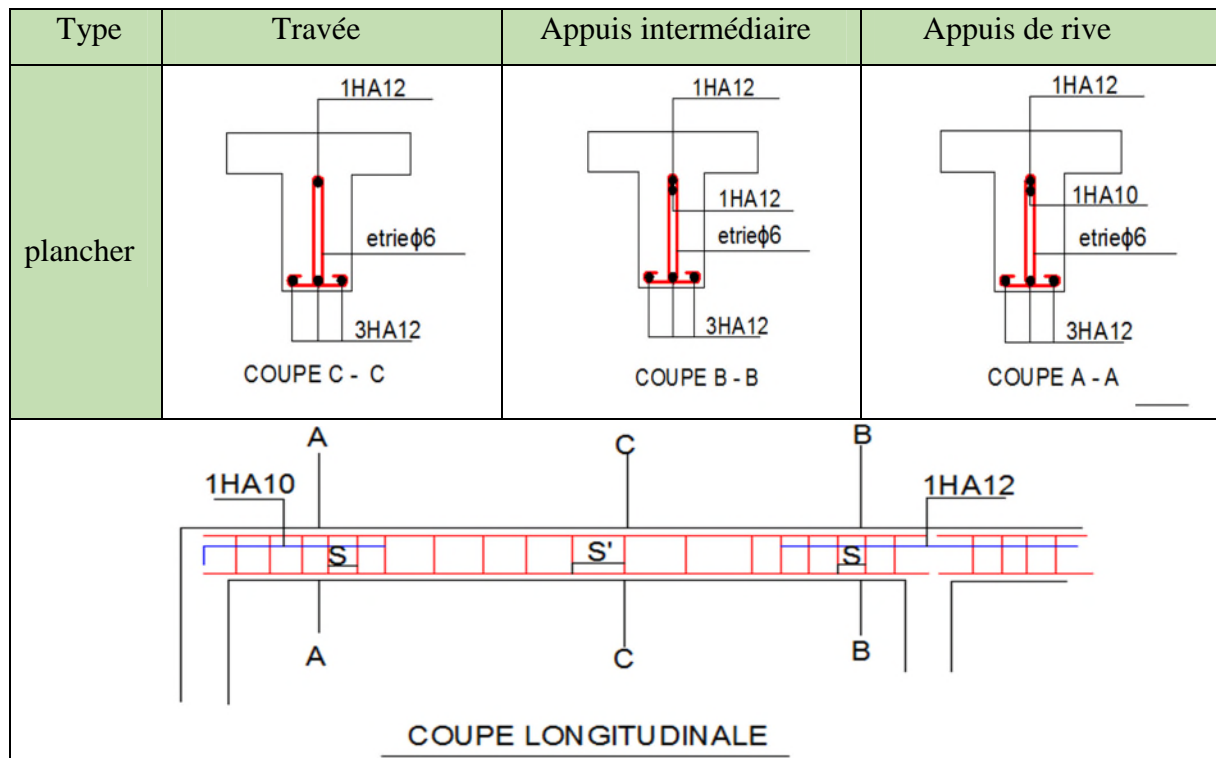


Tableau III.8 Les schémas de ferrailage des poutrelles

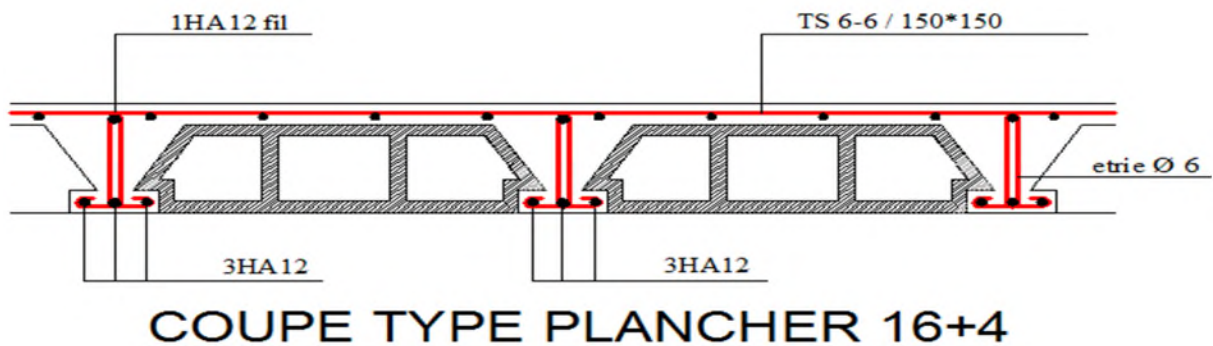


Figure III.2 Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.1.2 Étude des dalles pleines

a. Dalle (D1) sur 2 appuis (balcon)

On a : $L_x = 1,20 \text{ m}$; $L_y = 4,05 \text{ m}$.

$\rho = L_x / L_y \Leftrightarrow \rho = 0,29 < 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans un seul sens (L_x)

$e = 15 \text{ cm}$

$G = 4,43 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

P est le poids du garde-corps :

$P = \gamma_{brique} \times h_{mur} = 0,8 \times 1 = 0,8 \text{ KN}$

- Calcule à ELU

$q_U = (1,35 \times 4,43 + 1,5 \times 3,5) = 11,23 \text{ KN/m}$; $P_U = (1,35 \times 0,8) = 1,08 \text{ KN}$

$$q_s = (4,43+3,5) = 7,93 \text{ KN /m} \quad ; \quad P_s = 0,8 \text{ KN}$$

- Sollicitations

$$\text{ELU : } M_u = - \left(\frac{q_u \times L_x^2}{2} + P_U \times L_x \right) = - \left(\frac{11,23 \times 1,2^2}{2} + 1,08 \times 1,2 \right) = -9,38 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELs : } M_s = - \left(\frac{q_s \times L_x^2}{2} + P_s \times L_x \right) = - \left(\frac{7,93 \times 1,2^2}{2} + 0,8 \times 1,2 \right) = -6,67 \text{ KN.m}$$

$$V_U = q_U \times L_x + P_U = 11,23 \times 1,2 + 1,08 = 14,55 \text{ KN}$$

Sens principal (L_x)						
μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal} (cm^2/ml)$	$A_{min} (cm^2/ml)$	$A_{adp} (cm^2/ml)$	St (cm)
0,039	0,049	0,127	2,11	0,96	4HA10=3,14	25
Sens secondaire (L_y)						
$A_{cal} (cm^2/ml)$			$A_{adp} (cm^2/ml)$			St (cm)
0,70			3HA10 = 2,36			33

Tableau III.9 Résultats de ferrailage de la dalle (D1)

- Vérification de l'effort tranchant

$V_{ux} (KN)$	$\tau_{ux} \leq [\tau_u]$ (MPa)	Obs
14,69	0,1496 < 1,17	vérifiée

Tableau III.10 Vérification de l'effort tranchant de la dalle (D1)

- Vérification des contraintes à l'ELS

Moment (KN)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs	σ_{st} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	obs
6,67	3,06	5608,74	3,63	15	vérifiée	176,85	201,63	vérifiée

Tableau III.11 Vérification des contraintes à l'ELS de la dalle (D1)

- Vérification de la flèche

$$e \geq \max \left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) l_x \Rightarrow 15 \text{ cm} \geq 6 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$At^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 3,14 \text{ cm}^2 \leq 6,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

- Schéma de ferrailage

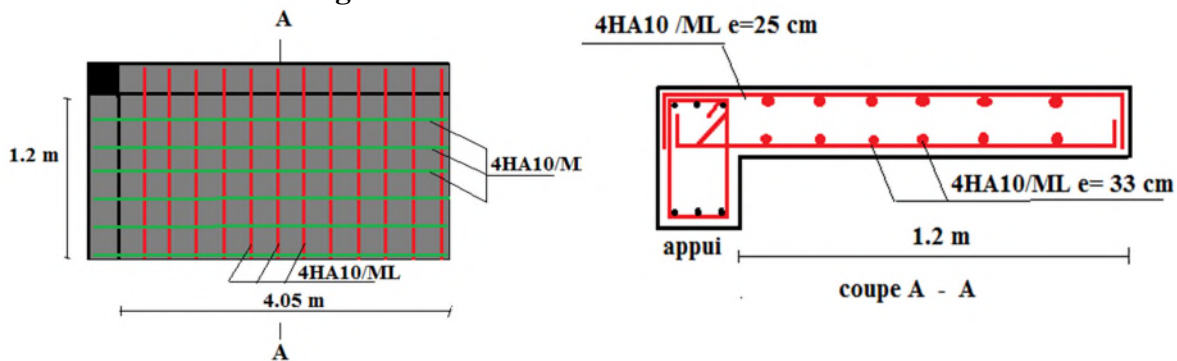


Figure III.3 Schéma de ferrailage dalle (D1)

b. Dalle (D2) sur 3 appuis

On a: $L_y = 3,10$ m; $L_x = 1,20$ m.

$$\rho = L_x / L_y \Leftrightarrow \rho = 0,38 < 0,4$$

\Rightarrow la dalle travaille dans un seul sens (L_x)

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

$$G = 5,18 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

- Calcule à ELU

$$q_U = (1,35 \times 5,18 + 1,5 \times 2,5) = 10,74 \text{ KN/m}$$

- Sollicitations

$$\text{ELU : } M_u = - \left(\frac{q_u \times L_x^2}{2} \right) = - \left(\frac{10,74 \times 1,2^2}{2} \right) = -7,73 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_s = - \left(\frac{q_s \times L_x^2}{2} \right) = - \left(\frac{7,78 \times 1,2^2}{2} \right) = -5,53 \text{ KN.m}$$

$$V_U = q_U \times L_x = 10,74 \times 1,2 = 12,89 \text{ KN}$$

Sens principal (L_x)						
μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal} (cm^2/ml)$	$A_{min} (cm^2/ml)$	$A_{adp} (cm^2/ml)$	St (cm)
0,032	0,041	0,1278	1,74	1,2	3HA10=2,36	33
Sens secondaire (L_y)						
$A_{cal} (cm^2/ml)$			$A_{adp} (cm^2/ml)$			St (cm)
0,58			3HA10 = 2,36			33

Tableau III.12 Résultats de ferrailage de la dalle (D2)

Pour les armature au niveau d'appui on opte a : $A_a = 3HA10$; $st = 33$ cm

- Vérification de l'effort tranchant

$V_{ux} (KN)$	$\tau_{ux} \leq [\tau_u] \text{ (MPa)}$	Obs
12,89	$0,1 < 1,17$	vérifiée

Tableau III.13 Vérification de l'effort tranchant de la dalle (D2)

-Vérification des contraintes à ELS

Moment (KN)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs	σ_{st} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	obs
5,53	2,7	4411,97	3,38	15	vérifiée	193,41	201,63	vérifiée

Tableau III.14 Vérification des contraintes à l'ELS de la dalle (D2)

- Vérification de la flèche

$$e \geq \max \left(\frac{3 \times l_x}{80} ; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \times l_x \right) \Rightarrow 15 \text{ cm} \geq 6 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$At^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 2,36 \text{ cm}^2 \leq 6,5 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{vérifiée}$$

- Schéma de ferrailage

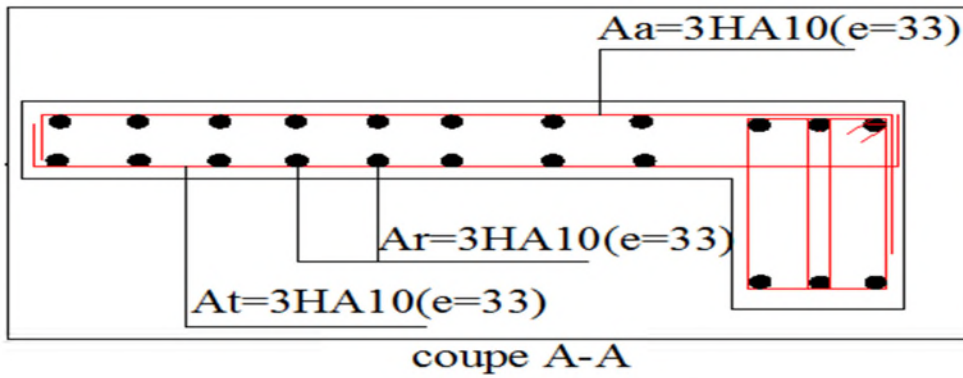


Figure III.4 Schéma de ferrailage dalle (D2)

c. Dalle D3 et D4 sur quatre appuis

On a : $L_x = 3,10 \text{ m}$; $L_y = 3,80 \text{ m}$.

$$\rho = L_x / L_y \Leftrightarrow \rho = 0,8 \geq 0,4$$

$$G = 5,18 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = 10,743 \text{ KN/ml}$$

- Calcul des moments

$$V=0 \text{ et } p=0,8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0561 \\ \mu_y = 0,5959 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 5,79 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 3,45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travées} \Rightarrow \begin{cases} M_x^t = 0,75 \times M_{0x} = 4,34 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 \times M_{0y} = 2,59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis} \Rightarrow \begin{cases} M_x^a = 0,5 \times M_{0x} = 2,90 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0,5 \times M_{0y} = 1,73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Etats limite de service (ELS)

$$q_s = (G+Q) \times 1 = (5,18+2,5) \times 1 = 7,68 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments : on tire les valeurs de μ_x et μ_y du tableau qui correspondent à

$$V=0,2 \text{ et } p=0,8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0628 \\ \mu_y = 0,7111 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times P_s = 4,635 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 3,30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travées} \Rightarrow \begin{cases} M_x^t = 0,75 \times M_{0x} = 3,476 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 \times M_{0y} = 2,475 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis} \Rightarrow \begin{cases} M_x^a = -0,5 \times M_{0x} = -2,32 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,5 \times M_{0y} = -1,65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Calcul de l'effort tranchant à l'ELU

$$V_{max}^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 11,54 \text{ KN}$$

$$V_{max}^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 6,265 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant a l'ELS :

$$V_{max}^x = \frac{q_s \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 8,25 \text{ KN}$$

$$V_{max}^y = \frac{q_s \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 4,48 \text{ KN}$$

- Calcul de la section d'armatures

Position	sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2 / ml)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adp}(cm^2/ml)$
En travée	x-x	4,34	0,018	0,0227	0,128	0,97	1,32	3HA10=2,36
	y-y	2,59	0,011	0,0136	0,129	0,58	1,2	3HA10=2,36
appui	x-x	2,90	0,0121	0,0152	0,129	0,645	1,32	3HA10=2,36
	y-y	1,73	0,0073	0,009	0,129	0,384	1,32	3HA10=2,36

Tableau III.15 Résultats de ferrailage de la dalle (D3)

- Espacement des armatures travée et en appui

Armatures // Lx: $St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // Ly: $St \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$,

Pour : $St=33 \text{ cm}$ pour les deux sens (appui et travée)

- Vérification des contraintes de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_{max}^x}{b \times d_x} \leq [\tau_u]$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}^x}{b \times d_x} = \frac{11,54 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,088 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,088 \text{ Mpa} < [\tau_u] = 1,17 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$$

Donc :les armature ne sont pas nécessaire.

- Vérification des contraintes à ELS

Types de dalle		M^s (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs	
D3	traveé	X-X	3,476	2,7	4411,68	2,13 < 15	vérifiée
		Y-Y	2,475	2,7	4411,68	1,51 < 15	vérifiée
	appui	X-X	-2,32	2,7	4411,68	1,42 < 15	vérifiée
		Y-Y	-1,65	2,7	4411,68	1,01 < 15	vérifiée

Tableau III.16 Vérification des contraintes à l'ELS de la dalle (D3)

- Vérification de la flèche

$$e \geq \max \left(\frac{3 \times l_x}{80} ; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \times l_x \right) \Rightarrow 15 \text{ cm} \geq 11,75 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$A_{t^x} \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 2,36 \text{ cm}^2 \leq 6,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

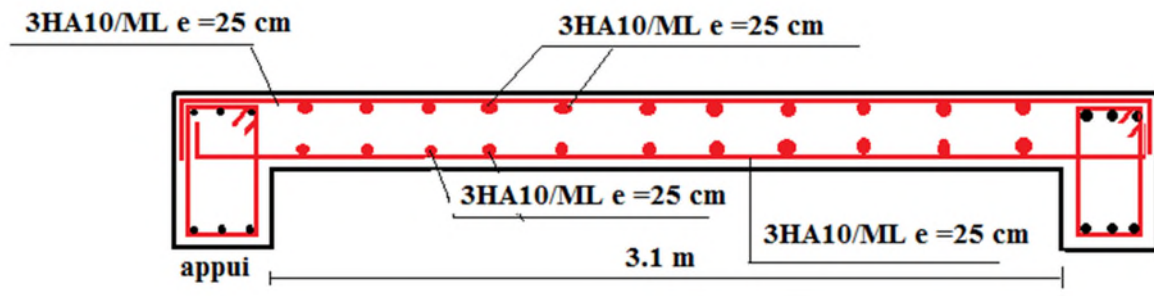
- Schéma de ferrailage

Figure III.5 Schéma de ferrailage dalle (D3)

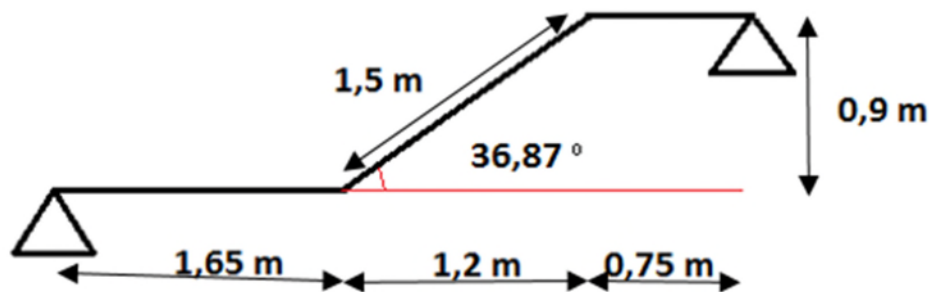
III.2 Étude des escaliers**III.2.1 Type 1 : Escalier droit à une volée**

Figure III.6 Schéma de l'escalier droit à une volée

- La charge permanente

$$G_v = 8,35 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad G_p = 5,27 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

- La charge qui revient sur la volée

$$q_{uv} = (1,35 \times 8,35 + 1,5 \times 2,5) = 15,02 \text{ KN/m}$$

- La charge qui revient sur le palier

$$q_{up} = (1,35 \times 5,27 + 1,5 \times 2,5) = 10,85 \text{ KN/m}$$

- Calcul des réactions

Après le calcul par méthode la RDM, on trouve :

$$R_A = 21,40 \text{ KN} \quad ; \quad R_b = 22,66 \text{ KN}$$

- Calcul les efforts tranchants et des moments fléchissant

- Calcul des sollicitations

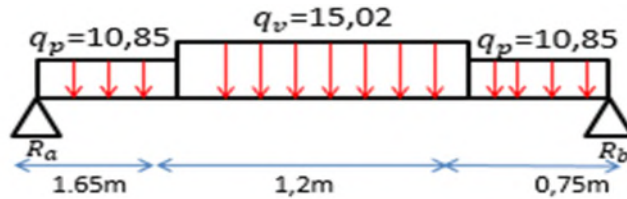
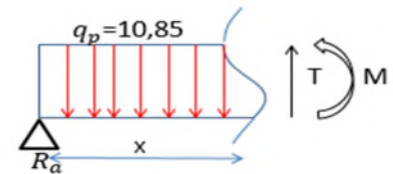


Figure III.7 Schéma statique de l'escalier droit à une volée

1er tronçon : $0 < x < 1,65$ m.

$$T_X = 10,85 x - 21,4 \quad ; \quad M_X = 5,425 x^2 - 21,4 x$$

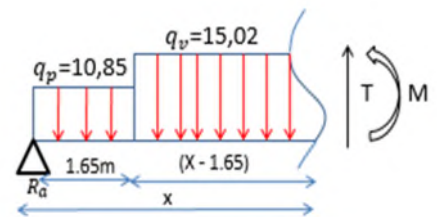
$$\text{Pour } x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T = -21,4 \text{ kn} \\ M = 0 \text{ kn.m} \end{cases} \quad ; \quad \text{Pour } x = 1,65 \Rightarrow \begin{cases} T = -3,49 \text{ kn} \\ M = 20,54 \text{ kn.m} \end{cases}$$



2ème tronçon : $1,65 \text{ m} < x < 2,85$ m

$$T_X = 15,02 x - 28,28 \quad ; \quad M_X = 7,51 x^2 - 28,28 x + 5,66$$

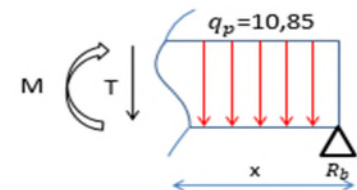
$$\text{Pour } x = 1,65 \Rightarrow \begin{cases} T = -3,49 \text{ kn} \\ M = 20,55 \text{ kn.m} \end{cases} \quad ; \quad \text{Pour } x = 2,85 \Rightarrow \begin{cases} T = 14,27 \text{ kn} \\ M = 13,93 \text{ kn.m} \end{cases}$$



3ème tronçon : $0 < x < 0,75$ m.

$$T_X = 10,85 x - 22,66 \quad ; \quad M_X = 5,425 x^2 - 22,66 x$$

$$\text{Pour } x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T = 22,66 \text{ kn} \\ M = 0 \text{ kn.m} \end{cases} \quad ; \quad \text{Pour } x = 0,75 \Rightarrow \begin{cases} T = 14,52 \text{ kn} \\ M = 13,94 \text{ kn.m} \end{cases}$$



$$T^{max} = 22,66 \text{ kn}$$

$$\frac{dM}{dx} = 1,88$$

$$M_0^{max} = 20,97 \text{ kn.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement partiel de la volée sur les appuis, on prend :

$$M_t = 0,75 M_0^{max} = 15,73 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,5 M_0^{max} = -10,48 \text{ KN.m}$$

TYPE 1	Sollicitations les plus défavorables (MAX)					
	ELU			ELS		
	M_{appui} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	V_{max} (KN)	M_{appui} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	V_{max} (KN)
max	10,48	15,73	22,66	6,03	12,82	20,97

Tableau III.17 Sollicitations dans l'escalier droit à une volée

Position	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2/ml)$	$A_{adp}(cm^2/ml)$	St (cm)
Travée	0,065	0,085	0,127	3,56	1,57	5HA10=3,93	20
Appui	0,044	0,056	0,127	2,37	1,57	5HA8=2,51	20

Tableau III.18 Ferrailage de l'escalier droit à une volée

- Les armatures réparties

$$A_t = 3,96 (cm^2/ml) \Rightarrow A_r = \frac{3,93}{4} = 0,99 (cm^2/ml) \text{ soit : } 3HA8 = 1,51 (cm^2/ml)$$

$$\text{Avec } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} < \min(4^e ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

$$A_a = 2,37 (cm^2/ml) \Rightarrow A_a = \frac{2,37}{4} = 0,59 (cm^2/ml) \text{ soit : } 3HA8 = 1,51 (cm^2/ml)$$

$$\text{Avec } S_a = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} < \min(4^e ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_a = 33 \text{ cm}$$

- Vérification des contraintes de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_{max}^x}{b \times d_x} \leq [\tau_u]$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}^x}{b \times d_x} = \frac{22,66 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,174 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,174 \text{ Mpa} < [\tau_u] = 1,17 \text{ Mpa} \dots \text{condition vérifiée} \Rightarrow \text{pas d'armatures transversale}$$

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Vérification à l'ELS

Position	Moment (KN)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs
travée	12,82	3,36	6753,5	6,28	15	vérifiée
appui	6,03	2,77	4648,6	3,6	15	vérifiée

Tableau III.19 Vérification des contraintes à l'ELS

- Vérification de la flèche

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x}\right) l \Rightarrow 15 \text{ cm} \geq 14,62 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$At^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 3,93 \text{ cm}^2 \leq 6,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Donc la flèche est vérifiée.

- Schéma de ferrailage

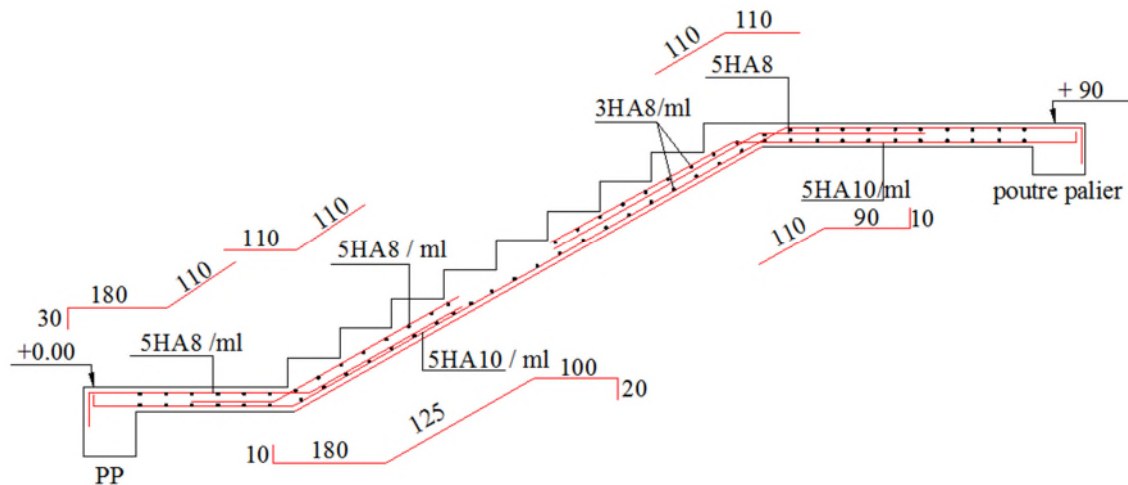


Figure III.8 Schéma de ferrailage de l'escalier droit à une volée

III.2.2 Etude de la poutre palière

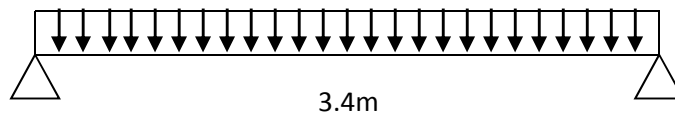


Figure III.9 Schéma statique de la poutre palière

- Dimensionnement

D'après la condition de flèche définie par le **BAEL91** :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 22,66 \text{ cm} \leq h \leq 34 \text{ cm}$$

- Définition des charges

La poutre palière est soumise à :

Son poids propre : $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN/m}$

- Charge transmise de la paillasse

$$\left[\begin{array}{l} \text{ELU: } R_{Bu} = 22,66 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } R_{Bs} = 16,296 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

- **Moment de torsion** : $M_{tor} = M_B \times \frac{l}{2}$: provoqué par la flexion de la paillasse

• Calcul à la flexion simple

Calcul des sollicitations

$$\left[\begin{array}{l} \text{ELU: } q_u = 1,35 g_0 + R_{Bu} = 25,7 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = g_0 + R_{Bs} = 18,6 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$M_{0u} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 37,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 0,85 \times M_0 = 31,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = -0,5 \times M_0 = -18,57 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 43,68 \text{ KN}$$

- Ferrailage à l'ELU

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A^{cal} (cm^2)$	$A^{min} (cm^2)$	$A^{cal} \geq A^{min}$
En travée	31,57	0,0947	0,124	0,266	3,41	1,014	Vérifiée
En appuis	- 18,57	0,0557	0,071	0,272	1,96	1,014	Vérifiée

Tableau III.20 Résultats de ferrailage de la poutre palière

- Contrainte de cisaillement en flexion simple

$$\tau_u = \frac{v_u^{max}}{b \times d} = \frac{43,68 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,28} = 0,52 \text{ Mpa}$$

- Armatures transversales

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{tran}

$$A_{tran} \geq \frac{0,4 \times b \times s_t}{f_e} \Rightarrow A_{tran} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{tran} \geq \frac{b \times s_t (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 \times f_e} \Rightarrow A_{tran} \geq 0,0137 \text{ cm}^2$$

$A_{tran} = \max(0,45 \text{ cm}^2; 0,0137 \text{ cm}^2)$, donc on prend $A_{tran} = 0,45 \text{ cm}^2$

• Calcul à la torsion

- Moment de torsion

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -10,48 \times \frac{3,4}{2} = -17,82 \text{ KN.m}$$

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \frac{\emptyset}{6}$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\emptyset = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

$$e = \frac{h}{6} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 625 \text{ cm}^2$$

$U = 2(b + h) = 120 \text{ cm}$: Périmètre de la section de la poutre palière.

- Armatures longitudinales

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{17,82 \times 10^{-3} \times 1,2}{2 \times 0,0625 \times 348} = 4,9 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales

$$\text{Pour } St = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{17,82 \times 10^{-3} \times 0,15}{2 \times 0,0625 \times 348} = 0,614 \text{ cm}^2$$

- Contrainte de cisaillement

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{17,82 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 2,85 \text{ Mpa}$$

On doit vérifier que : $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$

$$\tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^2 + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0,52^2 + 2,85^2} = 2,90 \text{ Mpa}$$

$$F. P. N \Rightarrow \bar{\tau} = \min \left(\frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

Donc : $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$ pas de risque de rupture par cisaillement

- Ferrailage globale

$$\text{En travée : } A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_t^{tor}}{2} = 3,41 + \frac{4,9}{2} = 5,86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_t^{tor}}{2} = 1,96 + \frac{4,9}{2} = 4,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

- Armature transversales :

$$A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{trans}^{tor} = 0,45 + 0,614 = 1,064 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

- Vérification des contraintes à l'ELS

$$q_s = g_0 + R_{Bs} = 18,55 \text{ KN/m}$$

$$M_{0u} = \frac{q_s \times l^2}{8} = 26,80 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_{tu} = 0,85 \times M_0 = 22,78 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 \times M_0 = -13,40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En	22,78	12,20	53432	5,2	15	Vérifiée
En appui	- 13,40	10,32	39264	3,52	15	Vérifiée

Tableau III.21 Vérification des contraintes à l'ELS

- Vérification de la flèche

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

$$1) \quad h \geq \max \left(\frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) l \Rightarrow h = 30 \text{ cm} > 28,89 \text{ cm} \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$2) \quad A_t \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 6,79 \text{ cm}^2 < 8,82 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$3) \quad L < 8 \text{ m} \Rightarrow 3,4 < 8 \text{ m} \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Schémas de ferrailage

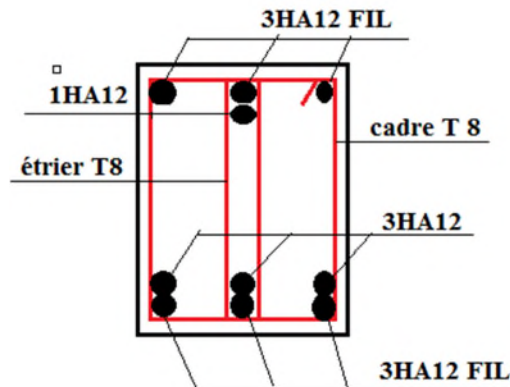


Figure III.10 Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.2.3 Type 2 : escalier droit à 2 volées

- La charge permanente

$$G_v = 8.35 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

- la charge qui revient sur la volée

$$q_{uv} = (1.35 \times 8.35 + 1.5 \times 2.5) = 15.02 \text{ KN/m}$$

- Calcul des réactions

Après le calcul par la méthode RDM, on trouve :

$$R_A = 15.77 \text{ KN}$$

$$R_b = 15.77 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

Calcul des sollicitations

$$T^{max} = 15.77 \text{ KN}$$

$$M_0^{max} = 8.28 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement partiel de la volée sur les appuis, on prend :

$$M_t = 0.75 M_0^{max} = 6.21 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0^{max} = 4.14 \text{ KN.m}$$

TYPE 1	Sollicitations les plus défavorables (MAX)					
	ELU			ELS		
	M_{appui} (KN.m)	$M_{traveé}$ (KN.m)	V_{max} (KN)	M_{appui} (KN.m)	$M_{traveé}$ (KN.m)	V_{max} (KN)
max	4,14	6,21	15,77	2,39	5,08	11,39

Tableau III.22 Sollicitations dans l'escalier droit à deux volée

position	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2/ml)$	$A_{adp}(cm^2/ml)$	St (cm)
Travée	0,025	0,033	0,128	1,39	1,57	4HA8 =2,01	25
Appui	0,017	0,022	0,128	0,92	1,57	4HA8 =2,01	25

Tableau III.23 Ferrailage de l'escalier droit à deux volée

- Les armatures réparties pour travée et appui

$$A_t = 1,39 (cm^2/ml) \Rightarrow A_r = \frac{2,01}{4} = 0,5 (cm^2/ml) \text{ soit : } 3HA8 = 1,51 (cm^2/ml)$$

$$\text{Avec } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} < \min(4^e ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

- Vérification des contraintes de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_{max}^x}{b \times d_x} \leq [\tau_u]$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}^x}{b \times d_x} = \frac{15,77 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,12 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,12 \text{ Mpa} < [\tau_u] = 1,17 \text{ Mpa}$ condition vérifiée \Rightarrow pas d'armatures transversales .

Donc : les armatures ne sont pas nécessaires.

-Vérification des contraintes à l'ELS

Position	Moment (KN)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs
travée	5,08	2,5	3844,8	3,3	15	vérifiée
appui	2,39	2,5	3844,8	1,56	15	vérifiée

Tableau III.24 Vérification des contraintes à l'ELS

-Vérification de la flèche

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x}\right) l \Rightarrow 15 \text{ cm} \geq 7,87 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 2,01 \text{ cm}^2 \leq 6,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifié}$$

Donc la flèche est vérifiée.

- Schéma de ferrailage

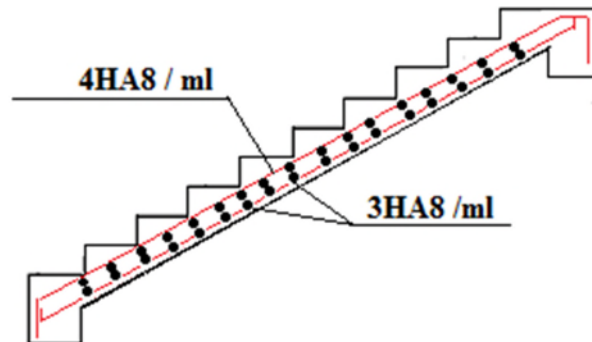


Figure III.11 Schéma de ferrailage de l'escalier droit à 2 volées

III.3 Etude de la poutre de chaînage

- Calcul des sollicitations

$b=30\text{cm}$; $h_{ch}=35\text{cm}$

Poids propre : $G_p = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2,625 \text{ KN/m}$.

Poids du mur : $G_m = 2,76 (2,88 - 0.35) = 6,98 \text{ KN/m}$.

Donc : $G_{tot} = G_p + G_m = 9,6 \text{ KN/m}$.

- Calcul à ELU

$q_U = (1,35 \times 9,6) = 12,97 \text{ KN/m}$

$M_0 = 27,25 \text{ kn.m}$ $\begin{cases} M_t = 0,75 \times M_0 = 20,43 \text{ kn.m} \\ M_a = -0,5 \times M_0 = -13,62 \text{ kn.m} \end{cases}$

$V_{max} = 26,58 \text{ kn}$

- Calcul à ELS

$P_s = 9,6 \text{ KN}$

$M_0 = 20,17 \text{ kn.m}$ $\begin{cases} M_t = 0,75 \times M_0 = 15,13 \text{ kn.m} \\ M_a = -0,5 \times M_0 = -10,08 \text{ kn.m} \end{cases}$

position	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal} (cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2/ml)$	$A_{adp}(cm^2/ml)$	St (cm)
Travée	0,013	0,016	0,327	1,79	1,19	3HA10 =2,36	25
Appui	00,008	0,011	0,328	1,19	1,19	3HA10 =2,36	25

Tableau III.25 Ferrailage la poutre de chaînage

-Vérification des contraintes de cisaillement

$\tau_u = 0,268 \text{ Mpa} < [\tau_u] = 3,33 \text{ Mpa}$ condition vérifiée

- calcul des armatures transversales

$$\phi \leq \min \left(\frac{b}{10}; \frac{h}{35}, \phi_l^{min} \right) \Rightarrow \phi \leq \min (30 \text{ mm}; \text{mm}, 10 \text{ mm}) \Rightarrow \phi \leq 10 \text{ mm}$$

Soit un cadre T8 et un étrier T8 $\Rightarrow 2\phi 8 = 1,01 \text{ mm}$

1) $S_t = 29,7 \text{ cm}$

2) $S_t \leq \frac{0,8 \times 400 \times 1,01}{30(0,268 - 0,3 \times 2,1 \times 1)} < 0 \text{ cm}$

3) $S_t \leq \frac{400 \times 1,01}{30 \times 0,4} = 33,66 \text{ cm}$

$S_t = \min (1; 2; 3)$ on adopte $S_t = 15 \text{ cm}$

- Vérification des contraintes à l'ELS

Position	Moment (KN)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs
travée	15,13	7,72	27230,64	4,01	15	vérifiée
appui	10,08	7,72	27230,64	2,67	15	vérifiée

Tableau III.26 Vérification des contraintes à l'ELS

- Evaluation de la flèche

$L = 4,1 \text{ m}; M_{0s} = 20,17; M_{ts} = 15,13 \text{ Kn.m}$

$$h \geq \frac{M_{ts}}{10 \times M_{0s}} \times l \Rightarrow 35 \text{ cm} > \frac{15,13}{10 \times 20,17} \times 4,1 = 30,75 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée} \dots\dots\dots 1$$

$$\frac{A_{choisi}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{30 \times 33} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,0023 < 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée} \dots\dots\dots 2$$

$L < 8m \Rightarrow \text{condition vérifiée} \dots\dots\dots 3$

- Schémas de ferrailage

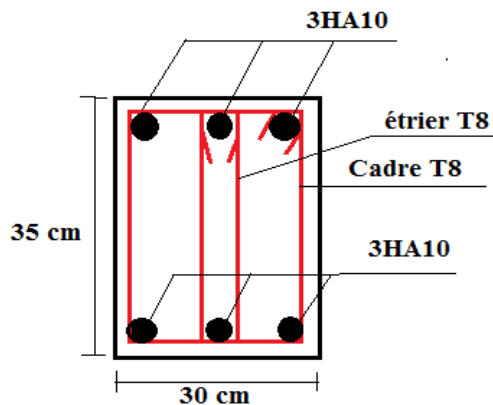


Figure III.12 Schémas de ferrailage de la poutre de chaînage

III.4 Etude de l'acrotère

- Evaluation des Charges verticales

$$W_p = G_{\text{total}} = 2,265 \text{ KN/m} \quad ; \quad Q = 1 \text{ KN/m}$$

- Evaluation des Charges horizontales

D'après le *RPA99 Article 6.2.31* l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme donnée par la loi suivante : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$.

$$\text{Pour notre projet on a : } \left. \begin{array}{l} \text{-groupe d'usage 2} \\ \text{-zone sismique IIa} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A=0,15 \\ C_p=0,8 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,265 = 1,09 \text{ kn}$$

a. Calcul des sollicitations

Calcul du centre de pression $G(X_G, Y_G)$:

$$X_G = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = 0,0628 \text{ m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_G = 0,332 \text{ m}$$

$$N_g = W_p = 2,265 \text{ Kn}$$

$$M_q = Q \times H = 0,6 \text{ KN/m}$$

$$M_{fp} = F_p \times Y_g = 1,09 \times 0,332 = 0,36 \text{ KN/m}$$

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2,27	3,06	2,27
M (KN.m)	0,96	0,9	0,6

Tableau III.27 Combinaison d'action de l'acrotère

b. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

$$e_1 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,9}{3,06} = 29,41 \text{ cm} \quad ; \quad \frac{h}{6} = \frac{0,6}{6} = 10 \text{ cm}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée.

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{M_u}{N_u}$) par une excentricité totale de calcul. $e = e_1 + e_a + e_2$

e_1 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max(2\text{ cm} ; H/250) = 2\text{ cm} \quad \text{CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liée à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} = 0,86\text{ cm}$$

D'où : $e = 29,41 + 2 + 0,86 = 32,27\text{ cm}$

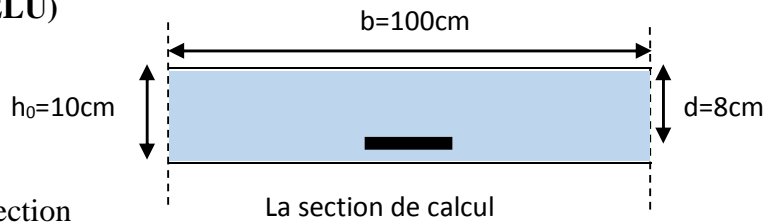
Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3,06\text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 3,06 \times 0,03347 = 0,99\text{ KN.m}$$

c. Ferrailage de l'acrotère (Calcul à l'ELU)

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple pour une section rectangulaire $b \times h_0$ soumise à un moment égal à :



$$M_f = M_u + N_u \times (d - \frac{h_0}{2}) = 0,99 + 3,06 \times (0,08 - \frac{0,10}{2}) = 1,08\text{ KN.m}$$

μ_{bu}	α	Z(m)	$A_s (cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2/ml)$	$A_{adp}(cm^2/ml)$	$A_r (cm^2)$	St (cm)
0,012	0,015	0,08	0,3	0,97	4HA8 =2,01	4HA6=1,13	25

Tableau III.28 Ferrailage de l'acrotère

d. Vérification à l'ELU

- Vérification au cisaillement

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\tau_u < [\tau_u] \min(0,1 \times f_{c28} ; 4) \Rightarrow \tau_u < [\tau_u] = \min(2,5 ; 4) = 2,5\text{ Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1,09 + 1 = 2,09\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2,09 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,026\text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,026\text{ Mpa} < [\tau_u] = 2,5\text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

e. Vérification des contraintes à l'ELS

$d = 0,08\text{ m}$; $N_{ser} = 2,27\text{ KN}$; $M_{ser} = 0,6\text{ KN.m}$; $\eta = 1,6$ pour (les hautes adhérences)

Calcul de y_{ser} :

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,27} = 0,264\text{ m} \quad ; \quad c = e_G - \frac{h}{2} = 0,264 - 0,05 = 0,214\text{ m}$$

Le calcul de y_c revient à résoudre l'équation suivante : $y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots\dots(1)$

$$p = -3c^2 - 90\frac{A'}{b}(c-d')^2 - 90\frac{A}{b}(d-c)^2 = -0,158m^2$$

$$q = -2c^3 - 90\frac{A'}{b}(c-d')^2 - 90\frac{A}{b}(d-c)^2 = -0,025m^3$$

La solution de l'équation (1) dépend $\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -9,951 \times 10^{-3} < 0$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$0 \leq yc+c \leq h \Leftrightarrow 0 \leq yc+c \leq 10\text{cm}$$

$$a = 2 \left(1 - \sqrt{-\frac{p}{3}} \right) = 0,53\text{m} \quad ; \quad \varnothing = \cos^{-1} \left(\frac{3q}{2p} - \sqrt{-\frac{3}{p}} \right) = 7,69^\circ$$

$$yc_1 = a \cos\left(\frac{\varnothing}{3}\right) = 45,2\text{cm}$$

$$yc_2 = a \cos\left(\frac{\varnothing}{3} + 120^\circ\right) = -24,35$$

$$yc_3 = a \cos\left(\frac{\varnothing}{3} + 240^\circ\right) = -20,83$$

$$yc_1 = 45,20 \Rightarrow yc_1 + C = 67,7\text{cm} \dots\dots\dots \text{Non vérifiée}$$

$$yc_2 = -24,35 \Rightarrow yc_2 + C = -1,85\text{cm} \dots\dots\dots \text{Non vérifiée}$$

$$yc_3 = -20,83 \Rightarrow yc_3 + C = 1,67 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc, on prend $yc_3 = 20,83 \Rightarrow y_{ser} = 1,67 \text{ cm}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = -6,52 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2,27 \times 0,0167 \times 10^{-3}}{-6,52 \times 10^{-5}} = -0,58\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{2,27 \times 10^{-3}}{-6,52 \times 10^{-5}} (0,08 - 0,0167) = -33,05 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 201,6 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

f. schémas de ferrailage

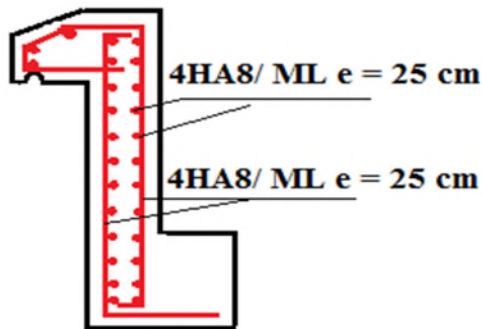


Figure III.13 schémas de ferrailage de l'acrotère

III.5 Etude de l'ascenseur

- Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction. On fixe l'épaisseur de la dalle de l'ascenseur $e=15\text{cm}$. $e \geq 15$

1-Cas d'une charge répartie

-Evaluations des charges

La charge permanente

Revêtement dallage en béton armée (5cm)

$$0,05 \times 22 = 1,1 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Le poids de la machine} \Rightarrow \frac{F_C}{S} = \frac{200}{2,3 \times 1,8} = 48,31 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{total} = 53,16 \text{ KN/m}^2$$

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

- Combinaisons des charges :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 73,23 \text{ KN/m} \quad ; \quad q_{ser} = G + Q = 54,16 \text{ KN/m}$$

- Détermination des sollicitations

Moments

$$\rho = L_x / L_y \Leftrightarrow \rho = 0,78 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0584 \\ \mu_y = 0,5608 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 13,86 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 7,77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travées} \Rightarrow \begin{cases} M_x^t = 0,75 \times M_{0x} = 10,40 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 \times M_{0y} = 5,83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis} \Rightarrow M_x^a = M_y^a = 0,5 \times M_{0x} = 6,93 \text{ KN.m}$$

- Efforts tranchants

$$V_{max}^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 47,93 \text{ KN}$$

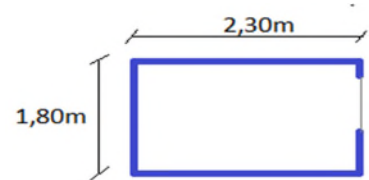


Figure III.14 Coupe transversale d'ascenseur

- Calcul du Ferrailage

Sens		M(K N.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	Amin (cm ² /)	C.N.F	A_{adp} (cm ² /ml)	St(cm)
travée	x-x	10,40	0,043	0,055	0,127	2,35	1,33	vérifiée	4HA10=3,14	25
	y-y	5,83	0,024	0,031	0,128	1,34	1,33	vérifiée	4HA8=2,01	25
	x-x	6,93	0,029	0,036	0,128	1,55	1,33	vérifiée	4HA8=2,01	25

Tableau III.29 Résultats de calcul du ferrailage de la dalle d'ascenseur

- Vérification des contraintes de cisaillement

$\tau_u = 0,37 \text{ Mpa} < [\tau_u] = 1,17 \text{ Mpa}$ condition vérifiée

- Vérification à l'ELS

$q_{ser} = G + Q = 54,16 \text{ KN/m}$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0584 \\ \mu_y = 0,5608 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_{ser} = 10,25 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 5,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées $\Rightarrow \begin{cases} M_x^t = 0,75 \times M_{0x} = 7,69 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 \times M_{0y} = 4,32 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en appuis $\Rightarrow M_x^a = M_y^a = 0,5 \times M_{0x} = 5,125 \text{ KN.m}$

- Vérification des contraintes Etat limite de compression de béton

Sens x-x

$A_x = 3,14 \text{ cm}^2$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$; $y = 3,06 \text{ cm}$; $I = 6086,28 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 3,87 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ c'est vérifier.

Sens y-y

$A_y = 2,01 \text{ cm}^2$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$; $y = 2,52 \text{ cm}$; $I = 4106,28 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 2,65 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ c'est vérifier.

2-Cas d'une charge concentrée

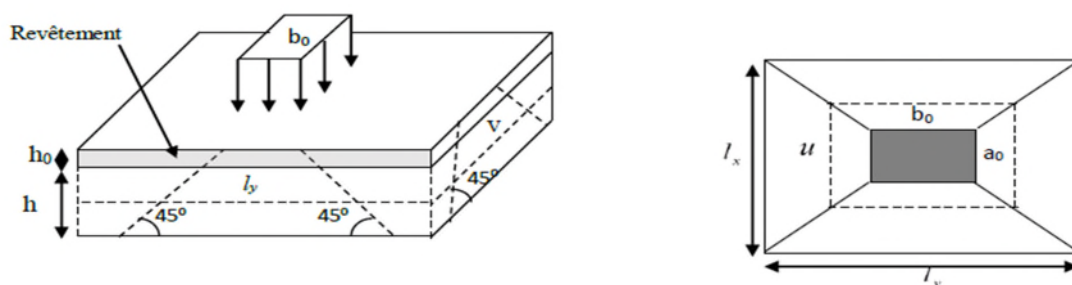


Figure III.15 Schéma représentant la surface d'impact

a. Calcul du rectangle d'impact (u , v)

$$u = a_0 + h_0 + 2 \times \epsilon \times h_1 \Rightarrow u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm}$$

$$v = b_0 + h_0 + 2 \times \epsilon \times h_1 \Rightarrow v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm}$$

b. Evaluation des moments sous charge concentrée

$$M_x = q_u \times (M_1 + \nu \times M_2) \quad ; \quad M_y = q_u \times (M_1 + \nu \times M_1)$$

On a : $g = D_m + P_m + P_{\text{personne}} = 53 + 15 + 6.3 = 74,3 \text{ KN}$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 74,3 \Rightarrow P_u = 100,31 \text{ KN}$$

$$\frac{u}{l_x} = \frac{105}{180} = 0,58 \quad ; \quad \frac{v}{l_y} = \frac{105}{230} = 0,46$$

En utilisant l'abaque de pigeau on obtient :

$$M_1 = 0,122 \quad ; \quad M_2 = 0,044$$

$$M_{x1} = p_u \times M_1 \Rightarrow M_{x1} = 100,31 \times 0,122 = 12,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = p_u \times M_2 \Rightarrow M_{y1} = 100,31 \times 0,044 = 4,42 \text{ KN.m}$$

Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$G = 25 (0,15 + 0,05) = 5 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1,35 \times 5 + 1,5 \times 1 = 8,25 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0584 \\ \mu_y = 0,5608 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 1,56 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = M_{0x} \times \mu_y = 0,88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13,8 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,3 \text{ KN.m}$$

Moments en travées $\Rightarrow \begin{cases} M_x^t = 0,75 \times M_x = 10,35 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 \times M_y = 3,98 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en appuis $\Rightarrow M_x^a = M_y^a = 0,5 \times M_x = 6,9 \text{ KN.m}$

c. Calcul du Ferrailage

Sens		M(K N.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2 / \text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	C.N.F	$A_{adp}(\text{cm}^2/\text{ml})$	St
travée	x-x	10,35	0,043	0,055	0,127	2,34	1,33	vérifiée	3HA10=2,36	25
	y-y	3,98	0,016	0,021	0,128	0,88	1,33	N.vérifiée	3HA8=1,51	25
appui	x-x	6,90	0,028	0,035	0,128	1,54	1,33	vérifiée	3HA10=2,36	25

Tableau III.30 Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charge concentrée

d. Vérifications à l'ELU**- Vérification au poinçonnement**

$$N_d < 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$U_c = 2 \times (u+v) \Rightarrow U_c = 2 \times (105+105) = 420 \text{ cm}$$

$$N_d = 100,31 \text{ kN} < 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} = 472,5 \text{ kN} \quad \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

- Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = \frac{p_u}{3 \times v} = \frac{100,31}{3 \times 1,05} = 31,84 \text{ kN}$$

$$\tau_u = 0,212 \text{ Mpa} < [\tau_u] = 1,17 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

e. Vérification à l'ELS

Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{\text{ser}} = g = 74,3 \text{ kN}$$

$$M_{x1} = q_{\text{ser}} \times (M_1 + v \times M_2) = 74,3 \times (0,122 + 0,2 \times 0,044) = 9,72 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = q_{\text{ser}} \times (M_2 + v \times M_1) = 74,3 \times (0,044 + 0,2 \times 0,122) = 5,08 \text{ kN.m}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0584 \\ \mu_y = 0,5608 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 1,14 \text{ kN.m} \\ M_{y2} = M_{0x} \times \mu_y = 0,64 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,86 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,72 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moments en travées} \Rightarrow \begin{cases} M_x^t = 0,75 \times M_x = 8,145 \text{ kN.m} \\ M_y^t = 0,75 \times M_y = 4,29 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis} \Rightarrow M_x^a = M_y^a = 0,5 \times M_x = 5,43 \text{ kN.m}$$

f. Vérification des contraintes Etat limite de compression de béton**Sens x-x**

$$A_x = 2,36 \text{ cm}^2 \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d = 13 \text{ cm} \quad ; \quad y = 2,7 \text{ cm} \quad ; \quad I = 4739,74 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4,64 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

sens y-y

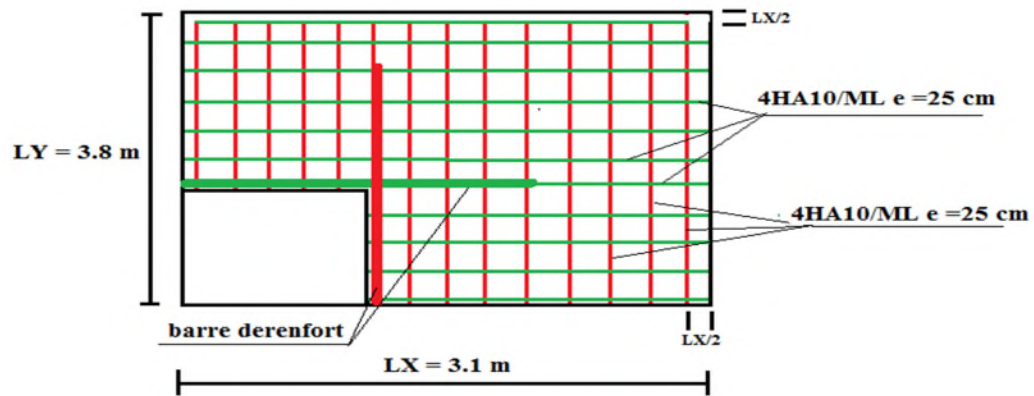
$$A_y = 1,51 \text{ cm}^2 \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d = 13 \text{ cm} \quad ; \quad y = 2,21 \text{ cm} \quad ; \quad I = 3177,29 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2,98 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

- Vérification de la flèche

$$e \geq \max \left(\frac{3 \times l_x}{80} ; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \times l_x \right) \Rightarrow 15 \text{ cm} \geq 6,75 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$At^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 2,36 \text{ cm}^2 \leq 6,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

- Schéma de ferrailage**Figure III.16** Ferrailage de la dalle d'ascenseur**Conclusion**

Dans ce chapitre on a pu ferrailer les éléments secondaires, ce dernier est nécessaire pour leur stabilité et résistance. Toute en respectant les règles données par le *BAEL* et le *RPA*.

CHAPITRE IV

Introduction

Dans les régions sismiques, nous devons réaliser des constructions dites parasismique afin de minimiser les conséquences désastreuses de ce phénomène des séismes. Pour consolider les bâtiments on se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitée.

Pour réaliser cette étude dynamique nous avons modélisés notre structure à l'aide du logiciel ETABS 2016.

IV.1 Les nouvelles dimensions des poteaux

Les nouvelles dimensions des poteaux sont montrées dans le tableau suivant :

Niveaux	RDC	ETAGES 1 et 2	ETAGES 3 , 4	ETAGES 5 et 6	ETAGES 7 et 8	ETAGES 9 et 10	ETAGES 11 et 12
poteaux (cm^2)	60*65	55*60	50*55	45*50	40*45	35*40	30*35

Tableau IV.1. Dimensions finales des poteaux

IV.2 Méthodes de calcul

Le RPA99 propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse par Accélérogrammes

IV.3. Analyse sismique de la structure

IV.3.1 Estimation de la période fondamentale de la structure

La période empirique peut être calculée de deux manières :

$$T_1 = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \quad ; \quad T_2 = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{L}} \quad RPA 99 (Article 4.2.4)$$

$$\text{Avec : } T = 1,3 \times \min(T_1; T_2)$$

h_N : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau
 $\Rightarrow h_N = 38,34 \text{ m}$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

$$\Rightarrow C_T = 0.05 \quad RPA99 (tableau$$

4)

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\text{sens (X): } L_x = 20,1\text{m} \quad \text{donc : } T_x = 0,76 \text{ s}$$

sens (Y): $L_y = 20,9 \text{ m}$ donc : $T_y = 0,75 \text{ s}$

$$T_1 = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times 38,34^{\frac{3}{4}} = 0,77 \text{ s}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % donc on a :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1,3 \times \min(0,77 ; 0,76) = 0,988 \text{ s} \\ T_{Sy} = 1,3 \times \min(0,77 ; 0,75) = 0,975 \text{ s} \end{cases}$$

IV.3.2 Calcul de la force sismique totale

Tout bâtiment sera conçu et construit de telle sorte qu'il résiste à la force sismique totale V appliquées à la base, et qui doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3).}$$

A : Coefficient d'accélération de la zone qui dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique. (RPA tableau 4.1)

Dans ce cas : $\begin{cases} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique : IIa} \end{cases} \quad A = 0,15$

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version2003).

Dans ce projet on a un Contreventement mixte $\Rightarrow R = 5$

Q : facteur de qualité, Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$.

p_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. Elle est donnée dans le tableau 4.4 du RPA99 2003,

Critère	Q_x	Q_y
Conditions minimales sur les fils de contreventement	0,05	0,05
Redondance en plan	0,05	0,05
Régularité en plan	0,05	0,05
Régularité en élévation	0,05	0,05
Contrôle de qualité de matériaux	0	0
Contrôle de qualité de d'exécution	0	0
Total	0,2	0,2

Tableau IV.2 Valeurs des pénalités

$$\Rightarrow Q_x = Q_y = 1,2$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3)}$$

Avec T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le tableau 4.7 du (RPA99/version 2003).

On a un site meuble (S3) donc $T_1 = 0,15 s$; $T_2 = 0,5 s$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad \text{RPA 99 (Art .4.2.3)}$$

Avec ξ est le pourcentage (%) d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, voir *tableau 4,2 du RPA99/V2003*.

On a un contreventement mixte donc on prend pour une construction mixte on prend la moyenne \Rightarrow $\begin{cases} \xi = 8,5\% \\ \eta = 0,816 \end{cases}$

$$T_2 = 0,5s \leq T_{Sx} \leq 3s \Rightarrow 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T_{Sx}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,816 \left(\frac{0,5}{0,988}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_x = 1,29$$

$$T_2 = 0,5s \leq T_{Sy} \leq 3s \Rightarrow 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T_{Sy}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,816 \left(\frac{0,5}{0,975}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_y = 1,30$$

$$\text{Tel que : } W_x = W_y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

W : Poids total de la structure

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

W_{Qi} : Surcharge d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau (4.5 RPA99),

Dans notre projet on a le RDC est à usage commercial, donc le coefficient de pondération est $\beta = 0,60$ et des appartements à usage d'habitation donc le coefficient de pondération est $\beta = 0,20$.

A partir du logiciel on trouve : $W_{tot} = 40469.0119 \text{ KN}$

Après calcul de tous les paramètres on a la force sismique totale à la base de la structure est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{le sens } X : V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,29 \times 1,2}{5} \times 40469,0119 = 1879,38 \text{ KN} \\ \text{le sens } Y : V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,30 \times 1,2}{5} \times 40469,0119 = 1893,94 \text{ KN} \end{array} \right.$$

IV.3.3 Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque cette structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

1. Principe

Il est recherché par cette méthode 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 suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3)}$$

Avec : A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

Q: Facteur de qualité.

Le spectre de réponse pour notre projet est donné par le graphe $\frac{S_a}{g}$ en fonction du temps :

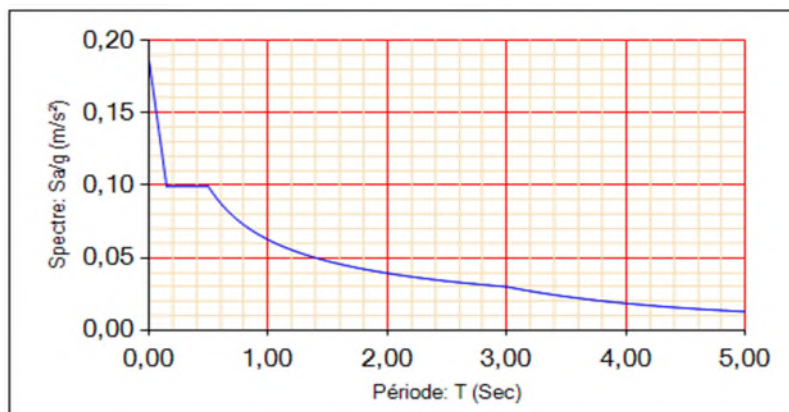


Figure IV.1 Spectre de réponse.

2. Disposition des voiles de contreventement

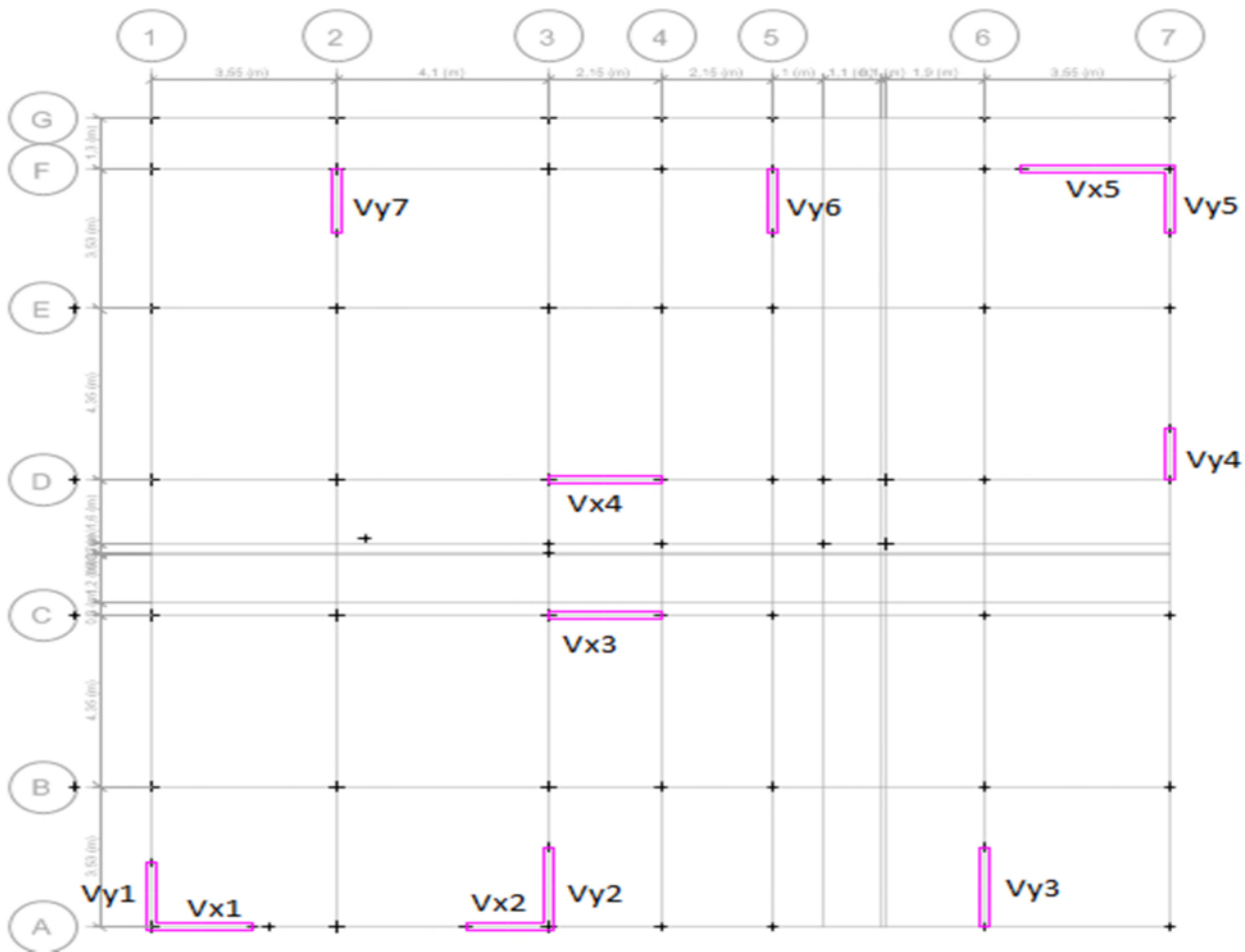


Figure IV.2 Dispositions des voiles.

3. Période de vibration et participation massique

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui reviennent à la structure sont résumés dans le tableau suivant :

Mode	Période (s)	(%) de la Masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		UX	UY	UX	UY
1	0.786	0.6001	0.0022	0.6001	0.0022
2	0.711	0.0143	0.5625	0.6143	0.5647
3	0.594	0.0321	0.0985	0.6464	0.6632
4	0.297	0.1082	0.0176	0.7546	0.6809
5	0.277	0.0146	0.1038	0.7692	0.7847
6	0.231	0.0183	0.08	0.7874	0.7847
7	0.166	0.0062	0.0654	0.7936	0.85
8	0.155	0.06	0.0103	0.8536	0.8603
9	0.123	0.019	0.0052	0.8726	0.8655
10	0.119	0.0007	0.016	0.8733	0.8815
11	0.089	0.0066	0.0292	0.88	0.9107
12	0.089	0.0274	0.0058	0.9074	0.9164

Tableau IV.3. Périodes et taux de participation massique de la structure

Interprétation des résultats obtenus : Les périodes numériques obtenues par le logiciel ETABS dans les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées après majoration de 30% (RPA99/2003 Art 4.2.4)

4. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

a. Vérification de l'interaction voiles portiques

Le RPA99/2003 (Art3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- **Sous charges verticales**

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations (G+Q)

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations (G+Q)

Niveaux	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	-37750,2423	-8253,1492	82.06	17.94

Tableau IV.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales

- **Sous charges horizontales**

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

niveau	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	Portiques		Voiles		Portiques		Voiles	
	x	y	x	y	x	y	X	y
NIV 1	827.690 1	976.564	1014.96	893.582	44,92	52.21	55,08	47.79
NIV 1 ' 2	795.073 2	886.682	942.259	750.211	45.76	54.16	54.24	45.84
NIV 2	770.512 1	861.080	980.662	698.163	43.99	55.22	56.01	44.78
NIV 2 ' 8	802.688 8	877.240	922.941	649.848	46.51	57.44	53.49	42.56
NIV 3	877.056 7	890.041	835.500	577.213	51.21	60.66	48.79	36.34
NIV 3 ' 1	856.242 1	855.349	807.754	575.468	51.45	59.78	48.55	40.22
NIV 4	848.498	793.860	776.994	584.643	52.19	57.58	47.81	42.42
NIV 4 ' 5	863.107 5	811.407	711.642	540.171	54.80	60.03	45.20	39.97

NIV 5	904.710 5	837.180	620.057	457.328	59.33	64.67	40.67	35.33
NIV 5 ′	845.724 3	781.693	599.985	461.908	58.49	62.85	41.51	37.15
NIV 6	783.746 8	690.168	580.503	478.349	57.44	59.06	42.56	40.94
NIV 6 ′	791.039 6	694.826	499.72	432.830	61.28	61.61	38.72	38.39
NIV 7	814.148 2	711.946	396.577	326.947	67.24	68.52	32.76	31.48
NIV 7 ′	732.183 6	635.523	373.642	338.876	66.21	60.43	33.79	39.57
NIV 8	636.387 6	522.373	345.749	341.958	64.79	66.09	35.21	33.91
NIV 8 ′	695.786 5	537.448	227.258	275.733	75.37	65.82	24.63	34.18
NIV 9	646.953 4	468.185	159.860	243.021	80.18	64.18	19.82	35.82
NIV 9 ′	363.107 5	327.732	250.377	182.858	59.18	47.53	40.82	52.47
NIV 10	277.019 5	196.581	271.367	216.928	50.51	44.42	49.49	55.58
NIV 10 ′	222.784 3	168.941	270.214	211.333	56.42	57.23	43.58	42.77
NIV 11	237.982 5	189.591	183.815	141.686	58.36	58.35	41.64	41.65
NIV 11 ′	227.885 5	190.148	162.577	135.637	57.85	44.63	42.15	55.37
NIV 12	164.671 2	124.635	119.962	154.580	59.71	76.26	40.29	23.74

Tableau IV.5. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales

D'où, le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifié.

b. Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0,8 V_{st}$	observation
Selon X-X	1838.6333	1503.50	vérifiée
selon Y-Y	1875.7334	1515.15	vérifiée

Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

c. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux

Étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

RPA99/version2003

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i

R : Coefficient de comportement (R=5)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau			Sens X-X				
			δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	Δ_k/L
NIV 1	2,34	2,34	0,000396	0,0019	0	0,0019	0,081
NIV 1 '	3,78	3,78	0,000769	0,0038	0,0019	0,0019	0,050
NIV 2	5,22	2,88	0,00138	0,0069	0,0038	0,0031	0,107
NIV 2 '	6,66	2,88	0,002089	0,0104	0,0069	0,0035	0,121
NIV 3	8,1	2,88	0,002913	0,0145	0,0104	0,0041	0,142
NIV 3 '	9,54	2,88	0,0038	0,0190	0,0145	0,0045	0,156
NIV 4	10,98	2,88	0,004786	0,0239	0,0190	0,0049	0,170
NIV 4 '	12,42	2,88	0,005785	0,0289	0,0239	0,0050	0,173
NIV 5	13,86	2,88	0,006855	0,0342	0,0289	0,0053	0,184
NIV 5 '	15,3	2,88	0,007923	0,0396	0,0342	0,0054	0,187
NIV 6	16,74	2,88	0,009065	0,0453	0,0396	0,0057	0,197
NIV 6 '	18,18	2,88	0,010152	0,0507	0,0453	0,0054	0,187
NIV 7	19,62	2,88	0,011293	0,0564	0,0507	0,0057	0,197
NIV 7 '	21,06	2,88	0,012386	0,0619	0,0564	0,0055	0,190
NIV 8	22,5	2,88	0,013539	0,0676	0,0619	0,0057	0,197
NIV 8 '	23,94	2,88	0,014604	0,0730	0,0676	0,0054	0,187
NIV 9	25,38	2,88	0,015697	0,0784	0,0730	0,0054	0,187
NIV 9 '	26,82	2,88	0,016771	0,0838	0,0784	0,0054	0,187
NIV 10	28,26	2,88	0,017319	0,0865	0,0838	0,0027	0,093
NIV 10 '	29,7	2,88	0,01893	0,0946	0,0865	0,0081	0,281
NIV 11	31,14	2,88	0,019382	0,0969	0,0946	0,0023	0,079
NIV 11 '	32,58	2,88	0,021015	0,1050	0,0969	0,0081	0,281
NIV 12	35,46	2,88	0,023039	0,1151	0,1050	0,0101	0,350

Tableau IV.7 Vérifications des déplacements de niveaux sens x-x

Niveau			Sens Y-Y				
			δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	$\Delta_{x/L}$
NIV 1	2,34	2,34	0,000454	0,0022	0	0,0022	0,094
NIV 1 ‘	3,78	3,78	0,000848	0,0042	0,0022	0,0020	0,052
NIV 2	5,22	2,88	0,001414	0,0070	0,0042	0,0028	0,097
NIV 2 ‘	6,66	2,88	0,002216	0,0110	0,0070	0,0040	0,138
NIV 3	8,1	2,88	0,002905	0,0145	0,0110	0,0035	0,121
NIV 3 ‘	9,54	2,88	0,003924	0,0196	0,0145	0,0051	0,177
NIV 4	10,98	2,88	0,004628	0,0231	0,0196	0,0035	0,121
NIV 4 ‘	12,42	2,88	0,005828	0,0291	0,0231	0,0060	0,208
NIV 5	13,86	2,88	0,006467	0,0323	0,0291	0,0032	0,111
NIV 5 ‘	15,3	2,88	0,007784	0,0389	0,0323	0,0066	0,229
NIV 6	16,74	2,88	0,008338	0,0416	0,0389	0,0027	0,093
NIV 6 ‘	18,18	2,88	0,00976	0,0488	0,0416	0,0072	0,250
NIV 7	19,62	2,88	0,010222	0,0511	0,0488	0,0230	0,079
NIV 7 ‘	21,06	2,88	0,011664	0,0583	0,0511	0,0072	0,250
NIV 8	22,5	2,88	0,011982	0,0599	0,0583	0,0016	0,055
NIV 8 ‘	23,94	2,88	0,013561	0,0678	0,0599	0,0079	0,274
NIV 9	25,38	2,88	0,013805	0,0690	0,0678	0,0012	0,041
NIV 9 ‘	26,82	2,88	0,01551	0,0775	0,0690	0,0085	0,295
NIV 10	28,26	2,88	0,015664	0,0783	0,0775	0,0008	0,027
NIV 10 ‘	29,7	2,88	0,017483	0,0874	0,0783	0,0091	0,910
NIV 11	31,14	2,88	0,017488	0,0875	0,0874	0,0001	0,0003
NIV 11 ‘	32,58	2,88	0,019339	0,0966	0,0875	0,0091	0,315
NIV 12	35,46	2,88	0,021045	0,1052	0,0966	0,0086	0,298

Tableau IV.8 Vérifications des déplacements de niveaux sens y-y

- **Analyse des résultats :** On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

d. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets P-Δ sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est Satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1$$

RPA99/2003(Article 5.9)

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du

niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$ RPA99/2003(Article 5.9)

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k » $v_k = \sum_{i=1}^n f_i$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : Hauteur de l'étage « k »

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k	θ_k
NIV 1	2,34	40469,01	0,0019	1838,63	0,0178	0,0022	1875,73	0,0202
NIV 1 '	3,78	37420,95	0,0019	1827,72	0,0102	0,0020	1864,41	0,0106
NIV 2	2,88	35129,93	0,0031	1809,70	0,0208	0,0028	1844,58	0,01850
NIV 2 '	2,88	33027,55	0,0035	1784,60	0,0224	0,0040	1819,07	0,0252
NIV 3	2,88	30892,88	0,0041	1751,79	0,0250	0,0035	1781,56	0,0210
NIV 3 '	2,88	28808,39	0,0045	1712,67	0,0262	0,0051	1742,79	0,0292
NIV 4	2,88	26728,14	0,0049	1665,35	0,0273	0,0035	1687,95	0,0192
NIV 4 '	2,88	24725,14	0,0050	1610,35	0,0266	0,0060	1636,03	0,0314
NIV 5	2,88	22692,37	0,0053	1545,74	0,0270	0,0032	1560,57	0,0161
NIV 5 '	2,88	20690,46	0,0054	1474,47	0,0263	0,0066	1495,48	0,0317
NIV 6	2,88	18690,09	0,0057	1395,17	0,0265	0,0027	1402,60	0,0124
NIV 6 '	2,88	16827,71	0,0050	1312,29	0,0222	0,0072	1328,12	0,0316
NIV 7	2,88	14869,72	0,0057	1216,40	0,0241	0,0230	1218,74	0,0974
NIV 7 '	2,88	12940,65	0,0055	1114,37	0,0221	0,0072	1129,14	0,0286
NIV 8	2,88	10967,06	0,0057	1002,02	0,0216	0,0016	1001,89	0,0060
NIV 8 '	2,88	9124,97	0,0054	886,48	0,0193	0,0079	900,78	0,0277
NIV 9	2,88	7407,85	0,0054	770,43	0,0180	0,0012	773,25	0,0039
NIV 9 '	2,88	5621,87	0,0054	647,00	0,0162	0,0085	668,62	0,0248
NIV 10	2,88	4526,39	0,0027	557,65	0,0076	0,0008	572,34	0,0021
NIV 10 '	2,88	4144,37	0,0081	524,49	0,0222	0,0091	542,15	0,0241
NIV 11	2,88	3077,02	0,0023	418,08	0,0058	0,0001	431,58	0,0002
NIV 11 '	2,88	2833,69	0,0081	391,86	0,0203	0,0091	406,91	0,0220
NIV 12	2,88	1750,14	0,0101	259,84	0,0236	0,0086	273,90	0,0190

Tableau IV.9 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

➤ **Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus dans le tableau les effets P-Δ peuvent être négligés.

e. Vérification de l'effort normal réduit

Afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au Séisme, Le RPA99/2003 (7.4.3.1) nous exige de vérifier pour chaque niveau (là où il y a réduction de section) la relation suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30 \Rightarrow N_d \leq 0,3 \times B_c \times f_{c28} \quad \text{Avec :}$$

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c_j} : Est la résistance caractéristique du béton

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants :

Niveaux	B_c (cm ²)	N_d (KN)	v	observation
RDC	60*65	2128.8596	0,219	vérifié
ETAGES 1 ,2	60*55	1917.3761	0,233	vérifié
ETAGES 3,4	55*50	1538.3102	0,224	vérifié
ETAGES 5,6	50*45	1182.3365	0,211	vérifié
ETAGES 7,8	45*40	849.6717	0,190	vérifié
ETAGES 9,10	40*35	532.2793	0,153	vérifié
ETAGES 11,12	35*30	225.9143	0,086	vérifié

Tableau IV.10 Vérification de l'effort normal réduit

➤ **Analyse des résultats**

On remarque que l'effort normal réduit ne dépasse pas la valeur de 0,3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **RPA99/2003**, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

CHAPITRE V

V.1 Etude des poteaux

V.1.1 Définition

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Ils sont calculés en flexion composée sous l'action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M) résultants des combinaisons :

- | | |
|-------------------|----------------|
| 1) $1,35G + 1,5Q$ | 4) $G + Q - E$ |
| 2) $G + Q$ | 5) $0,8G + E$ |
| 3) $G + Q + E$ | 6) $0,8G - E$ |

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

- 1) $N_{\max} \Rightarrow M_{\text{corr}}$
- 2) $N_{\min} \Rightarrow M_{\text{corr}}$
- 3) $M_{\max} \Rightarrow N_{\text{corr}}$

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du **RPA99** sont apportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau	A_{\min} RPA (cm ²)	A_{\max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol	60*65	31,20	15,60	23,40
RDC				
Etages (1et2)	55*60	26,40	13,20	19,80
Etages (3et4)	50*55	22,00	11,00	16,50
Etages (5et6)	45*50	18,00	9,00	13,50
Etages (7et8)	40*45	14,40	7,20	10,80
Etages (9et10)	35*40	11,20	5,60	8,40
Etages (11et12)	30*35	8,40	4,20	6,30

Tableau V.1 Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux

b. Les armatures transversales -Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{\max}}{h_1 \times f_e}$$

RPA99/version2003(Art 7.4.2)

V_{\max} : Effort tranchant maximal dans le poteau.

ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{avec : } \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

Sachant que **a** et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de Déformation considérée.

-Pour le calcul de A_t , il suffit de fixer l'espace(t) tout en respectant les conditions suivantes :

En zone nodale : $t \leq (10 \phi_{lmin} , 15 \text{ cm})$zone IIa

En zone courante : $t \leq 15 \phi_{lmin}$ zone IIa

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\% (b1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h1 \times t) \text{ si } \lambda g \geq 5 \\ 0,8\% (b1 \times t) \text{ ou } 0,8\% (h1 \times t) \text{ si } \lambda g \leq 3 \end{cases}$$

-Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi t$ minimum.

V.1.2 Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel ETABS, les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveau	section	N _{max} et M _{corres}		N _{min} et M _{corres}		M _{max} et N _{corres}		VU
		N (KN)	M	N (KN)	M	M (KN.m)	N (KN)	
Sous-sol	60*65	2284.95	-7.756	-793,291	13,264 5	-118,6039	1293,7475	104,9 7
RDC								
Etages (1et2)	55*60	1877.1	10.816	-484,850	49,375 4	130,6537	464,0225	91,78
Etages (3et4)	50*55	1506.8	-11.718	-106,748	47,724 5	125,0566	407,3512	89,55
Etages (5et6)	45*50	1158.5	-12.412	8,4008	1,8546	109,4974	325,9039	78,57
Etages (7et8)	40*45	832.53	-13.526	-45,194	9,0407	94,1993	224,2827	67,38
Etages (9et10)	35*40	521.24	-13.899	-70,0313	2,0543	68,8431	111,5778	49,05
Etages (11et12)	30*35	220.26	-15.947	-43,6105	0,5461	-45,7783	50,567	32,87

Tableau V.2 Sollicitations dans les différents poteaux

V.1.3 Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

- **Exemple de calcul**

Soit le poteau (sous - sol) :

$$N_{\max} = 2284.95 \text{ KN (compression)} \Rightarrow M_{\text{corr}} = 7.756 \text{ KN.M (ELU)}$$

$$N_{\min} = -793,2918 \text{ KN (traction)} \Rightarrow M_{\text{corr}} = 13,2645 \text{ KN.M (0,8G+EX Max)}$$

$$M_{\max} = 118,603 \text{ KN (compression)} \Rightarrow N_{\text{corr}} = 1293,7475 \text{ KN.M (G+G+EY MIN)}$$

$$b = 60 \text{ cm} ; \quad h = 65 \text{ cm} ; \quad d = 62 \text{ cm} ; \quad d' = 3 \text{ cm}$$

1) Calcul sous $N_{\max} \Rightarrow M_{\text{corr}}$

$$e_G = \frac{M_U}{N_U} = \frac{7,756}{2284,95} = 0,00339 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,65}{2} = 0,325 \text{ m} \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieur de la section}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = 1078.52 \text{ KN.m}$$

$$B = N_U (d - d') - M_{ua} = 666.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{UA} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 681,81 \text{ KN.m}$$

$A > B \Rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{681,81 \times 10^{-3}}{0,6 \times 0,62^2 \times 14,2} = 0,208 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0 \text{ (les armature dans la zone comprimée ne sont pas nécessaire)}$$

$$\mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,208}) = 0,295 ; \quad Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,546$$

Calcul de A à la Flexion Composée:

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} - \frac{N_U}{f_{st}} = \frac{681,81 \times 10^{-3}}{0,546 \times 348} - \frac{2284,95 \times 10^{-3}}{348} = -29.83 \text{ cm}^2$$

2) Calcul sous $N_{\min} \Rightarrow M_{\text{corr}}$

$$N_{\min} = -793.2918 \text{ KN} \Rightarrow M_{\text{corr}} = 13.2645 \text{ KN.M}$$

$$e_G = \frac{M_U}{N_U} = \frac{13,2645}{793,2918} = 0,0167 < 0,325 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pression est l'intérieur de la section}$$

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = \left(\frac{65}{2} - 3\right) + 1.67 = 30.17 \text{ cm}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = (62 - 3) - 30.17 = 28.83 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{N \times e_2}{f_{s10}(d-d')} = \frac{793.2918 \times 10^{-3} \times 0.2883}{400 \times (0.62 - 0.03)} = 9.69 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N \times e_1}{f_{s10}(d-d')} = \frac{793.2918 \times 10^{-3} \times 0.3017}{400 \times (0.62 - 0.03)} = 10.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{BAEL} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{60 \times 65 \times 2.1}{400} = 20.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.8 \% (b \times h) = 0.8 \% (60 \times 65) = 31.2 \text{ cm}^2$$

3) Calcul sous $M_{max} \Rightarrow N_{corr}$

$$M_{max} = 118.6039 \text{ KN} \Rightarrow N_{corr} = 1293.7475 \text{ KN.M (compression)}$$

$$e_G = \frac{M_U}{N_U} = \frac{118.6039}{1293.7475} = 0.0916 \text{ m} < 0,325 \text{ m.}$$

$$M_{UA} = 500.26 \text{ KN.M}$$

$$A = 1403.6022 \text{ KN.M} > B = 263.0516 \text{ KN.M}$$

$$\mu_{bu} = 0.11737042 ; \alpha = 0.1565113 ; Z = 0.5811851 ; A_3 = -7.609 \text{ cm}^2$$

V.1.4.1 Armatures longitudinales

Niveau	section	$A_{cal} = (\max(A_1 ; A_2 ; A_3)) \text{ (cm}^2\text{)}$	A_{minRPA}	A_{adopte}	Barre
Sous-sol	60*65	10.14	31.20	35.71	4HA25+8HA16
RDC					
Etages (1et2)	55*60	8.34	26.40	28.65	4HA20+8HA16
Etages (3et4)	50*55	4.51	22.00	24.89	4HA20+8HA14
Etages (5et6)	45*50	3.53	18.00	20.36	4HA16+8HA14
Etages (7et8)	40*45	4.39	14.40	20.36	4HA16+8HA14
Etages (9et10)	35*40	4.41	11.20	14,20	4HA16+4HA14
Etages (11et12)	30*35	3.75	8.40	9.05	8HA12

Tableau V.3 Ferrailage longitudinal des poteaux

V.1.4.2 Armatures transversales

- Exemple de calcul

On prend pour exemple de calcul le poteau (sous – sol) :

$$L_f = 0.7 L_0 = 0.7 \times 3,91 = 2,74 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} = \frac{2,74}{0,6} = 4,56 \quad \Rightarrow \quad \rho = 3,75$$

$$A_t = \frac{3,75 \times 104,97 \times 10^{-3} \times 0,15}{0,65 \times 400} = 2,27 \text{ cm}^2$$

- Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40\phi_{lmax} \Rightarrow L_r = 100 \text{ cm}$$

- Espacement

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_{lmin}, 15 \text{ cm}) = \min(16 ; 15) \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_{lmin} = 15 \times 1,6 = 24 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

- Quantité d'armature minimale

On a : $3 < \lambda_g = 4,56 < 5$

Après interpolation :

$$\text{Zone courante : } A_t^{min} = 0,41\% (b \times t) = 0,41\% (60 \times 15) = 3,69 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Sous-sol	RDC	Etages (1et2)	Etages (3et4)	Etages (5et6)	Etages (7et8)	Etages (9et10)	Etages (11et12)
Section	60*65	60*65	55*60	50*55	45*50	40*45	35*40	30*35
$\phi_{l,max} (cm)$	2,5	2,5	2	2	1,6	1,6	1,6	1,2
$\phi_{l,min} (cm)$	1,6	1,6	1,6	1,4	1,4	1,4	1,4	1,2
$L_0 (cm)$	3,91	3,38	2,48	2,48	2,48	2,48	2,48	2,48
$L_f (cm)$	2,74	2,37	1,74	1,74	1,74	1,74	1,74	1,74
λ_g	4,56	3,95	3,16	3,48	3,86	4,35	4,97	5,8
ρ_a	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
$V_U (KN)$	104,97	104,97	91,78	89,55	78,57	67,38	49,05	32,87
$L_r (cm)$	100	100	80	80	64	56	56	48
$S_t \text{ zone}$	10	10	10	10	10	10	10	10
$S_t \text{ zone}$	15	15	15	15	15	15	15	15
$A^t (cm^2)$	2,27	2,27	2,15	2,28	2,20	2,10	1,72	1,32
$A_{min}^t (cm^2)$	3,69	5,04	6,27	5,10	3,91	2,76	2,41	2,25
$A_{adopté}^t$	4,71	5,5	6,28	5,5	4,71	4,71	4,71	4,71
Nombre	6HA10	7HA10	8HA10	7HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10

Tableaux V.4 Ferrailage transversales des poteaux

V.1.4.3 Vérifications nécessaires

• **Vérification au flambement**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93 (Art B.8.2.1)** nous exige de les justifier vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

Niveau	L _f	i(m)	λ	α	As	Br	Nu ^{max}	Nu	obs
Sous-sol	2,74	0,187	14,65	0,821	35.71	3654	2284.95	6903,7	vérifiée
RDC	2,37	0,187	12,67	0,828	35.71	3654	2284.95	6688,7	vérifiée
Etages (1et2)	1,74	0,173	10,05	0,836	28.65	3074	1877.1	5592,4	vérifiée
Etages (3et4)	1,74	0,158	11,01	0,833	24.89	2544	1506.8	4645,4	vérifiée
Etages (5et6)	1,74	0,144	12,08	0,830	20.36	2064	1158.5	3758,3	vérifiée
Etages (7et8)	1,74	0,129	13,48	0,825	20.36	1634	832.53	2932,8	vérifiée
Etages (9et10)	1,74	0,115	15,13	0,819	14,20	1254	521.24	2251,0	vérifiée
Etages(11et12)	1,74	0,101	17,22	0,810	9.05	924	220.26	1640,8	vérifiée

Tableau V.5 Vérification au flambement des différents poteaux

• **Vérification des contraintes**

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{B} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{B} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

$$B = b \times h + 15(A + A')$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{B} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A' (V - d')^2 + 15A (d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Niveaux	sous sol et RDC	Etages (1et2)	Etages (3et4)	Etages (5et6)	Etages (7et8)	Etages (9et10)	Etages (11et12)
Sections	(60×65)	(55×60)	(50× 55)	(45×50)	(40 ×45)	(35× 40)	(30×35)
d (cm)	62	57	52	47	42	37	32
A (cm ²)	35.71	28.65	24.89	20.36	20.36	14,2	9.05
V (cm)	36,06	33,11	30,42	27,62	24,69	21,98	19,16
V' (cm)	28,94	26,89	24,58	22,38	20,31	18,02	15,84
I _{yy'} (m ⁴)	0,0178	0,0126	0,0089	0,0059	0,0038	0,0023	0,0013
N _{ser} (MN)	1,66086	1,36357	1,09452	0,8416	0,60492	0,37912	0,16091
M _{ser}	0,03604	0,03415	0,03036	0,03140	0,03084	0,02405	0,01892
M _G ^{ser}	0,0951	0,0765	0,0623	0,0534	0,0441	0,0315	0,0216
σ _{bc1} (MPa)	5,67	5,66	5,63	4,76	5,84	5,40	4,53
σ _{bc2} (MPa)	2,19	2,02	1,78	1,26	0,62	0,75	1,28
σ̄ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15	15
Observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau V.6 Vérification des contraintes dans le béton

• **Vérification des contraintes de cisaillement**

D’après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad ; \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{et} \quad \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Niveau	sections	L _f	λ _g	ρ _d	d	vu	τ _{bu}	τ̄ _{bu}	obs
Sous-sol	(60×65)	2,74	4,56	0,04	62	104,9	0,282	1	vérifiée
RDC	(60×65)	2,37	3,95	0,04	62	104,9	0,282	1	vérifiée
Etages (1et 2)	(55×60)	1,74	3,16	0,04	57	91,78	0,292	1	vérifiée
Etages (3 et 4)	(50× 55)	1,74	3,48	0,04	52	89,55	0,344	1	vérifiée
Etages (5 et 6)	(45×50)	1,74	3,86	0,04	47	78,57	0,371	1	vérifiée
Etages (7 et 8)	(40 ×45)	1,74	4,35	0,04	42	67,38	0,401	1	vérifiée
Etages (9 et 10)	(35× 40)	1,74	4,97	0,04	37	49,05	0,378	1	vérifiée
Etages (11 et 12)	(30×35)	1,74	5,8	0,075	32	32,87	0,342	1,875	vérifiée

Tableau V.7 Vérification des contraintes de cisaillement

V.1.4.4 Dispositions constructives

Selon le **RPA 99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale de recouvrement est :

$l_r \geq 40 \times \varnothing$ en zone II.

Pour $\varnothing = 25$ mm $\rightarrow l_r = 40 \times 25 = 100$ cm \Rightarrow On adopte : $l_r = 100$ cm

Pour $\varnothing = 20$ mm $\rightarrow l_r = 40 \times 20 = 80$ cm \Rightarrow On adopte : $l_r = 80$ cm

Pour $\varnothing = 16$ mm $\rightarrow l_r = 40 \times 16 = 64$ cm \Rightarrow On adopte : $l_r = 65$ cm

Pour $\varnothing = 14$ mm $\rightarrow l_r = 40 \times 14 = 56$ cm \Rightarrow On adopte : $l_r = 60$ cm

Pour $\varnothing = 12$ mm $\rightarrow l_r = 40 \times 12 = 48$ cm \Rightarrow On adopte : $l_r = 50$ cm

V.1.4.5 Schémas de ferrailage

Sous-sol+ RDC	Etage 1 et 2
Etage 3 et 4	Etage 5 et 6

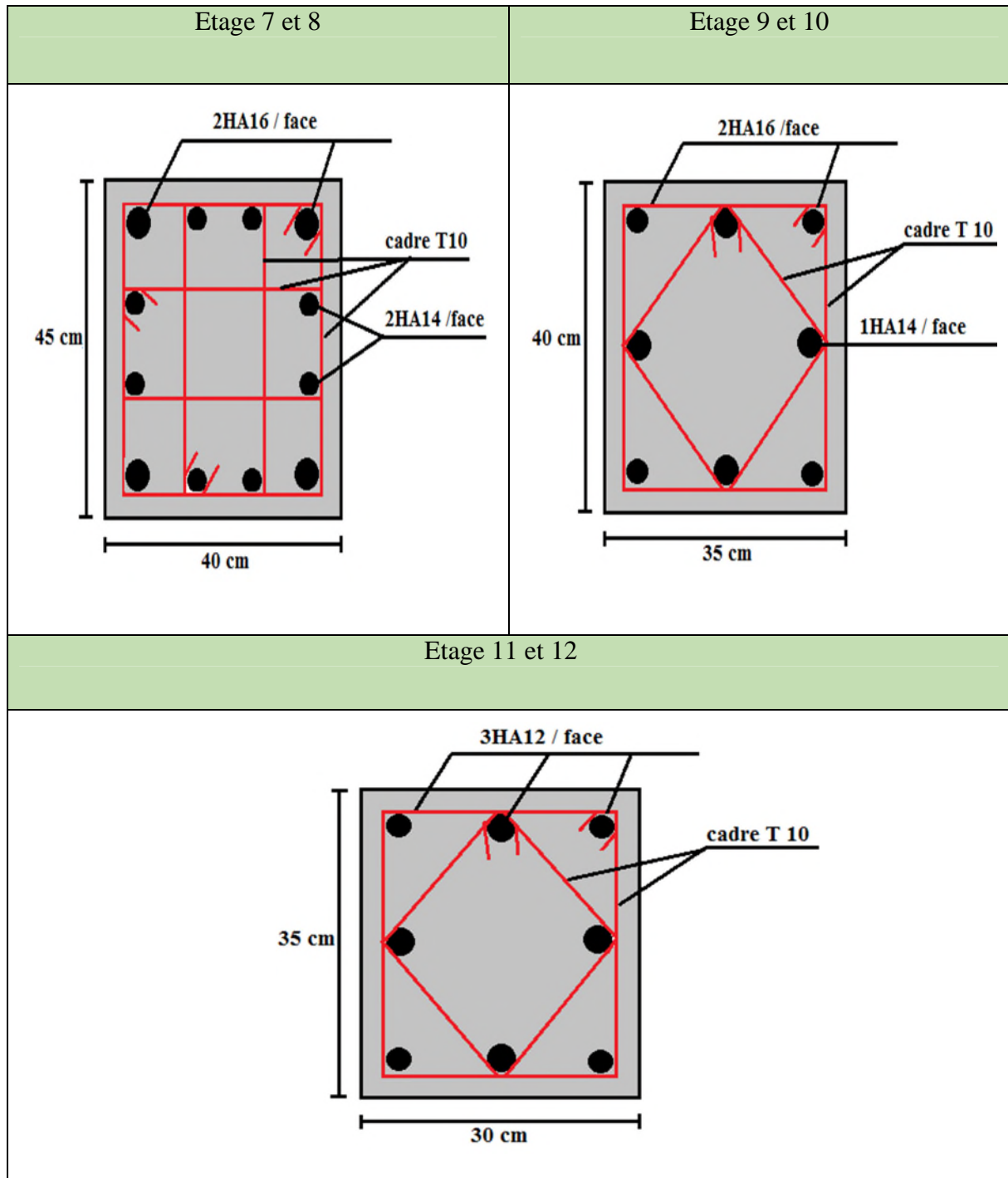


Figure V.1 Schéma de ferrailage des poteaux

V.2 Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

- | | |
|-------------------|----------------|
| 1) $1,35G + 1,5Q$ | 4) $G + Q - E$ |
| 2) $G + Q$ | 5) $0,8G + E$ |
| 3) $G + Q + E$ | 6) $0,8G - E$ |

V.2.2 Ferrailage des poutres

a. Armatures longitudinales

- Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) du niveau commerce :

Avec les sollicitations suivantes : $M_t = 69.87$ KN.m et $M_a = 95.48$ KN.m

- Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{69.87 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,37^2 \times 18.48} = 0.0192 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0 \text{ (les armature dans la zone comprimée ne sont pas nécessaires)}$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0824}) = 0,120 \quad ; \quad Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,352\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{69.87 \times 10^{-3}}{0,352 \times 400} = 4.96 \text{ cm}^2$$

- Armatures en appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{95.48 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,37^2 \times 18.48} = 0.126 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0 \text{ (les armature dans la zone comprimée ne sont pas nécessaire)}$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,101}) = 0,168 \quad ; \quad Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,345 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z \times f_{st}} = \frac{95.48 \times 10^{-3}}{0,345 \times 348} = 6.91 \text{ cm}^2$$

Le calcul de ferrailage des poutres est résumé dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	poutre	section	Localisation	M (KN.m)	V (KN)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadpt (cm ²)	N ^{bre} de barres
Commerce	PP	30*40	Travée	69,87	151,6	4.960 8	6	5.65	5HA12
			appuis	-95,48		6.917 9		6,88	3HA14 + 2HA12
	PS	30*35	Travée	62,89	-92,27	5.220	5,25	5.65	5HA12
			appuis	-74,10		6.226		6.47	3HA12+ 2HA14
Etage Courant	PP	30*40	Travée	104,07	-239,2	7.594	6	7,70	5HA14
			appuis	-133,53		9.996		10.05	5HA16
	PS	30*35	Travée	100,19	344,9	8.675	5,25	8,83	5HA14+ 1HA12
			appuis	-112,50				10.05	5HA16
Terrasse	PP	30*40	Travée	46,484 4	88.96	3.243 4	6	3.39	3HA12
			appuis	-70,621		5.017		5.65	5HA12
	PS	30*35	Travée	33,215	64.33	2.675	5,25	3.39	3HA12
			appuis	-54,094		4.449		4,52	4HA12

Tableau V.8 Ferrailage longitudinales des poutres

- **Vérifications à l'ELU**

- **Condition de non fragilité**

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

Poutres principales: $A_{min} = 1,35 \text{ cm}^2 < 4,9608 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ vérifiée

$$A_{min}^{RPA} = 0,5\% (b \times h) = 6 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des pourcentages maximaux d'armatures longitudinales**

Pour l'ensemble des poutres :

En zone de recouvrement : $A_{max} = 4\% (b \times h)$

Poutres principales : $A_{max} = 4\% (30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

En zone courante : $A_{max} = 6\%(b \times h)$

Poutres principales : $A_{max} = 6\% (30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

Donc, c'est vérifié

- Calcul des longueurs de recouvrement

Pour $\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{ cm}$.

L'ancrage des barres longitudinales des poutres dans les poteaux de rive doivent se faire avec des crochets à 90° pour assurer une bonne transmission des charges.

b. Armatures transversales

- Calcul de \emptyset_t

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\emptyset_t \leq \min \left(\emptyset_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \text{Poutres principales: } \emptyset_t \leq \min (12 ; 11,4 ; 30) \text{ mm}$$

On prend : $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T8 pour toutes les poutres (principales ; secondaires.)

- Espacement des armatures transversales Selon le RPA99 Art (7.5.2.2)

en zone nodale : $St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \emptyset_l \right) \Rightarrow$ Poutres principales: $St = 10 \text{ cm}$

en zone courante : $St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow$ Poutres principales: $St = 15 \text{ cm}$

- Vérification des sections d'armatures transversales minimales

On a pour les poutres principales:

$$A_t^{min} = 0,3\% \times St \times b = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \text{ Vérifiée}$$

- Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) \text{ (F. P. N)}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Poutres	V_U (KN)	τ_{bu} (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observation
Principale(30×40) cm^2	151,69	1,36	3,33	vérifiée
Secondaires(30×35) cm^2	92,27	0,96	3,33	vérifiée

Tableau V.9 Vérification des contraintes tangentielles

- Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis du cisaillement

Pour les appuis de rives: $A_l \geq A_l^{rive} = V_U \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires: $A_l \geq A_l^{inter} = (V_U + \frac{M_a}{0,9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Poutres	V_U (KN)	M_a (KN.m)	A_l (cm ²)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{inter} (cm ²)	Observation
Principale(30×40) cm ²	151,69	-95,48	7.7	4,36	-3,88	vérifiée
Secondaires(30×35) cm ²	92,27	-74,10	6.88	2,65	-4,74	vérifiée

Tableau V.10 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

- **Vérification à l'ELS**

Vérification de l'état limite de compression du béton.

Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

- Etat limite de compression du béton

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Principales (30×40) cm ²	Appui	-41,66	13,46	88387,79	6,34	15	vérifiée
	Travée	33,90	11,90	70244,93	5,74	15	vérifiée
Secondaires (30×35) cm ²	Appui	-7,14	11,79	58540,01	1,43	15	vérifiée
	Travée	4,07	10,91	50681,75	0,87	15	vérifiée

Tableau V.11 Vérification de l'état limite de compression du béton

- Vérification de l'état limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$1) \frac{h}{l} \geq \max \left(\frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right)$$

$$2) A_t \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e}$$

$$3) L < 8 \text{ m}$$

Poutres principales:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0,1 > 0,06 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A = 5,65 \text{ cm}^2 < 11,655 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ L = 4 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Poutres secondaires:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0,09 \text{ cm} > 0,06 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A = 5,65 \text{ cm}^2 < 10,08 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ L = 3,75 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.3 Vérification de la zone nodale

Le RPA99/2003(Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$$|MN| + |MS| \geq 1.25 \times (|MW| + |ME|)$$

Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

On a : $M_R = z \times A_s \times \sigma_s$; $z = 0,9 \times h$ et $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	section	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Sous-sol	60*65	58,5	13.84	323.856
RDC				
Etages (1et2)	55*60	54	10.3	222.480
Etages (3et4)	50*55	49,5	9.36	185.328
Etages (5et6)	45*50	45	7.1	127.800
Etages (7et8)	40*45	40,5	5.34	86.508
Etages (9et10)	35*40	36	4.62	66.528
Etages (11et12)	30*35	31,5	3.39	42.714

Tableau V.12 Moment résistant dans les poteaux

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Entre sol	P.P (30×40)	36	6,88	99.072
	P.S (30×35)	31,5	6,47	81.522
RDC au 11ème étage	P.P (30×40)	36	7,70	96.46
	P.S (30×35)	31,5	7,83	96.79
Terrasse Inaccessible	P.P (30×40)	36	5.65	81.360
	P.S (30×35)	31,5	4,52	56.952

Tableau V.13 Moment résistant dans les poutres

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	poutres	M _S (KN.m)	M _N (KN.m)	M _{W=} M _E (KN.m)	M _{N+M_S} (KN.m)	1.25 (M _{W+M_E})	Vérification
sous-sol	PP	323.856	647.712	99.072	971.568	247.68	Vérifiée
	PS			81.47		203.805	Vérifiée
R D C	PP	323.856	521.424	96.46	845.28	241.15	Vérifiée
	PS			96.79		241.975	Vérifiée
1 ^{ère} étage	PP	222.48	444.96	96.46	667.44	241.15	Vérifiée
	PS			96.79		241.975	Vérifiée
2 ^{ème} étage	PP	222.48	389.268	96.46	611.748	241.15	Vérifiée
	PS			96.79		241.975	Vérifiée
3 ^{ème} étage	PP	185.328	370.656	96.46	555.984	241.15	vérifiée
	PS			96.79		241.975	Vérifiée
4 ^{ème} étage	PP	185.328	296.28	96.46	481.608	241.15	Vérifiée
	PS			96.79		241.975	Vérifiée
5 ^{ème} étage	PP	127.80	255.6	96.46	383.4	241.15	Vérifiée
	PS			96.79		241.975	Vérifiée
6 ^{ème} étage	PP	127.8	214.812	96.46	342.612	241.15	Vérifiée
	PS			96.79		241.975	Vérifiée
7 ^{ème} étage	PP	115.02	230.04	96.46	245.06	241.15	Vérifiée
	PS			96.79		241.975	Vérifiée
8 ^{ème} étage	PP	115.02	230.04	96.46	245.06	241.15	Vérifiée
	PS			96.79		241.975	Vérifiée

9 ^{ème} étage	PP	115.02	195.22	96.46	310.24	241.15	Vérifiée
	PS			96.79		241.975	Vérifiée
10 ^{ème} étage	PP	80.208	160.416	96.46	240.624	241.15	Non Vérifiée
	PS			96.79		241.975	Non Vérifiée
11 ^{ème} étage	PP	80.208	/	81.360	80.208	203.4	Non Vérifiée
	PS			56.952		142.38	Vérifiée

Tableau V.14 Vérification de la zone nodale

- On voit bien que la condition du RPA99/version 2003 n'est pas vérifiée dans les niveaux 10 et 11. Comme solution à ce problème, on doit augmenter la section d'armatures des poteaux ou bien, on redimensionne les sections des poutres. Pour notre cas, on doit augmenter la section d'armatures des poteaux.

Pour les étages 10 et 11, on opte pour 8HA16

$$M_S = 5.56 \times 36 \times 400 = 80.208$$

$$M_N = (5.56 + 6.03) \times 36 \times 400 = 166.896$$

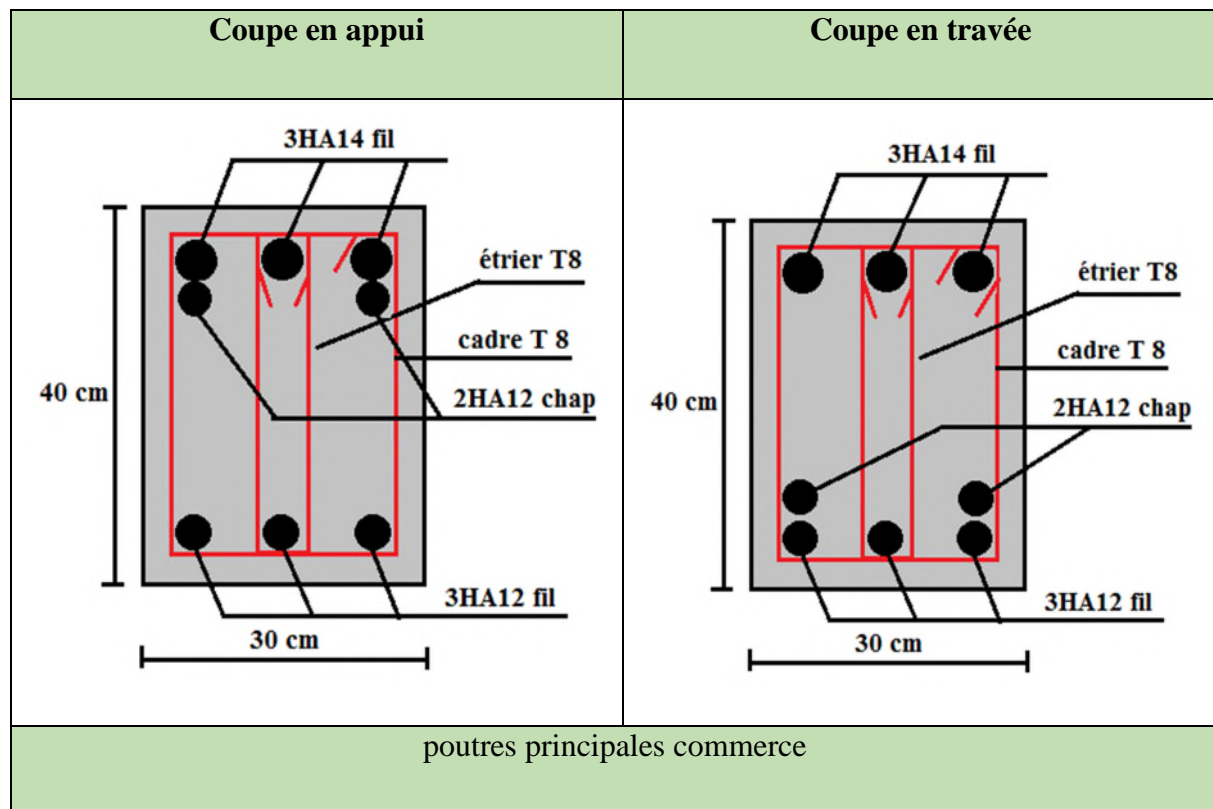
$$M_E = M_W = 241.15$$

$$P_p : M_N + M_S = 247.104 > 1.25(M_E + M_W) = 241.15$$

$$P_s : M_N + M_S = 247.104 > 1.25(M_E + M_W) = 241.975$$

V.2.4 Schémas de ferrailage des poutres

1) Poutres principales



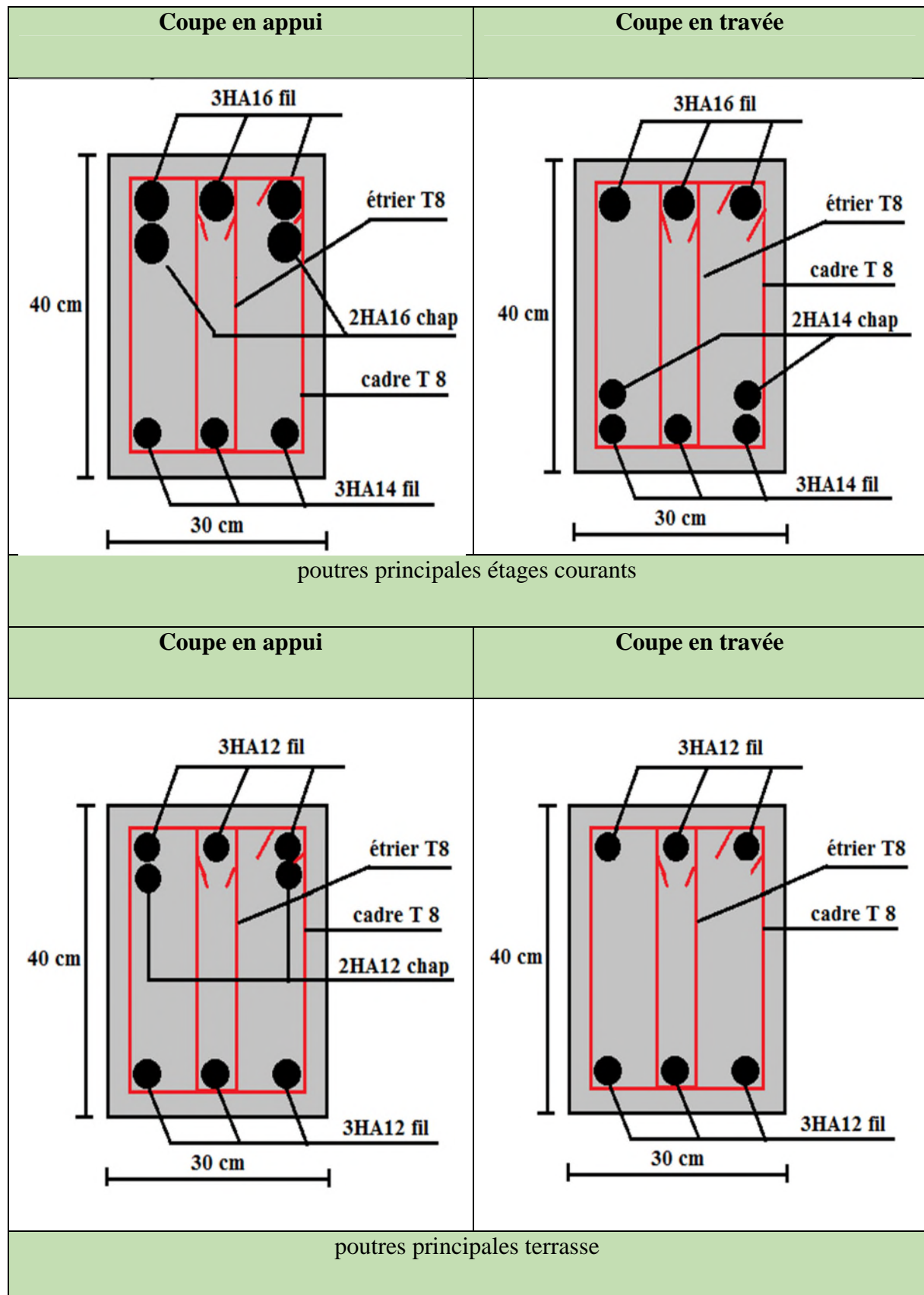


Figure V.2 Schéma de ferrailage de la poutre principale

2)Poutres secondaires

Coupe en appui	Coupe en travée
<p>poutres secondaire commerce</p>	
Coupe en appui	Coupe en travée
<p>Poutres secondaire étages courants</p>	

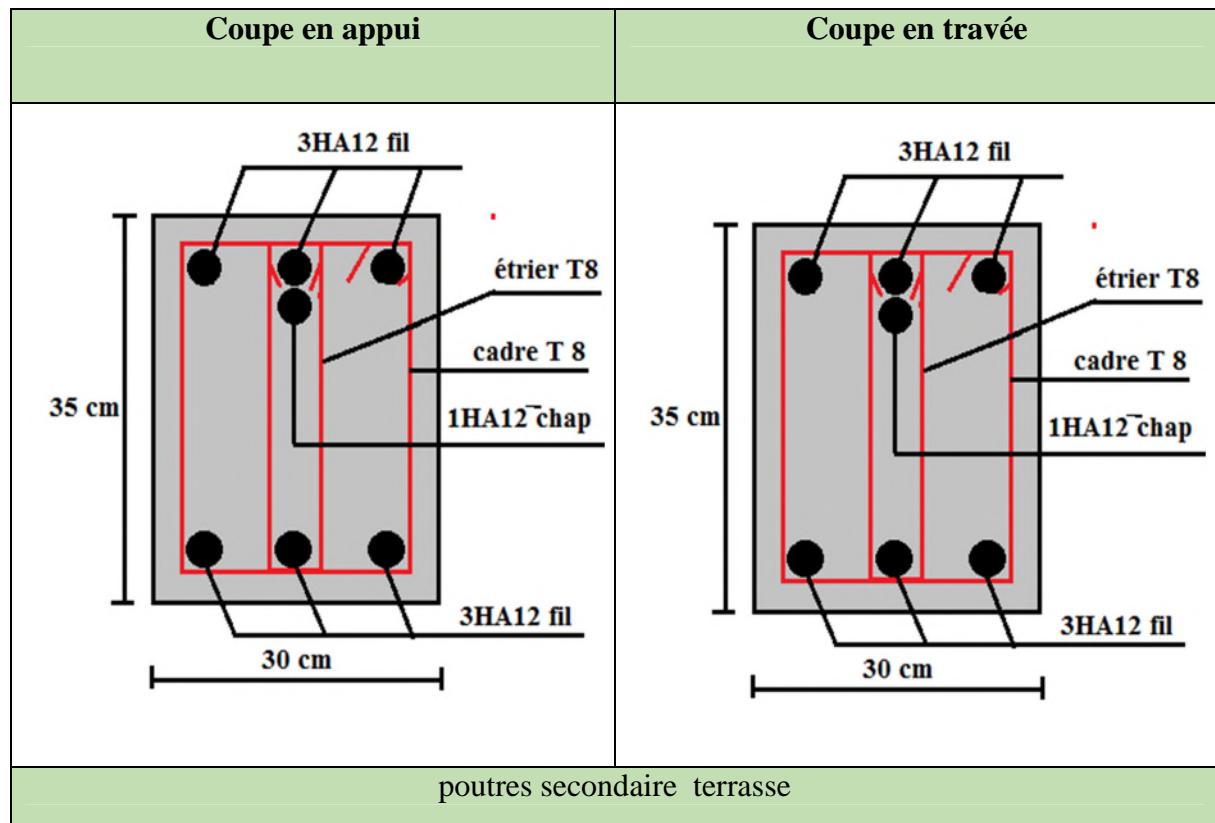


Figure V.3 Schéma de ferrailage des poutres secondaires

V.3 Etude des voiles

Le RPA99 version 2003 (Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa. un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants : Rupture par flexion, Rupture en flexion par effort tranchant, Rupture par écrasement ou traction du béton.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- | | |
|-------------------|----------------|
| 1) $1,35G + 1,5Q$ | 4) $G + Q - E$ |
| 2) $G + Q$ | 5) $0,8G + E$ |
| 3) $G + Q + E$ | 6) $0,8G - E$ |

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

- 1) $N_{\max} \Rightarrow M_{\text{corr}}$
- 2) $N_{\min} \Rightarrow M_{\text{corr}}$
- 3) $M_{\max} \Rightarrow N_{\text{corr}}$
- 4)

➤ Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats des Sollicitations maximales de calcul dans le voile Vx3 // à x-x'. Sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	$N_{\max} \Rightarrow M_{\text{corr}}$		$M_{\max} \Rightarrow N_{\text{corr}}$		$N_{\min} \Rightarrow M_{\text{corr}}$		$V_u(\text{KN})$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol et RDC	1760,035	353,575	1158,53	1037,959	157,7637	76,4378	336,6457
Etages (1et2)	1314,11	32,1198	236,141	767,676	193,959	56,2825	163,6228
Etages (3et4)	1094,6	22,6373	143,181	684,19	269,358	54,3772	136,8687
Etages (5et6)	932,18	16,4459	97,5944	492,303	228,297	50,8041	103,0803
Etages (7et8)	723,625	5,6463	224,373	215,378	100,017	144,304	138,0266
Etages (9et10)	417,594	105,154	164,676	389,048	67,2276	90,5509	114,004
Etages (11et12)	158,703	64,7761	149,219	98,2132	42,7089	70,6264	68,705

Tableau V.15 Sollicitations maximales dans le voile V_{x3} // à $x-x'$

V.3.2 Calcul du ferrailage

On prend comme exemple de calcul le voile V_{x3} (RDC), les autres cas seront résumés dans des tableaux.

1) Calcul sous N_{\max} et M_{cor}

➤ Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 2,15 \text{ m} \quad , \quad d = 2,1 \text{ m} \quad , \quad e = 0,20 \text{ m}$$

$$N_{\max} = 1760,035 \text{ KN (compression)} \quad , \quad M_{\text{cor}} = 353,575 \text{ KN.m.}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{353,575}{1760,035} = 0,20 \text{ m} < \frac{l}{2} = \frac{2,15}{2} = 1,075 \text{ m} \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieur de la section.}$$

$$M_{UA} = M_U + N_U \left(d - \frac{l}{2} \right) = 2157,61 \text{ KN.m}$$

$$(B) (d - d') - MUA = 1450,46088 \text{ KN.m}$$

$$(A) (0,337h - 0,81d')hFbu = 5435.73492 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée, La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{e \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2157.61 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.1^2 \times 18.48} = 0.132 < 0.391 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,171}) = 0.178 \quad ; \quad Z = d (1 - 0,4\alpha) = 1.95 \text{ m}$$

Calcul de A à la Flexion Composée:

$$A = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = 27.65 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} - \frac{N_U}{f_{st}} = \frac{2157.61 \times 10^{-3}}{1.95 \times 400} - \frac{1760,035 \times 10^{-3}}{400} = -16.33 \text{ cm}^2 = 0 \text{ (a mettre en zone tendue)}$$

2) Calcul sous $N_{\min} \Rightarrow M_{\text{corr}}$

$$N_{\min} = 157,7637 \text{ KN} \Rightarrow M_{\text{corr}} = 76,4378 \text{ KN.M}$$

$$e_G = \frac{M_U}{N_U} = \frac{76.4378}{157.7637} = 0.48 \text{ m} < 1.075 \text{ m}$$

$$M_{UA} = 238.14$$

$$A = 5.43 \text{ MN} > B = 0.085 \text{ MN} \Rightarrow \text{SPC}$$

$$\mu_{bu} = 0.0146 \quad ; \quad \alpha = 0.018 \quad ; \quad Z = 2.08 \quad ; \quad A_2 = -1.08 \text{ cm}^2 = 0$$

3) Calcul sous $M_{\max} \Rightarrow N_{\text{corr}}$

$$M_{\max} = 1158,53 \text{ KN} \Rightarrow N_{\text{corr}} = -1037,959 \text{ KN.M}$$

$$e_G = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1158.53}{1037.959} = 1.12 > 1.075 \text{ m}$$

$$M_{UA} = 2222.26 \text{ KN.M}$$

$$A = 5.43 \text{ MN} > B = -0.09 \text{ MN} \Rightarrow \text{SPC}$$

$$\mu_{bu} = 0.136 \quad ; \quad \alpha = 0.183 \quad ; \quad Z = 1.94 \quad ; \quad A_3 = 2.6 \text{ cm}^2$$

- Calcul de la longueur de la partie tendue L_t

$$A_{\min} = 0,2\% \times e \times L_t \quad (A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA})$$

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{l} \times V = \frac{1037,959 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.15} + \frac{1158,53 \times 10^{-3} \times 1.075}{2.15} = 9.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{l} \times V = \frac{1037,959 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.15} - \frac{1158,53 \times 10^{-3} \times 1.075}{2.15} = -5.10 \text{ MPa}$$

$$L_t = \frac{5.1 \times 2.15}{5.1 + 9.93} = 0.73 \text{ m}$$

$$A_{min} = 0,2\% \times e \times L_t = 0,2\% \times 0,2 \times 0,73 = 2,92 \text{ cm}^2 \quad (A_{min} \text{ en zone tendue par le RPA})$$

$$A^{min} = 2,92 \text{ cm}^2 > A_{cal}^{ZT} = 2,6 \text{ cm}^2 \text{ on feraille avec } A^{min} = 2,92 \text{ cm}^2$$

- Armatures minimales dans la zone comprimée

$$L_c = L - 2 L_t = 2,15 - 2 \times 0,73 = 0,69 \text{ m}$$

$$A_{min} = 0,1\% \times e \times (L - 2L_t) = 0,1\% \times 0,2 \times (2,15 - 2 \times 0,73) = 1,38 \text{ cm}^2$$

(A_{min} en zone comprimée par le RPA)

$$A_{min} = 0,15\% \times e \times L = 0,15\% \times 0,2 \times 2,15 = 6,45 \text{ cm}^2$$

(A_{min} en zone globale du voile par le RPA)

$$A_{min} = 0,23 \times d \times e \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 2,1 \times 0,2 \times \frac{2,1}{400} = 5,07 \text{ cm}^2$$

(A_{min} dans le voile par le BAEL)

- Espacement des barres verticales

$$S_t \leq \min(150e ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm en dehors de } L/10 \text{ du voile}$$

$$S_t = 10 \text{ cm une longueur de } L/10 \text{ du voile}$$

➤ Armatures horizontales

Elles se calculent selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e} \quad , \quad V_{max} = 336,6457 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times V}{e \times d} = \frac{1,4 \times 336,6457 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,1} = 1,12 \text{ MPa}$$

$$A_h = 1,4 \text{ cm}^2 \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

- Choix des barres

Armatures verticales

$$\text{En zone tendu} \quad A^{ZT} = 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone comprimée} \quad A^{ZC} = 6\text{HA}8 = 3,02 \text{ cm}^2$$

Armatures horizontales

$$A_h = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

- Vérification au Cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article du RPA99/version 2003 comme suit :

$$\tau_{adm} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.12 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

RPA99Art (7.7.2.)

les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales du voile Vx3 sont résumés dans le tableau suivant :

- Voile Vx3

Niveau	Sous-Sol et RDC	Etages (1et2)	Etages (3et4)	Etages (5et6)	Etages (7et8)	Etages (9et10)	Etages (11et12)
L (cm)	2.15	2.15	2.15	2.15	2.15	2.15	2.15
e (cm)	0.2	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	1158,53	32.1198	143.18	97.5944	144.304	90.5509	70.6264
N (KN)	1037,95	1314.11	684.19	492.303	100.017	70.6264	42.7089
V(KN)	336.64	163.6228	136.868	103.080	138.0266	114.004	68.705
section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ_u (Mpa)	1.12	0.73	0.61	0.43	0.61	0.51	0.31
$A_{v\text{ cal}}/\text{face}$ (cm ²)	2.6	0	0	0	0.47	0.19	0.55
$A_{v\text{ min}}/\text{face}$ (cm ²)	6.45	4.84	4.84	4.84	4.84	4.84	4.84
$A_{v\text{ adopt}}/\text{face}$ (cm ²)	6.79	5.65	5.65	5,65	5.65	5.65	5.65
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	6HA12	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
S_t (cm) extrémité	10	10	10	10	10	10	10
S_t (cm) Milieu	20	15	15	15	15	15	15
$A_{h\text{ cal}}/\text{face}$ (cm ²)	1.4	0.68	0.57	0.43	0.56	0.48	0.29
$A_{h\text{ min}}/\text{face}$ (c m ²)	0.4	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
$A_{h\text{ adopt}}/\text{face}$ (cm ²)	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.16 Sollicitations et ferrailage du voile Vx3 dans tous les niveaux

V.3.3 Schémas de ferrailage

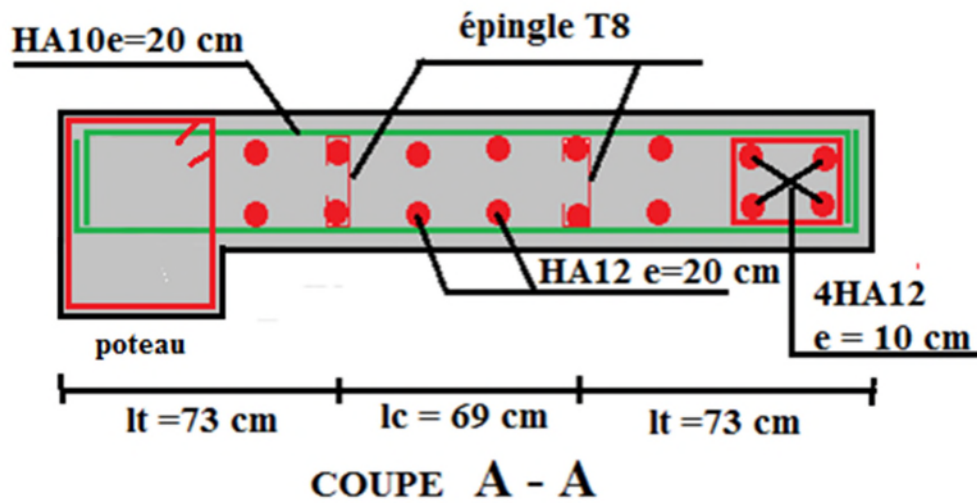


Figure V.4 Schéma de ferrailage du voile Vx3 (niveau sous-sol et RDC)

Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est le maximum donné par le RPA, Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS 2016, Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée en utilisant les sollicitations données par le logiciel ETABS 2016.

CHAPITRE VI

Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux, fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- La charge transmise au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour la fondation le choix qui convient à la structure.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible du sol est de 1,75 bars à l'état limite de service (ELS).

VI.1 Etude des fondations

VI.1.1 Combinaisons de calcul

D'après le RPA99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes : $G + Q \pm E$; $0.8 \times G \pm E$

VI.1.2 Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est : $\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$ (1)

$$poid_{semelle} = 3,05 \times 3,05 \times 0,70 \times 25 = 162,79 \text{ KN}$$

$$N_{terres} = \gamma_{sol} \times B \times L \times h = 20 \times 3,05 \times 3,05 \times 1,2 = 223,26 \text{ KN}$$

$$N_{avant\ poteau} = a \times b \times h \times \gamma_b = 0,6 \times 0,65 \times 1,2 \times 25 = 11,7 \text{ KN}$$

N_s : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par l'ETABS . $N_s = 1345,6813 \text{ KN}$

$$N_{tot} = poid_{semelle} + N_s + N_{terres} + N_{avant\ poteau}$$

$$N_{tot} = 162,79 + 223,26 + 1345,6813 + 11,7 = 1743,43 \text{ KN}$$

S : Surface d'appui de la semelle, $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 1,75 \text{ bar}$

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$$

a , b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve :

$$B \geq \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{65 \times 1743,43}{60 \times 175}} \Rightarrow B \geq 3,28 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2,15 m, on remarque qu'il va y'avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI.1.3 Vérification de la semelle filante

On choisit la file plus défavorable situé sous un portique formé de 7 poteaux.

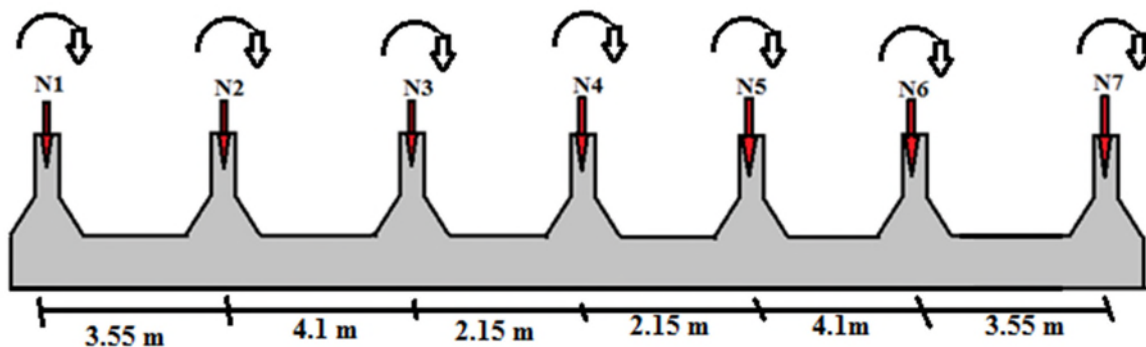


Figure VI.1 Semelle filante

a. Vérification de la semelle 1 (Sens XX)

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 833,4165 \text{ KN} ; N_5 = 945,0095 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1345,6813 \text{ KN} ; N_6 = 949,177 \text{ KN}$$

$$N_3 = 789,3267 \text{ KN} ; N_7 = 893,292 \text{ KN}$$

$$N_4 = 756,4753 \text{ KN}$$

$$\sum N_i = 6512,37 \text{ KN}$$

$$poid_{semelle} = \gamma_b \times surface \times h = 25 \times (20,1 \times 2) \times 0,45 = 452,25 \text{ KN}$$

$$N_{terres} = \gamma_{sol} \times B \times L \times h = 20 \times 2 \times 20,1 \times 1,2 = 964,8 \text{ KN}$$

$$N_{\text{avant poteau}} = a \times b \times h \times \gamma_b = 0,6 \times 0,65 \times 1,2 \times 25 = 11,7 \text{ KN}$$

$$N_{\text{tot}} = \text{poïd}_{\text{semelle}} + N_s + N_{\text{terres}} + N_{\text{avant poteau}}$$

$$\text{poïd}_{\text{semelle}} = 6512,37 + 452,25 + 964,8 + 11,7 = 7941,12 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{7941,12}{20,10 \times 175} = 2,25 \text{ m} > 2,15 \text{ m}$$

- Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2,15 m, on remarque qu'il va y'avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI.1.4 Etude du radier général

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour notre structure. Le radier travaille comme un plancher renversé et, assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

Il est choisi selon ces trois principaux facteurs :

- mauvais sol.
- Charges transmises au sol importantes.
- poteaux rapprochés (petites trames).

1. Prédimensionnement

- **La condition de coffrage**

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} \\ h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} \end{array} \right.$$

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs

$$\text{Nervure} : h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}, L_{\max} = 4,35 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{435}{10} = 43,5 \text{ cm}, \text{ on prend : } h_t = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Dalle} : h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}, L_{\max} = 4,35 \text{ m} \Rightarrow h_r \geq \frac{435}{20} = 21,5 \text{ cm}, \text{ on prend : } h_r = 30 \text{ cm}$$

- **La condition de raideur (rigidité)**

Pour un radier rigide, il faut que :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

l_e : Longueur élastique.

$$E = 3,21642 \times 10^7 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : Largeur de l'élément considéré par (ml).

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0,63 \text{ m}$$

Donc : $h_t = 65 \text{ cm}$

- **La surface du radier**

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec: $N = N_{sup} + N_{inf}$

N_{sup} : donné par le logiciel ETABS = $\sum Ni = 52187,29$

On a la surface du bâtiment est : $S_{bat} = 420,09 \text{ m}^2$

N_{inf} : poids estimé du radier = $0.25 \times S_{batiment} \times 25 = 2625,56 \text{ KN}$

$N = 52187,29 + 2625,56 = 54812,85 \text{ KN}$

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{54812,85}{175} = 313,21 \text{ m}^2$$

on prend $S_{rad} = S_{bat} = 420,09 \text{ m}^2$

- **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure $h_t = 60 \text{ cm}$

Hauteur de la table du radier $h_r = 30\text{cm}$

Enrobage $d' = 5\text{ cm}$

La surface du radier $S_{rad} = 420,09\text{ m}^2$

2. Les vérifications nécessaires

- **Vérification de la contrainte dans le sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens longitudinales et transversal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

Les caractéristiques géométriques du radier :

$$X_G = 10,05\text{ m}$$

$$Y_G = 10,45\text{ m}$$

$$I_x = 15291,62\text{ m}^4$$

$$I_y = 14143,38\text{ m}^4$$

- Sens X-X

L'effort normal N et le moment doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS.

$$N = 54,812\text{ MN} ; \quad M_x = 42,273\text{ MN.m} \quad ; \quad I_x = 15291,62\text{ m}^4$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x \times Y_G}{I_x} = 0,159\text{ MPA}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x \times Y_G}{I_x} = 0,101\text{ MPA}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0,144\text{ MPA} < \sigma_{sol} = 0,2\text{ MPA} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- Sens Y-Y

$$N = 54,812\text{ KN} ; \quad M_y = 42,132\text{ KN.m} \quad ; \quad I_y = 14143,38\text{ m}^4$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y \times Y_G}{I_y} = 0,161\text{ MPA}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y \times Y_G}{I_y} = 0,099\text{ MPA}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0,145 < \sigma_{sol} = 0,2 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Vérification au cisaillement**

D'après le *CBA93 (article A.5.1.2.1.1)*, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq [\tau_u] \min \left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right)$$

On considère une bande de largeur $b=1\text{m}$.

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max} \times b}{2 \times S} = \frac{71668,48 \times 4,35 \times 1}{2 \times 420,09} = 371,06 \text{ KN}$$

$$d = 0,9 \times h_r = 0,27 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{0,371}{1 \times 0,27} = 2,06 \text{ MPA} \leq [\tau_u] = 2,5 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u < 0,045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : la charge à l'ELU reprise par le poteau le plus sollicité.

h_t : Hauteur total de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

- Sous poteaux le plus sollicité

le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,6 + 0,6 = 1,2 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0,65 + 0,6 = 1,25 \text{ m} \end{cases}$$

$$U_c = 2 \times (1,2 + 1,25) = 4,9 \text{ m}$$

$$N_u = 2,126 \text{ MN} < 0,045 \times 4,9 \times 0,6 \times \frac{25}{1,5} = 2,205 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

3. Ferrailage du radier général

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, le ferrailage se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Calcul des sollicitations

$$p_U = \frac{N_U}{S_{rad}}$$

Avec : N_U est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$p_U = \frac{71668,48}{420,09} = 170,06 \text{ KN/m}^2$$

$$L_x = 3,60 \text{ m} \quad , \quad L_y = 3,90 \text{ m}$$

$\rho = L_x / L_y \Leftrightarrow \rho = 0,92 \geq 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

$$\text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0437 \\ \mu_y = 0,8251 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 96,30 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 79,46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0,0509 \\ \mu_y = 0,8799 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 121,41 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 106,83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments corrigées :

ELU:

$$M_x^t = 0,75 \times M_{0x} = 72,22 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_y^t = 0,75 \times M_{0y} = 59,59 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0,5 \times M_{0x} = 48,15 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_x^t = 0,75 \times M_{0x} = 91,05 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_y^t = 0,75 \times M_{0y} = 80,12 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0,5 \times M_{0x} = 60,70 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times h_r) = (1 \times 0,25) \text{ m}^2$

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Nombre de barres	S _t (cm)
Travée	Sens x-x	72,22	7,97	2,49	9,05	8HA12	15
	Sens y-y	59,59	6,53	2,4	7,79	6HA12	15
Appui		48,15	5,24	2,49	5,65	5HA12	15

Tableau VI.1. Section d'armatures du radier

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r = 0,0008 \times \frac{3-0,92}{2} \times 100 \times 30 = 2,49 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

• Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq [\tau_u] = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ Mpa}$$

$$V_{Ux} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} \Rightarrow V_{Ux} = \frac{130,47 \times 3,60}{2} \times \frac{3,90^4}{3,60^4 + 3,90^4} = 136,06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{136,06 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 0,50 \text{ Mpa} \leq [\tau_u] = 1,17 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• Vérification des contraintes

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; (110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201,6 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Localisation		Moment (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	obs	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	obs
Travée	sens x-x	91,05	7,31	72154,32	9,22 < 15	Vérifiée	372,69	N. Vérifiée
	sens y-y	80,12	6,86	63538,09	8,65 < 15	Vérifiée	380,94	N. Vérifiée
appui		60,70	5,97	48126,41	7,53 < 15	Vérifiée	397,86	N. Vérifiée

Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS

- On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}} ; \quad \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha [0, 1] ; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau qui suit :

Localisation		M _S (KN.m)	β × 10 ⁻³	α	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Nombre de barres
Travée	Sens x-x	91,05	8	0.406	18.51	18.85	6HA20
	Sens y-y	80,12	7.04	0.385	16.15	18,85	6HA20
Appui		60,70	5.34	0.344	12.05	12.06	6HA16

Tableau VI.3 Section d'armatures du radier à l'ELS

- Vérification des espacements

Selon x-x: $S_t = 15\text{cm} \leq \min(2.5 h_r, 25\text{ cm}) = 25\text{cm}$

Selon y-y: $S_t = 15\text{cm} \leq \min(3h_r, 33\text{ cm}) = 33\text{cm}$

- Schéma de Ferrailage du radier

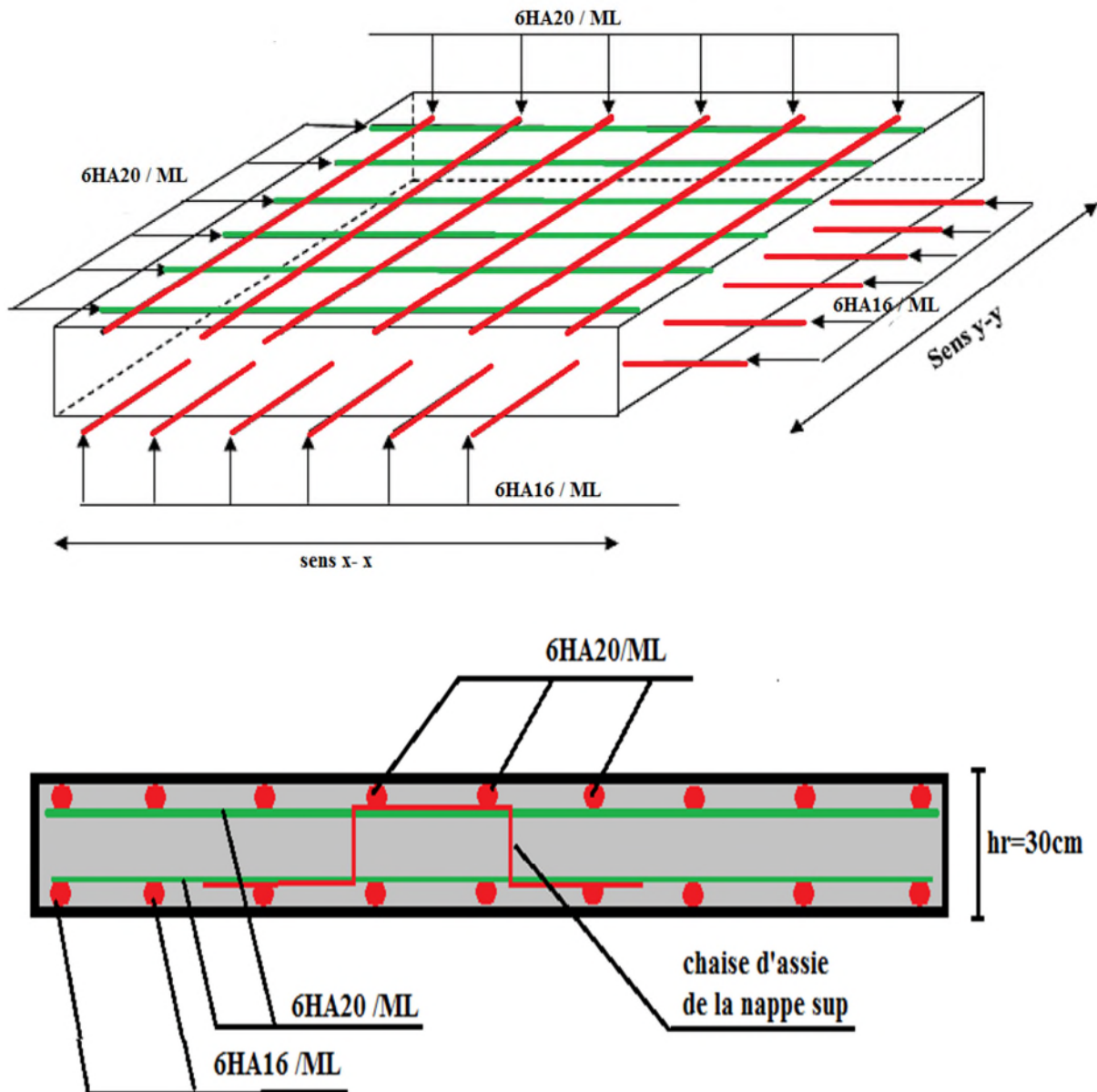


Figure VI.2 Schéma de ferrailage du radier

4. Calcul des nervures

- **Définition des charges qui reviennent sur les nervures**

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-après :

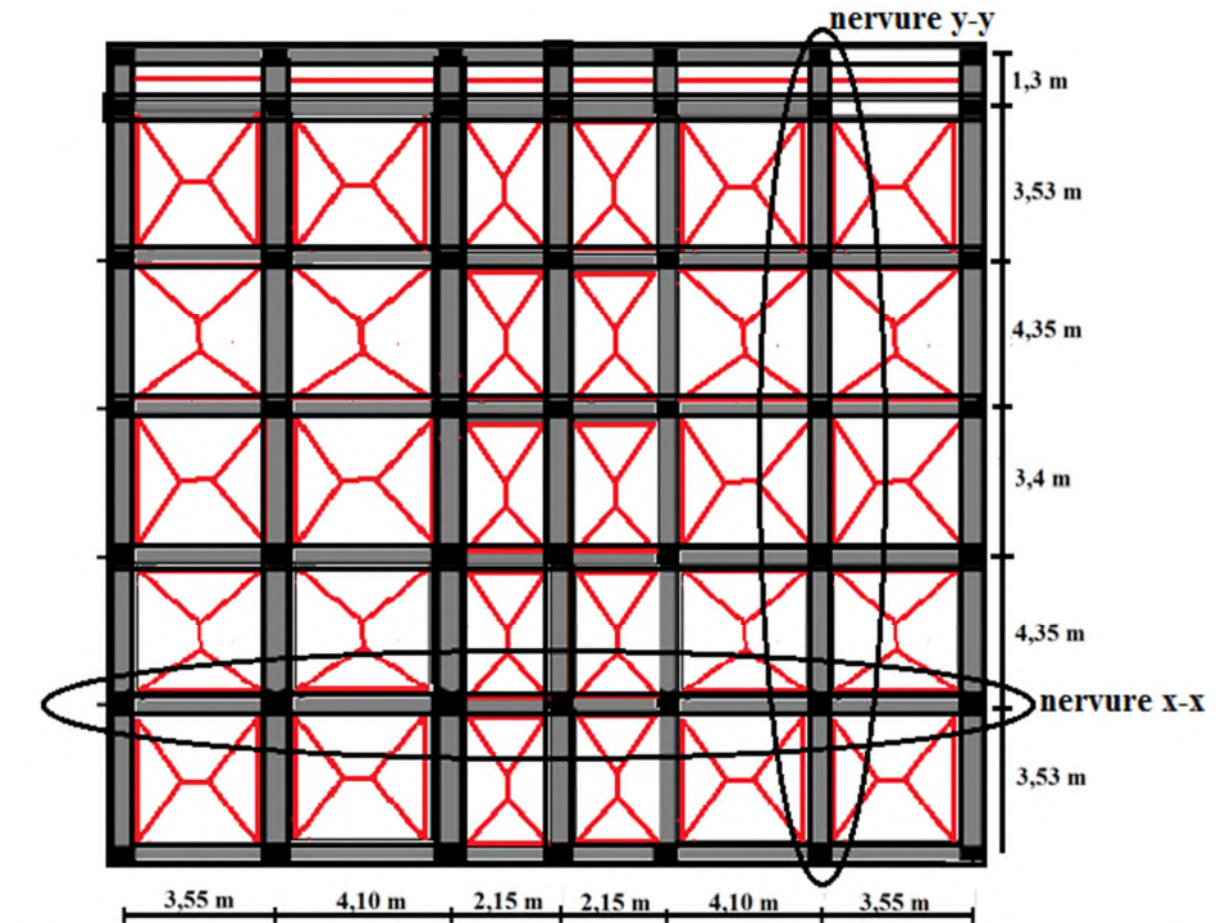


Figure VI.3 Schéma des lignes de rupture du radier

- Charges triangulaires

$$P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

- Charges trapézoïdales

$$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$$

$$P_v = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$$

P_m : charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle.

P_v : charge uniforme qui produise le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$$\text{Avec : } \rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} \quad ; \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$$Q_u = 206,39 \text{ KN/m}^2 \quad , \quad Q_s = 158,12 \text{ KN/m}^2$$

Sens X-X

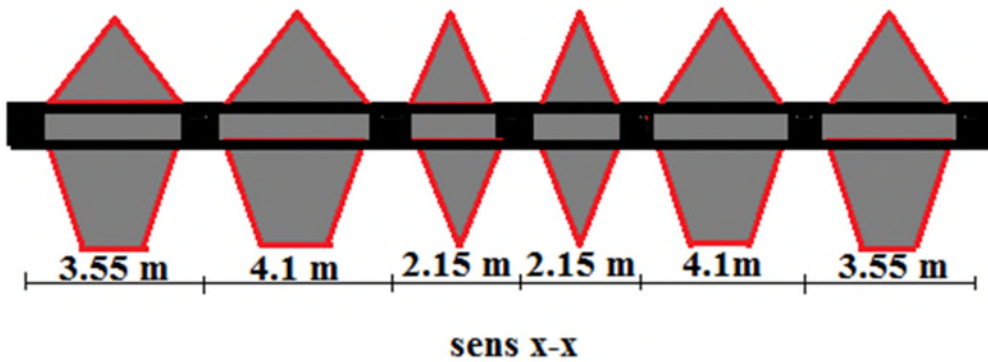


Figure VI.4 Schéma des nervures dans le sens x-x

Sens Y-Y

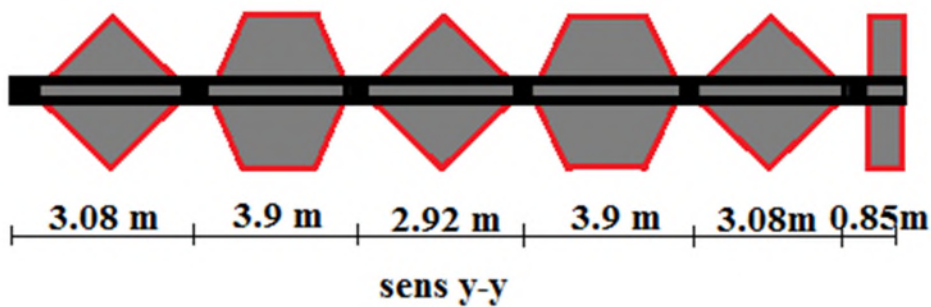


Figure VI.5. Schéma des nervures dans le sens y-y

- Calcul des sollicitations

Sens transversal (X-X)

Localisation	Travée	Appui
M_u (KN.m)	887,16	1023,11
M_s (KN.m)	822,05	804,89
V (KN)	724,47	

Tableau VI.4 Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal.

Sens longitudinal (Y-Y)

Localisation	Travée	Appui
M _u (KN.m)	812,78	950,69
M _s (KN.m)	736,74	836,22
V (KN)	801,08	

Tableau VI.5 Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal

• Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

$h = 0,6 \text{ m} ; h_0 = 0,25 \text{ m}$

$b_0 = 0,6 \text{ m} ; d = 0,55 \text{ m}$

- Sens X-X

$$\frac{b-b_0}{2} = \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10} \right)$$

$$\frac{b-b_0}{2} = \min(180 \text{ cm} ; 16,5 \text{ cm}) \Rightarrow \frac{b-b_0}{2} = 16,5 \text{ cm}$$

$\Rightarrow b = (16,5 * 2) + 60 = 93 \text{ cm}$ ce que donne : $b = 1 \text{ m}$

- Sens Y-Y

$$\frac{b-b_0}{2} = \min(195 \text{ cm} ; 8,5 \text{ cm}) \Rightarrow \frac{b-b_0}{2} = 8,5 \text{ cm}$$

$\Rightarrow b = (8,5 * 2) + 65 = 82 \text{ cm}$ ce que donne : $b = 0,90 \text{ m}$

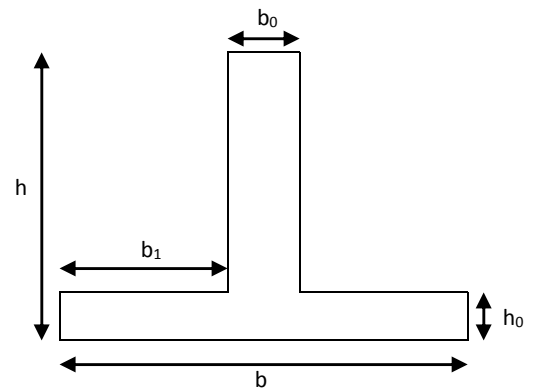


Figure VI.6 Section a ferrillé.

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

sens	Localisation	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
X-X	Travée	887,16	51,48	6,64	4HA32+4HA25 = 51,81
	appuis	1023,11	31,62		4HA25+4HA20 = 32,21
Y-Y	Travée	812,78	48,22	5,97	6HA32 = 48,25
	appuis	950,69	76,11		4HA32+4HA25 = 77,7

Tableau VI.6 Résultats de ferrailage des nervures

- Armatures transversales

$$\varphi_t \leq \min \left(\varphi_{lmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{2} \right) \Leftrightarrow \varphi_t \leq \min (20 ; 17,14 ; 30) \text{ mm}$$

Soit $\varphi_t = 10 \text{ mm}$ et $A_{trans} = 4\phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2$

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

• Vérification des efforts tranchants à l'ELU

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28} ; 3\text{MPa} \right) = 2,5\text{MPa}$$

- Selon le Sens (x): $\tau_u = \frac{724,47 \times 10^{-3}}{1 \times 0,55} = 1,32 \text{ Mpa} < [\tau_u] = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

- Selon le Sens (y): $\tau_u = \frac{801,08 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,55} = 1,62 \text{ Mpa} < [\tau_u] = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

• Vérification des contraintes

Localisation		Moment (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (MPa)	obs
Travée	sens x-x	822,05	22,48	1389889,1	13,29 < 15	Vérifiée	288 > 201,6	Non Vérifiée
	sens y-y	736,74	18,72	963950,92	14,30 < 15	Vérifiée	415 > 201,6	Non Vérifiée
appui	sens x-x	804,89	21,89	1265435,4	13,92 < 15	Vérifiée	315 > 201,6	Non Vérifiée
	sens y-y	836,22	26,95	1797841,6	12,5 < 15	Vérifiée	195 > 201,6	Vérifiée

Tableau VI.7 Vérification des contraintes à l'ELS

Les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures longitudinales à l'ELS.

Localisation		M _S (KN.m)	B (10 ⁻²)	α	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Nombre de barres
Travée	Sens x-x	822,05	1,35	0.494	88,74	90,48	5HA32+4HA40
	Sens y-y	736,74	1,34	0.493	79,49	80.42	10HA32
Appui	Sens x-x	804,89	1,32	0.490	86,75	93.79	5HA32+4HA40

Tableau VI.8 Ferrailage des nervures à l'ELS

Schéma de ferrailage des nervures

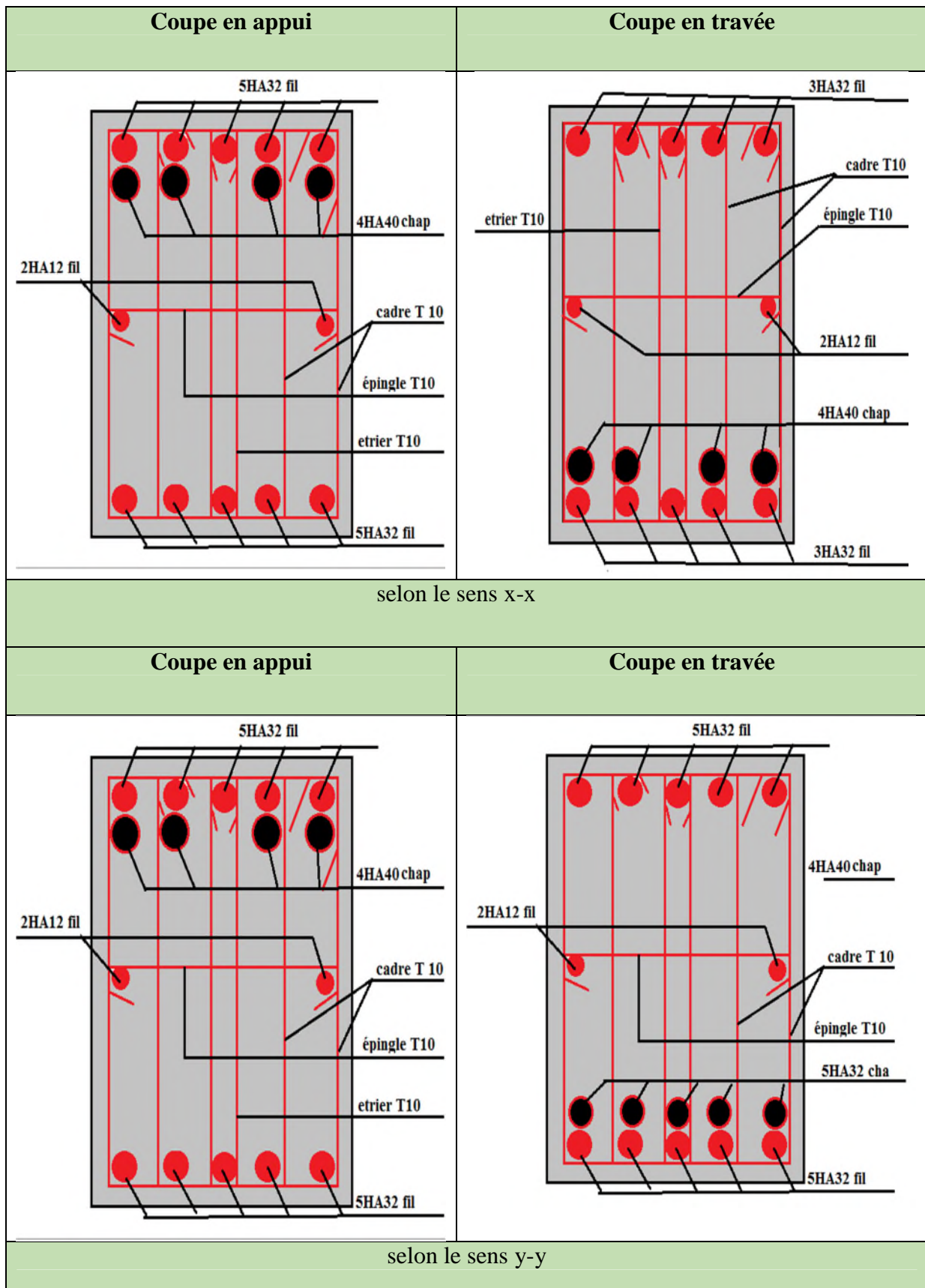


Figure VI.7 Schéma de ferrailage des nervures.

VI.2 Etude du voile Périphérique

D'après le **RPA 99/2003 (Art 10.1.2)**, Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

1. Dimensionnement des voiles

- Hauteur $h=3,9$ m
- Longueur $L= 4,35$ m
- Épaisseur $e =20$ cm

- **Caractéristiques du sol**

- Poids spécifique $\gamma_h= 20\text{KN}/\text{m}^3$
- Cohésion (Sol non cohérent) $c = 0,46$ bar
- Angle de frottement $\varphi = 18,65^\circ$

- **Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

- **La poussée des terres**

$$G= h \times (\gamma \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right))$$

$$G= 3,9 \times (20 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{18,65}{2} \right) - 2 \times 0,46 \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{18,65}{2} \right)) = 39,54 \text{ KN}/\text{m}^2$$

- **Surcharge accidentelle**

$$q= 10 \text{ KN}/\text{m}^2$$

$$Q= q \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q= 5,15 \text{ KN}/\text{m}^2$$

2. Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

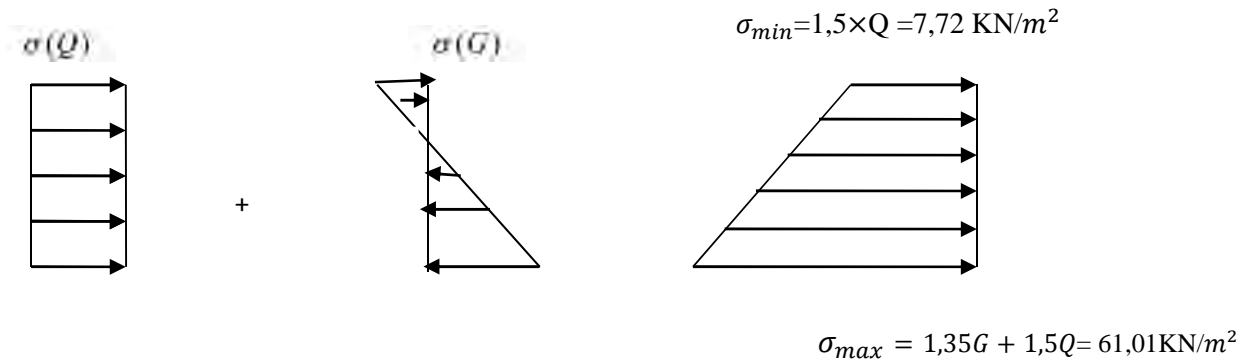


Figure VI.8 Répartition des contraintes sur le voile périphérique.

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 61,01 + 7,72}{4} = 47,68 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1\text{ml} = 47,68 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3,91 \text{ m} \quad ; \quad b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 4,35 \text{ m} \quad ; \quad e = 0,2 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{3,91}{4,35} = 0,89 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens.}$$

- Calcul des moments isostatiques

$$\rho = 0,89 \Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0466 \\ \mu_y = 0,7635 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 33,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 25,93 \text{ KN.m}$$

- Les moments corrigés

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 28,86 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 19,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4 M_{0x} = -13,58 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :
 Avec : $A_{min} = 0,1\% \times b \times h$

Localisation	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
travée	xx	28,86	0,062	0,081	0,174	4,76	2	5HA12 = 5,65
	yy	19,44	0,042	0,053	0,176	3,11	2	4HA10= 3,14
Appui		-13,58	0,030	0,038	0,177	2,21	2	4HA10=3,14

Tableau VI.9 Ferrailage des voiles périphérique

- Espacements

Sens x-x : $S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

Sens-y-y : $S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq [\tau_u] = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ Mpa}$$

$$V_{Ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} \Rightarrow V_{Ux} = \frac{47,68 \times 3,91}{2} \times \frac{4,35^4}{3,91^4 + 4,35^4} = 56,39 \text{ KN}$$

$\tau_u = 0,33 \text{ Mpa} \leq [\tau_u] = 2,5 \text{ MPA} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

• **Vérification A L'ELS**

$$\rho = 0,89 \Rightarrow \text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0,0537 \\ \mu_y = 0,5358 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G+Q = 44,69 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 5,15 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 44,69 + 5,15}{4} = 34,80 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 34,80 \text{ KN/ml}$$

- Calcul des moments isostatiques

$$M_{0x} = 0,0537 \times 3,91^2 \times 34,80 = 28,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 28,57 \times 0,5358 = 15,30 \text{ KN.m}$$

- Les moments corrigés

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 24,28 \text{ KN. m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 11,47 \text{ KN. m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4M_{0x} = -11,42 \text{ KN. m}$$

- Vérification des contraintes

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; (110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201,6 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Localisation		Moment (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (MPa)	obs
Travée	sens x-x	24,28	4,58	16272,1	6,83 < 15	Vérifiée	278 > 201,6	Non Vérifiée
	sens y-y	11,47	3,54	10010,5	4,05 < 15	Vérifiée	231 > 201,6	Non Vérifiée
appui		11,42	3,54	10010,5	4,03 < 15	Vérifiée	230 > 201,6	Non Vérifiée

Tableau VI.10 Vérifications des contraintes à l'ELS

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Localisation		M _S (KN.m)	β (10 ⁻²)	α	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Nombre de barres
Travée	Sens x-x	28,86	0,49	0,322	9,43	10.78	7HA14
	Sens y-y	11,47	0,20	0,224	3,61	3.93	5HA10
Appui		11,42	0,19	0,219	3.59	3.93	5HA10

Tableau VI.11 Section des armatures du voile périphérique

- Schéma de ferrailage du voile périphérique

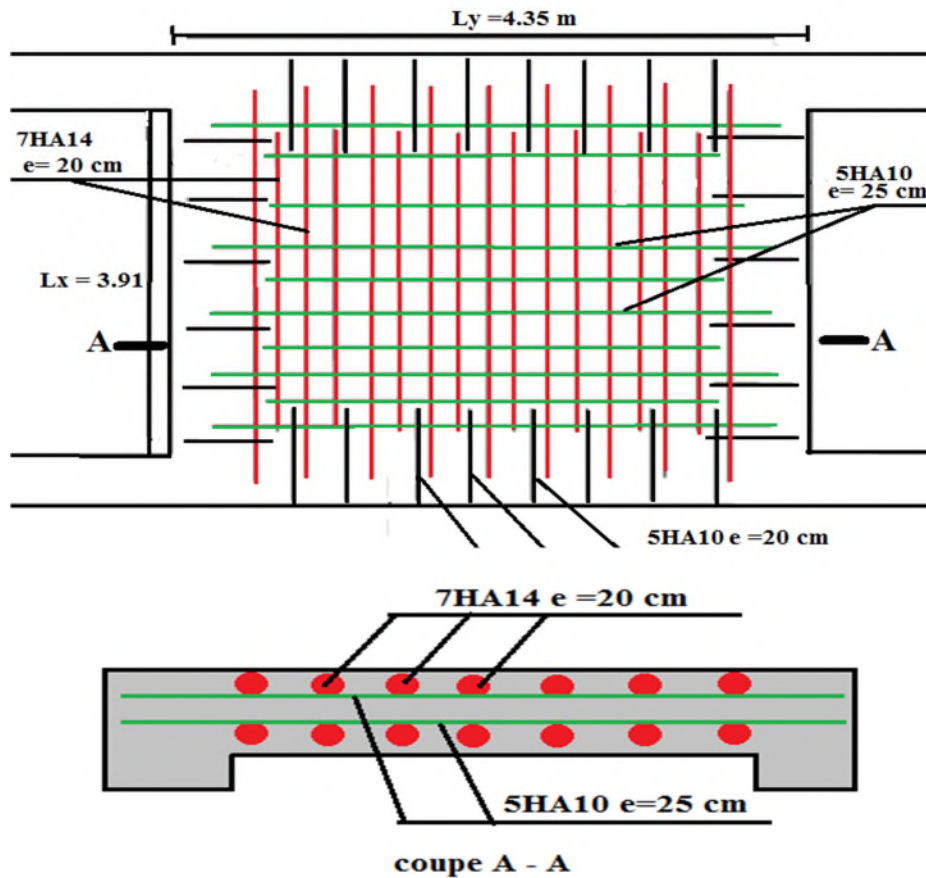


Figure VI.9 Schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage, ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les charges transmises pour ce dernier.

Nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée et semelle filante, vu le chevauchement qu'elles engendraient dans la structure, on opte pour un calcul d'un radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé, le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Un voile périphérique est prévu pour supporter l'action de la poussée des terres exercées sur le sous-sols, ce mur sera calculé comme des panneaux de dalles pleines reposant sur quatre appuis.

Conclusion

Conclusion générale

Ce travail nous a été d'une grande importance puisqu'il nous a permis d'exploiter et d'évaluer nos connaissances acquises durant notre cursus, et d'apprendre les différentes méthodes de calcul, les concepts et les règlements gouvernant le domaine étudié.

Cette première expérience nous a permis de faire quelques constatations dont les plus importantes sont :

- ✓ Les contraintes architecturales font que le choix de disposition des voiles soit réduit, la collaboration entre l'architecte et l'ingénieur est recommandée.
- ✓ L'utilisation du système mixte peut apporter aussi des avantages économiques.
- ✓ Dans le contreventement mixte voiles/portiques, et après les multiples essais que nous avons tentés, nous avons remarqué que le choix de l'emplacement des voiles est plus déterminant que leur nombre.
- ✓ La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tous types de structures, nous avons donc toléré quelques écarts dans la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques.
- ✓ L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques géotechniques du site d'implantation et à l'importance de l'ouvrage à édifier .

Bibliographie

- **R.P.A 99/ version2003** (Règles Parasismiques Algériennes : DTR BC 2.48, 1999/ver2003)
- **BAEL91 modifié 99** (Béton Armé aux États Limites) et **DTU** associés (deuxième édition 2000).
- **C.B.A93** (Code du béton armé DTR-BC 2.41, 1993).
- **DTR B.C.2.2** (Charges permanentes et surcharges d'exploitation. Edition 1989).
- **DTR B.C.2.33.1** (Règle de calcul des fondations superficielles. édition 1992).
- Anciens mémoires de fin d'étude

ANNEXES

ANNEXE 1

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		L_y	μ_x	μ_y	μ_x
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

ANNEXE 2

Valeurs de M1 (M2) pour $\rho = 1$

U/lx											
V/ly	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

ANNEXE 3

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

ANNEXE 4

Laboratoire d'analyse géotechnique bâtiment et travaux publics
« LGBTP DJEMAOUI »

Réalisation d'une promotion immobilière de 106 logements et 04 duplex en trois blocs

V- Conclusion et recommandation :

L'ensemble des résultats des essais réalisés dans le cadre de cette étude ont mis en évidence ce terrain scindé en deux parties :

➤ Partie A :

La partie A occupant toute la surface Ouest du terrain « assise du Bloc A, aire de jeux d'enfants » « voir plan de masse du projet »

Compte tenu de la nature du terrain, ainsi que les résultats des essais réalisés, nous vous recommandons d'opter pour des fondations superficielles ancrées d'au moins de 3.50m de profondeur par rapport à la cote du terrain actuel dans la formation naturelles en place « schiste marneux peut compacte » qui pouvant développer une contrainte admissible de 1.75bars

➤ Partie B

La partie B occupant toute la surface Est du terrain « Partie Est du Bloc B, partie Est du bloc C ».

L'ensemble des résultats des essais réalisés dans le cadre de cette étude ont mis en évidence la partie B du terrain recouvert en sa totalité par une couche de remblai d'épaisseur variable (entre 5.00m à 11.20m), sinon plus par endroit qui ne doit pas servir d'assise aux fondations des ouvrages projetés.

On opérera par conséquent pour des fondations de type superficielle pour les appuis des blocs à construire à savoir : radier général ou semelles filantes bien rigidifiés entre elles par des longrines, ancrées d'au moins de 12.40m de profondeur par rapport à la cote du terrain actuel dans la formation naturelles en places (schiste argileux peut compact). Qui pouvant développer une contrainte admissible de 1.75bars.

Selon le « RPA 99 version 2003 » les résultats des essais préssiométrique peuvent être utilisés pour classer le site en « catégorie S3 » soit un site meuble.

I) Stabilité d'ensemble et précautions à prendre.

- ❖ Le site étudié présente un risque d'érosion pour cela il faut assurer un drainage rigoureux des lieux:
- ❖ Il est conseillé de réaliser les travaux de fondation, notamment, l'ouverture des fouilles en période favorable, afin d'éviter les périodes humides.

Le présent document est la propriété exclusive de promoteur immobilier MERABET Nordine

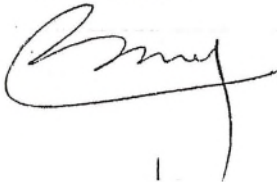
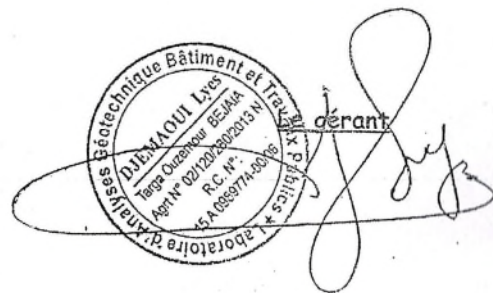
Laboratoire d'analyse géotechnique bâtiment et travaux publics
« LGBTP DJEMAOUI »

Réalisation d'une promotion immobilière de 106 logements et 04 duplex en trois blocs

- ❖ Les fonds de fouilles devront rester le moins long temps possibles ouverts pour éviter leur altération.
- ❖ Veiller à ce que les fondations d'un même ouvrage projeté seraient assises sur la même formation géologique.
- ❖ Toute poche de remblai et de vase ou de formations altérés rencontrés lors de l'ouverture des fouilles sera purgée et remplacée par un gros béton.

Il appartient finalement au bureau d'étude de déterminer les modalités d'exécution : de définir les conditions de mise en œuvre et de veiller en général à la stabilité de l'ouvrage à construire.

L'ingénieur chargé de l'étude :
Y.BOUHOU

De 3,8 à 4,5 m : $c_{uv} = 0,46$ bars
 $\phi_{uv} = 18,65^\circ$

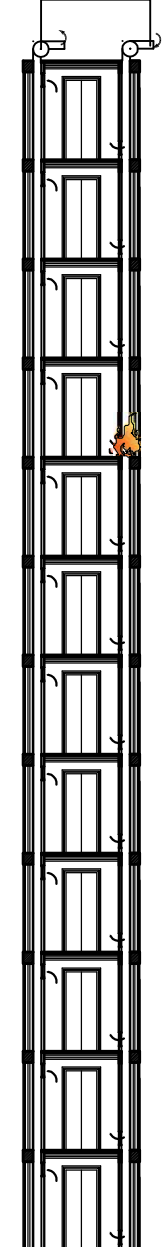
Site : Ighil El Boudj

Plans de la Structure

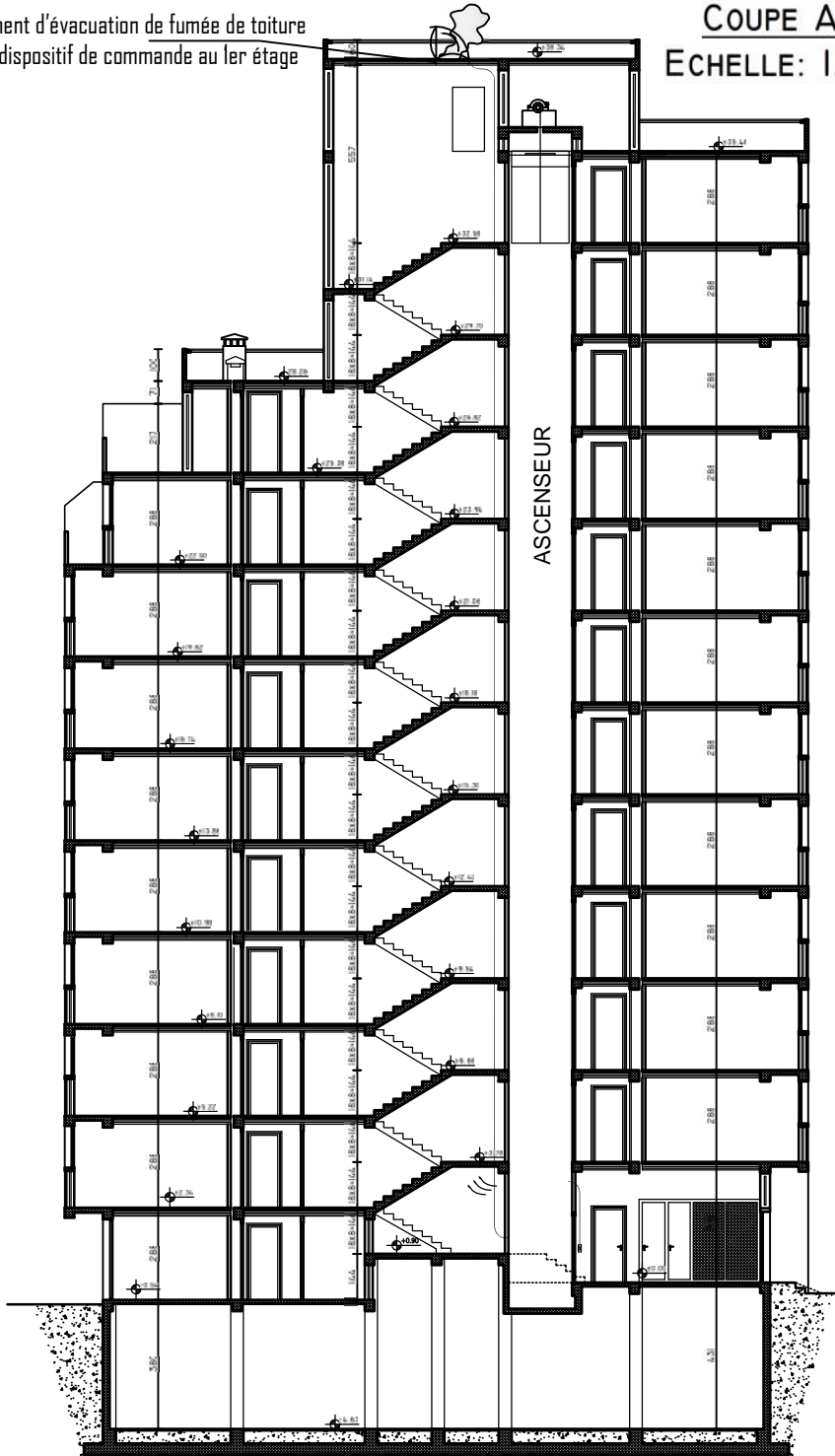
- circulation horizontale protégée par :
- extraction mécanique
- amenée d'air 20 dm² à moins de 1m du sol

Elément d'évacuation de fumée de toiture
avec dispositif de commande au 1er étage

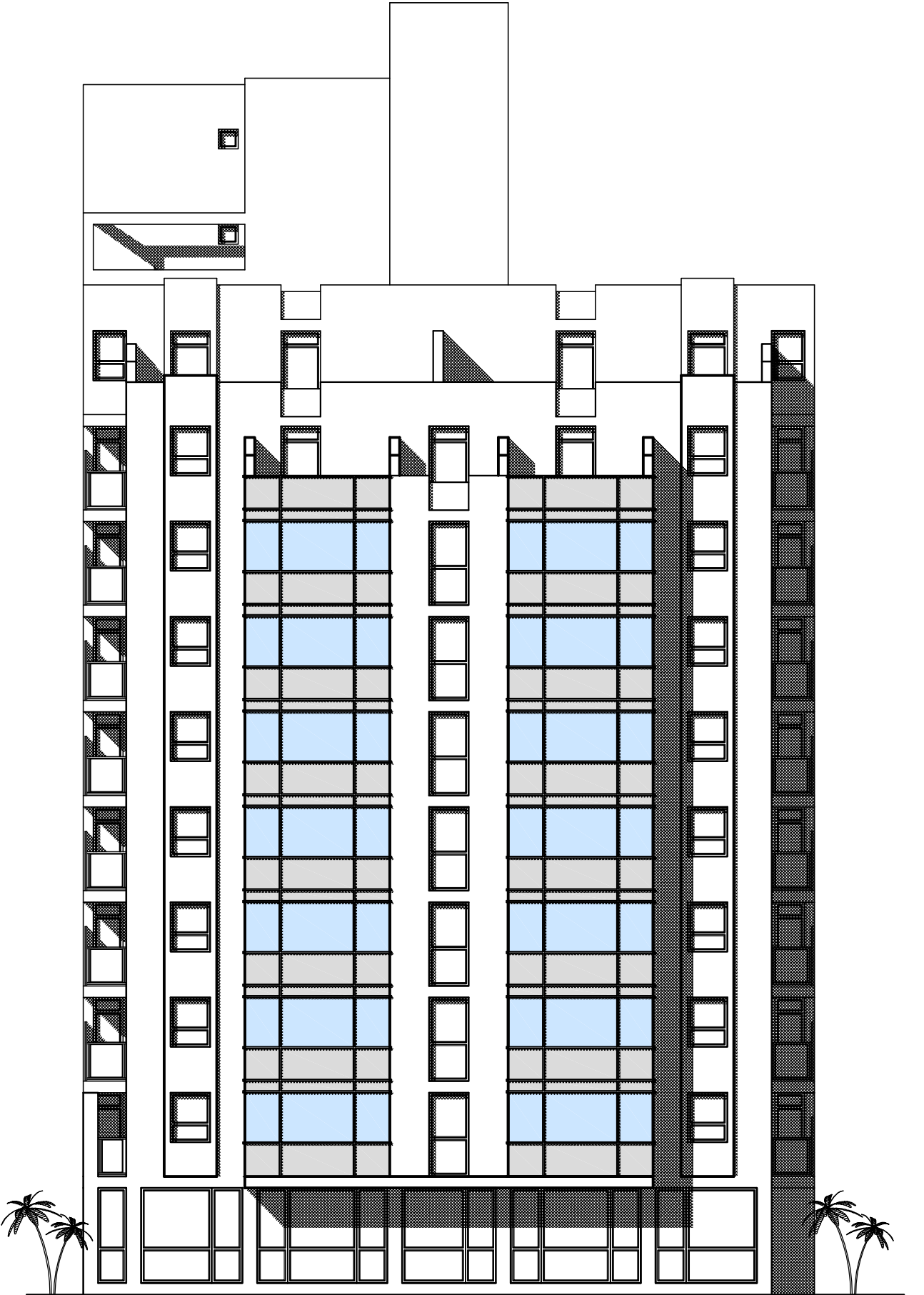
COUPE AA
ECHELLE: 1/100



Désenfumage mécanique
des circulations horizontales

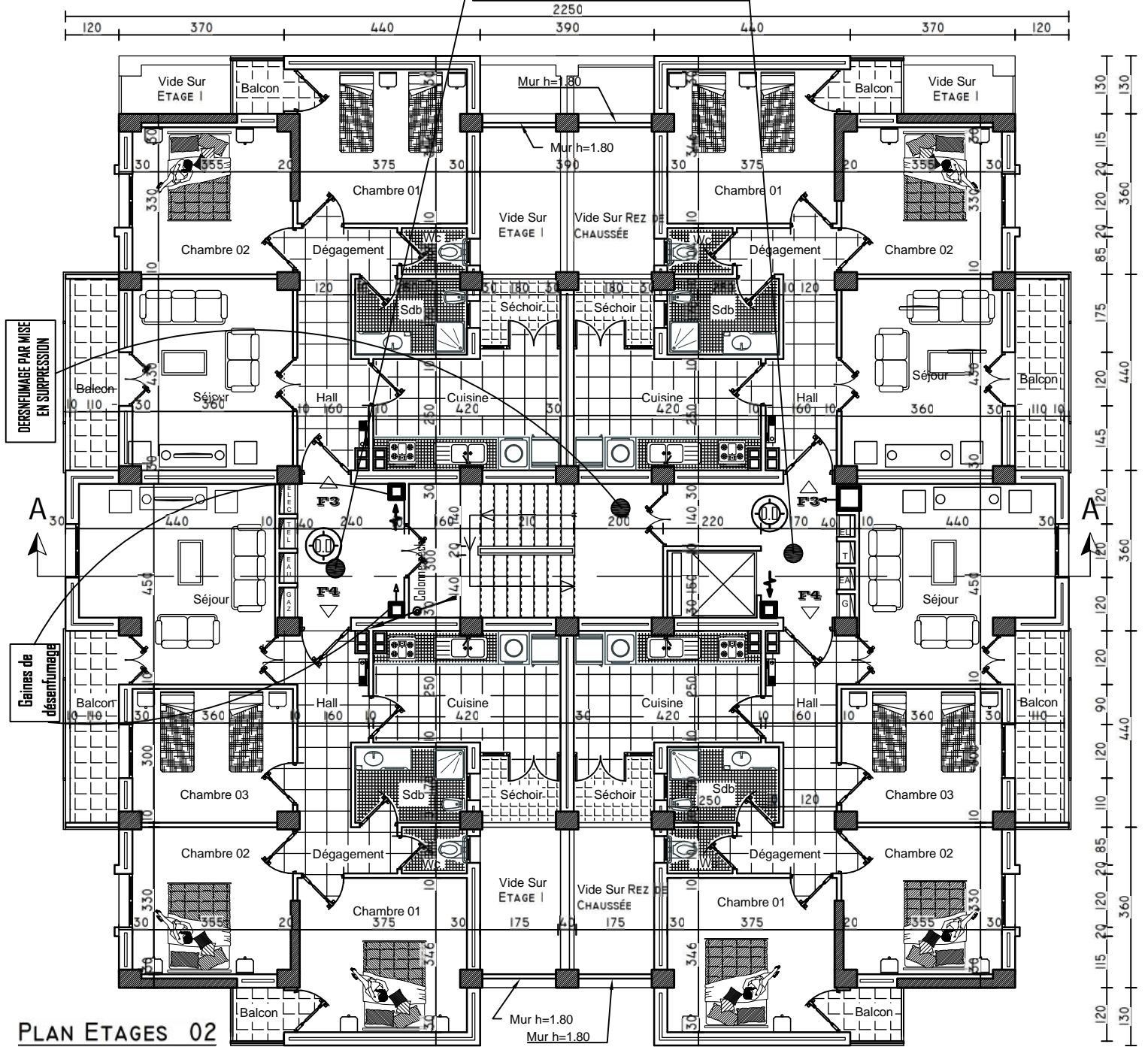


BLOC A

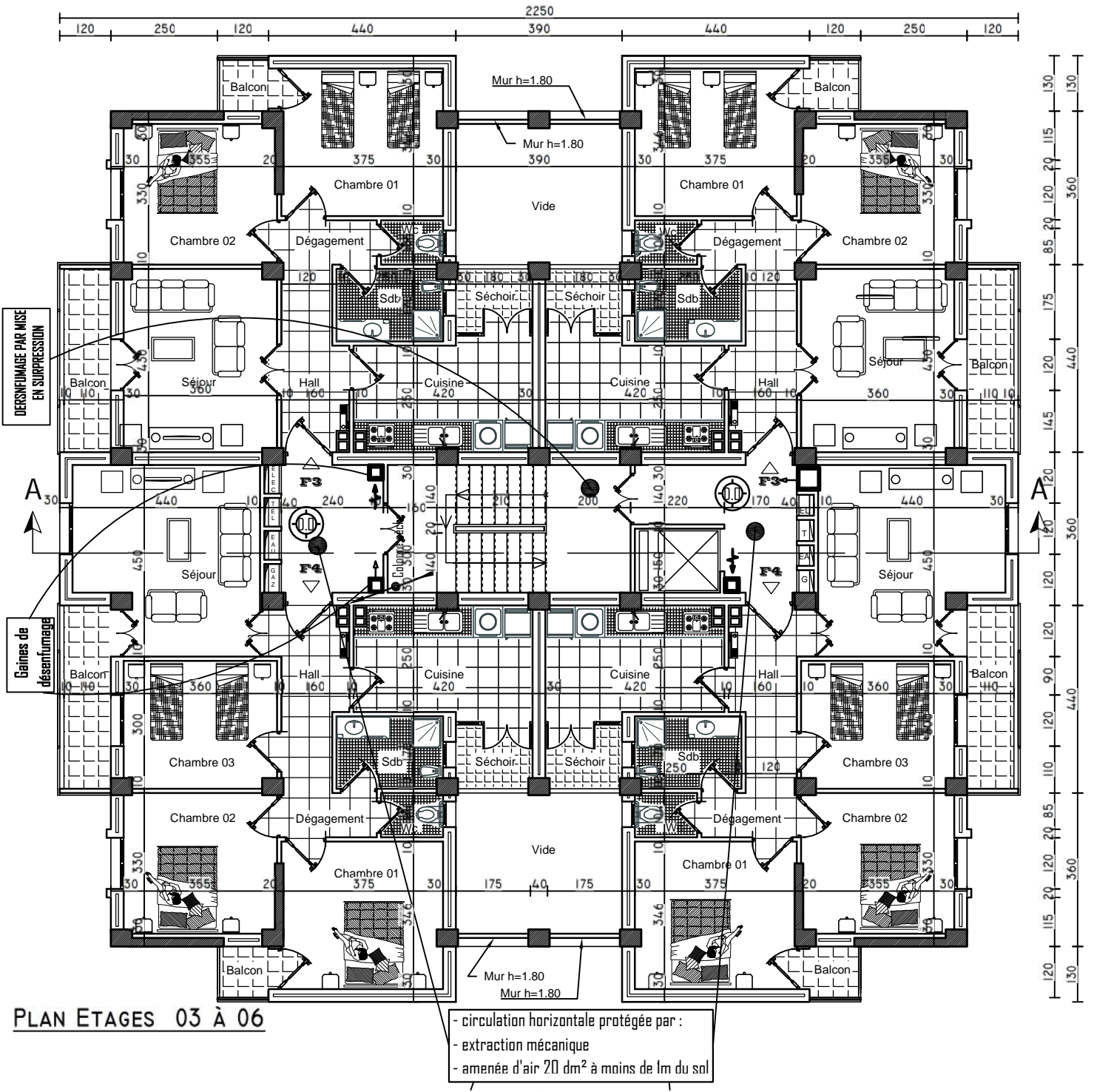


FAÇADE NORD
ÉCHELLE: 1/100

- circulation horizontale protégée par :
- extraction mécanique
- amenée d'air 20 dm² à moins de 1m du sol



PLAN ETAGES 02



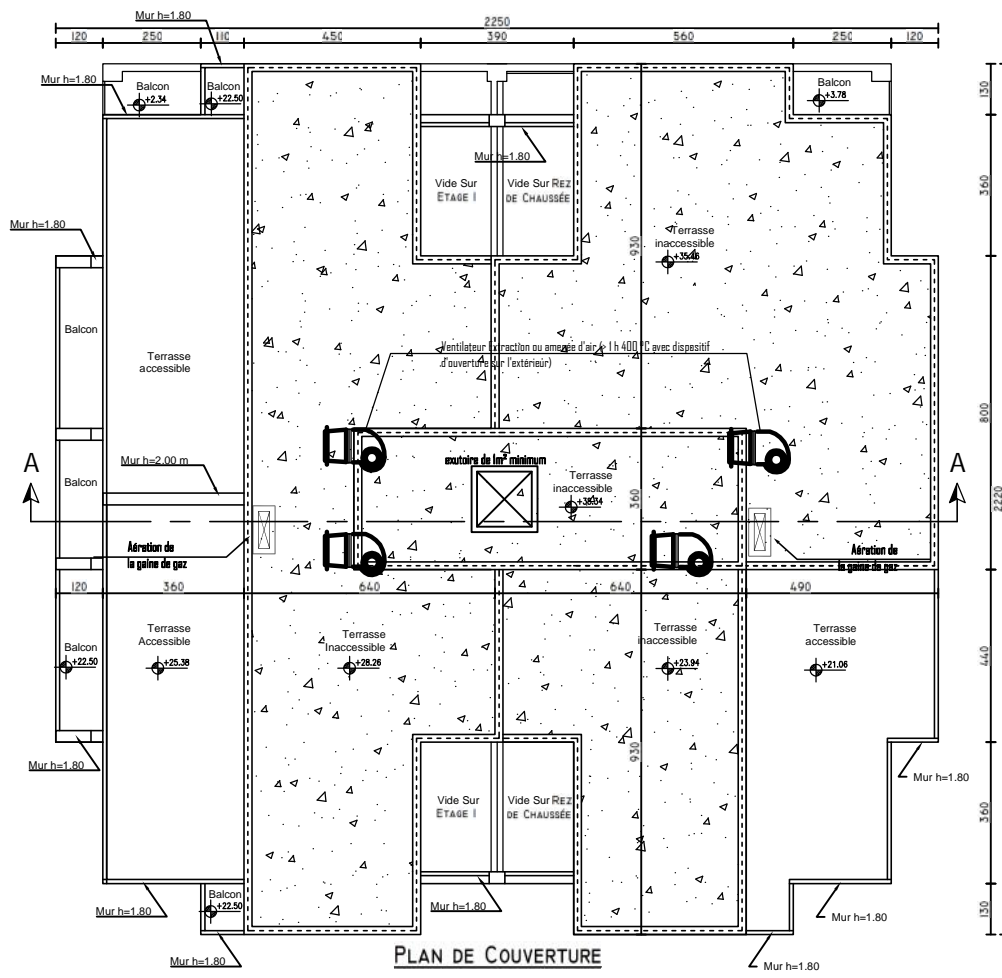
PLAN ETAGES 03 À 06

- circulation horizontale protégée par :
 - extraction mécanique
 - amenée d'air 20 dm² à moins de 1m du sol

DÉSINFUMAGE PAR MISE EN SURPRESSION

Gaines de désenfumage

130
130
360
85
20
120
20
115
175
120
440
120
145
120
360
120
120
440
110
120
110
120
85
20
85
20
360
130



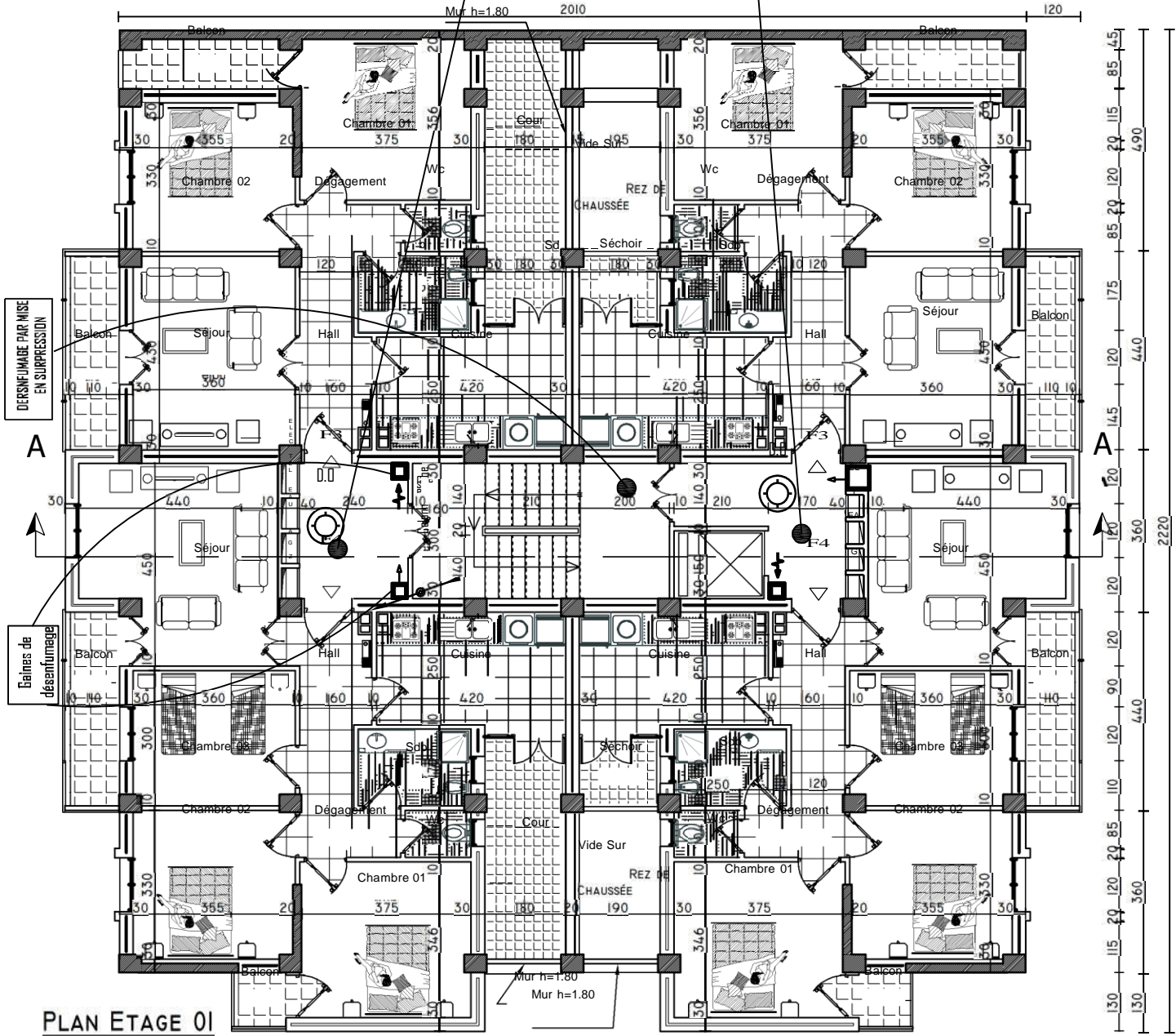
PLAN DE COUVERTURE

Bloc A: Composé de:
38 Logements et 05 locaux à
usage commercial avec Caves
(commerce de première
nécessité

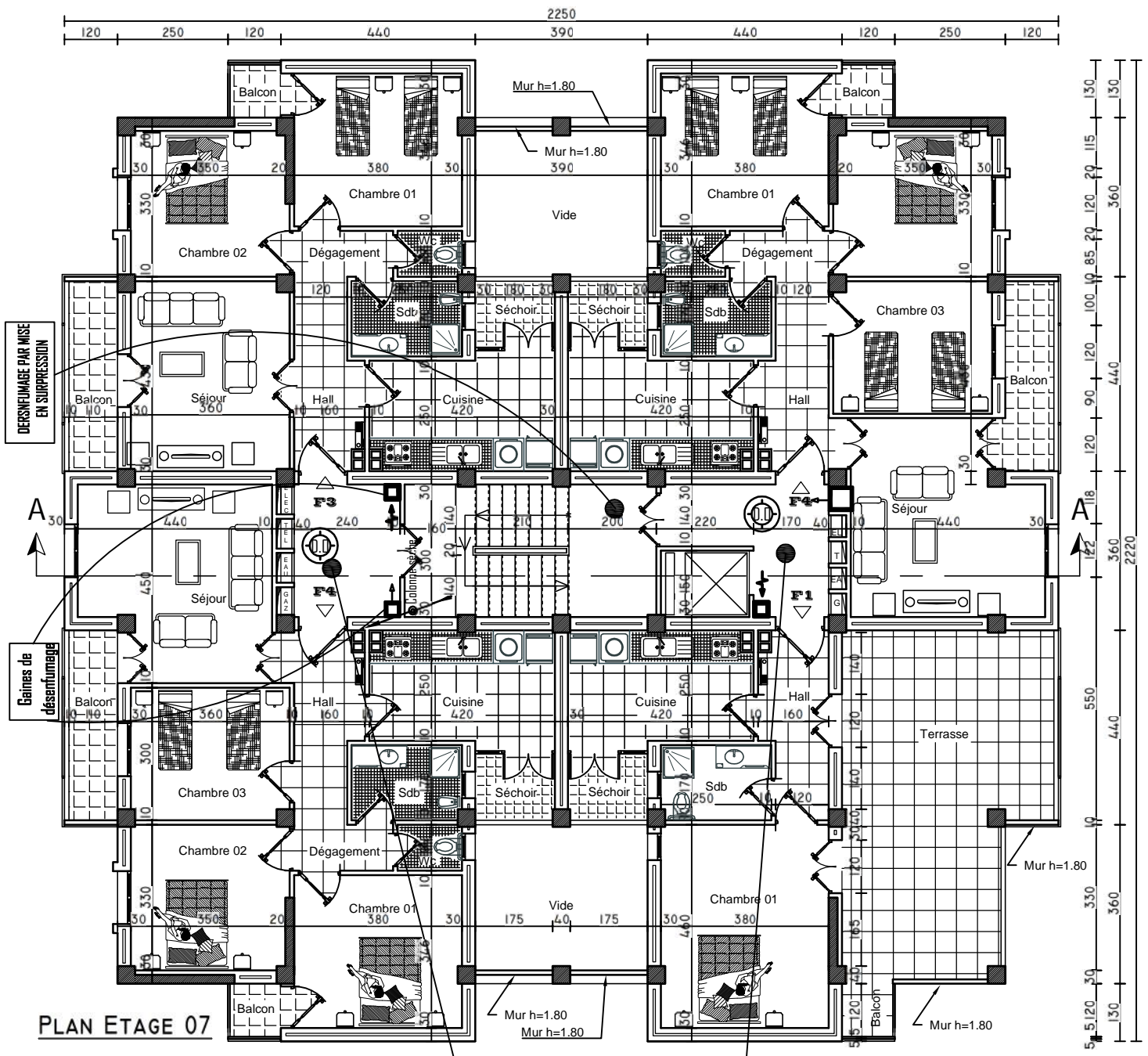
- RESEAU INCENDIE

	COLONNE SECHE EN Ø65
	AMENEE D'AIR
	SORTIE D'AIR
	EXTINCTEUR PORTATIF AU DIOXYDE DE CARBONE 06 kg (CLASSE A B) FIXE A 1.50 M DU SOL
	DETECTEUR OPTIQUE DE FUMEE

- circulation horizontale protégée par :
- extraction mécanique
- amenée d'air 20 dm² à moins de 1m du sol

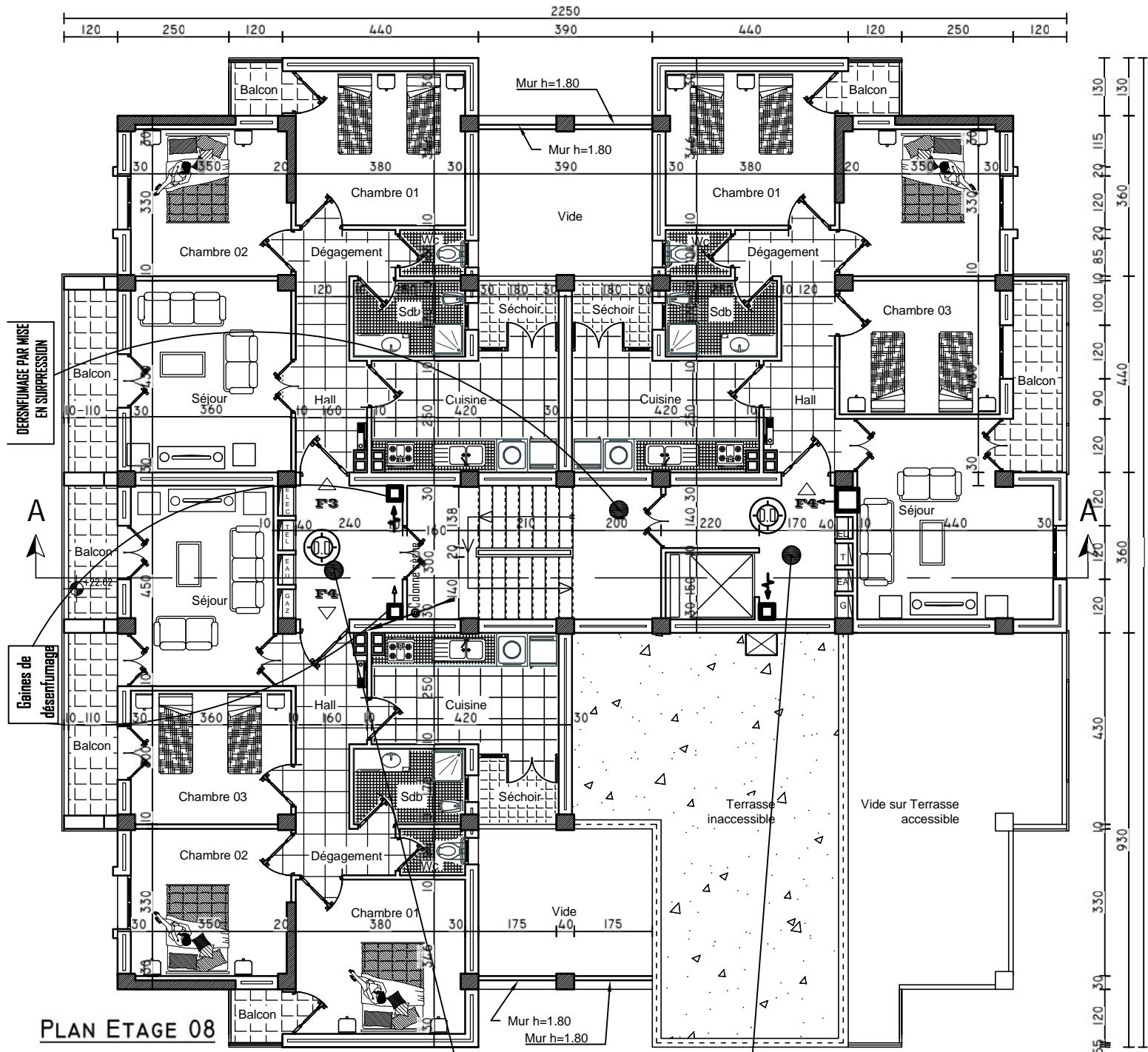


PLAN ETAGE 01



PLAN ETAGE 07

- circulation horizontale protégée par :
- extraction mécanique
- amenée d'air 20 dm² à moins de 1m du sol



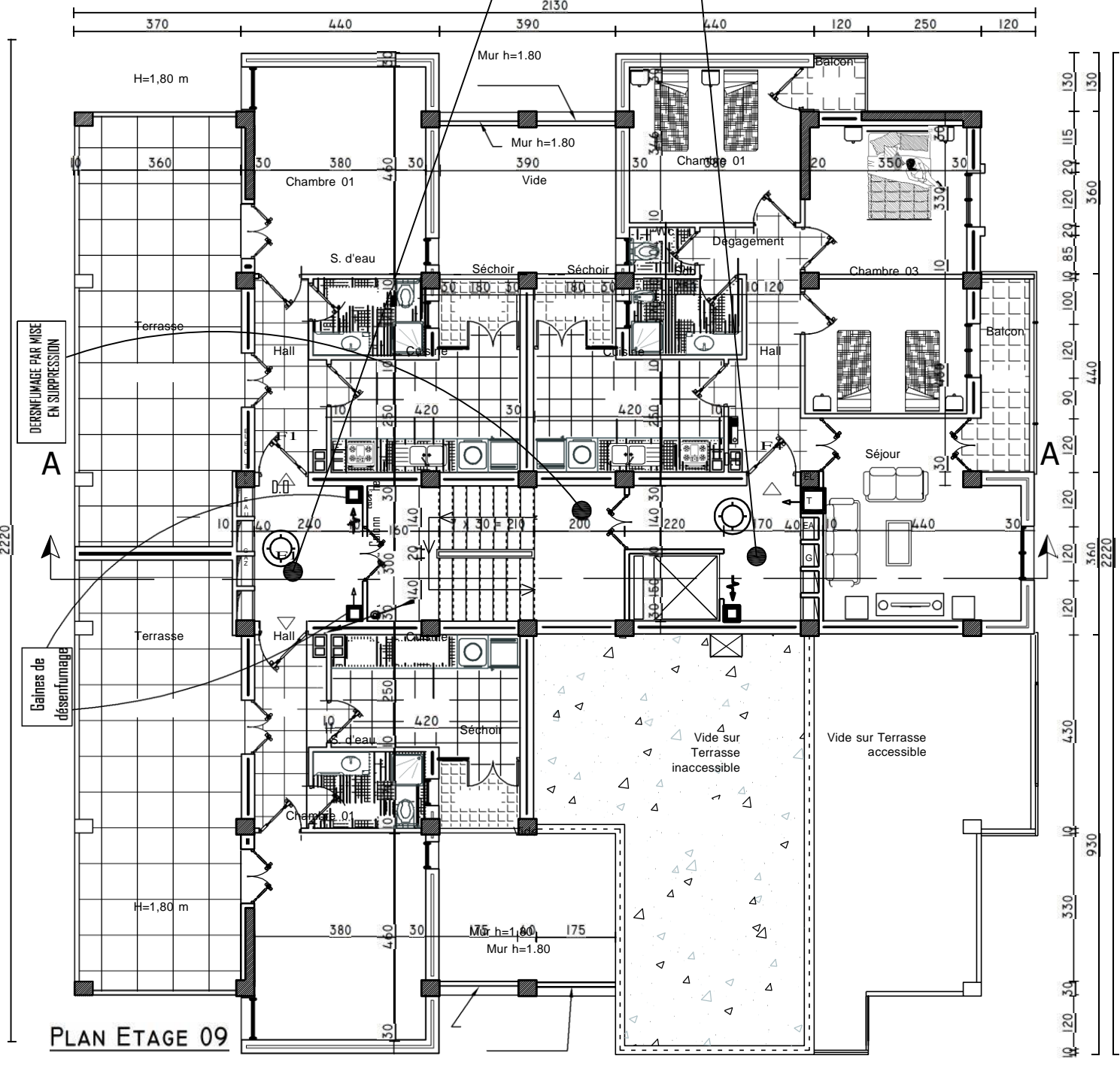
DÉSENSIVAGE PAR MISE EN SURPRESSION

Gaines de désenfumage

- circulation horizontale protégée par :
 - extraction mécanique
 - amenée d'air 20 dm² à moins de 1m du sol

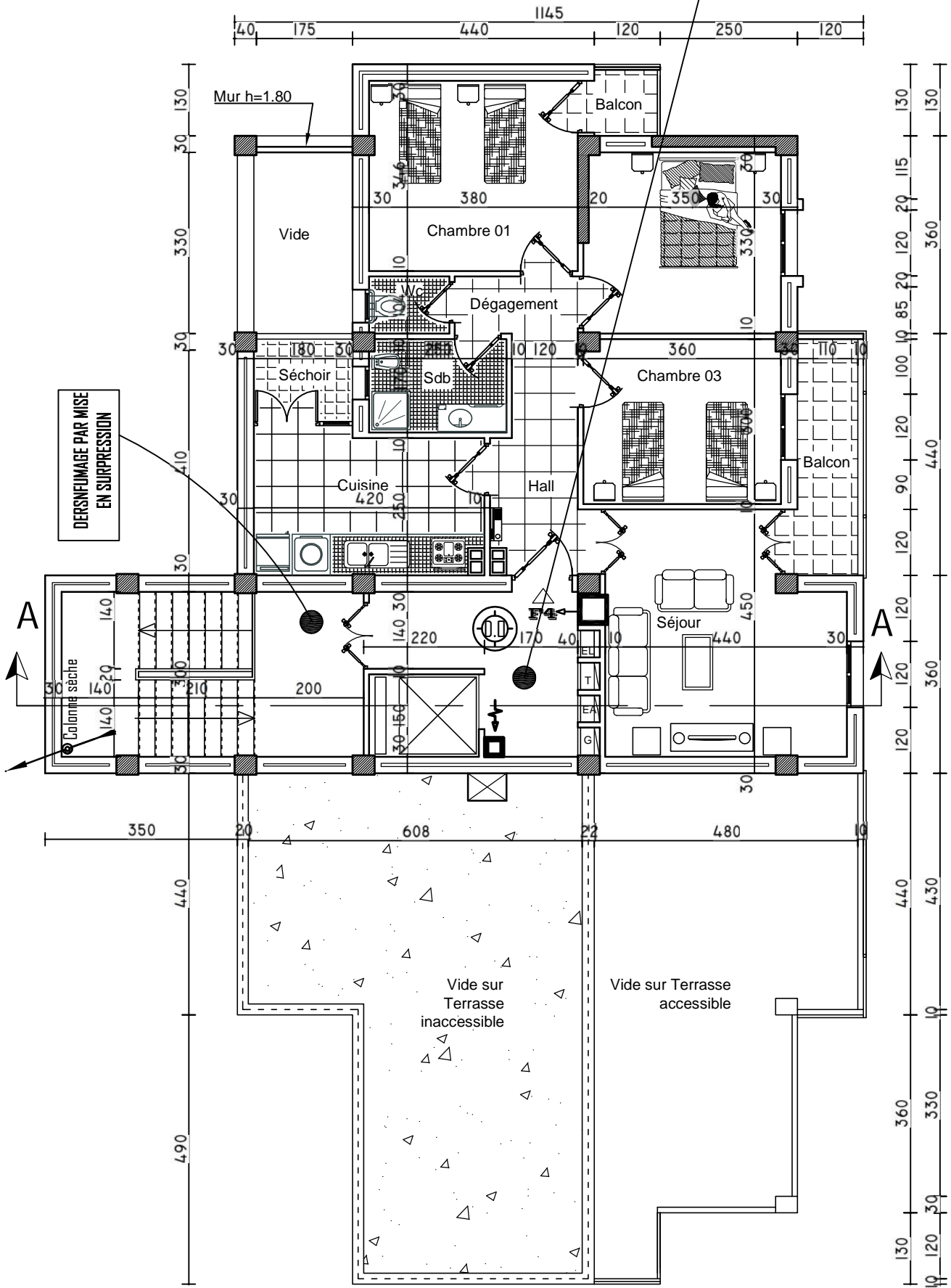
PLAN ETAGE 08

- circulation horizontale protégée par :
- extraction mécanique
- amenée d'air 20 dm² à moins de 1m du sol

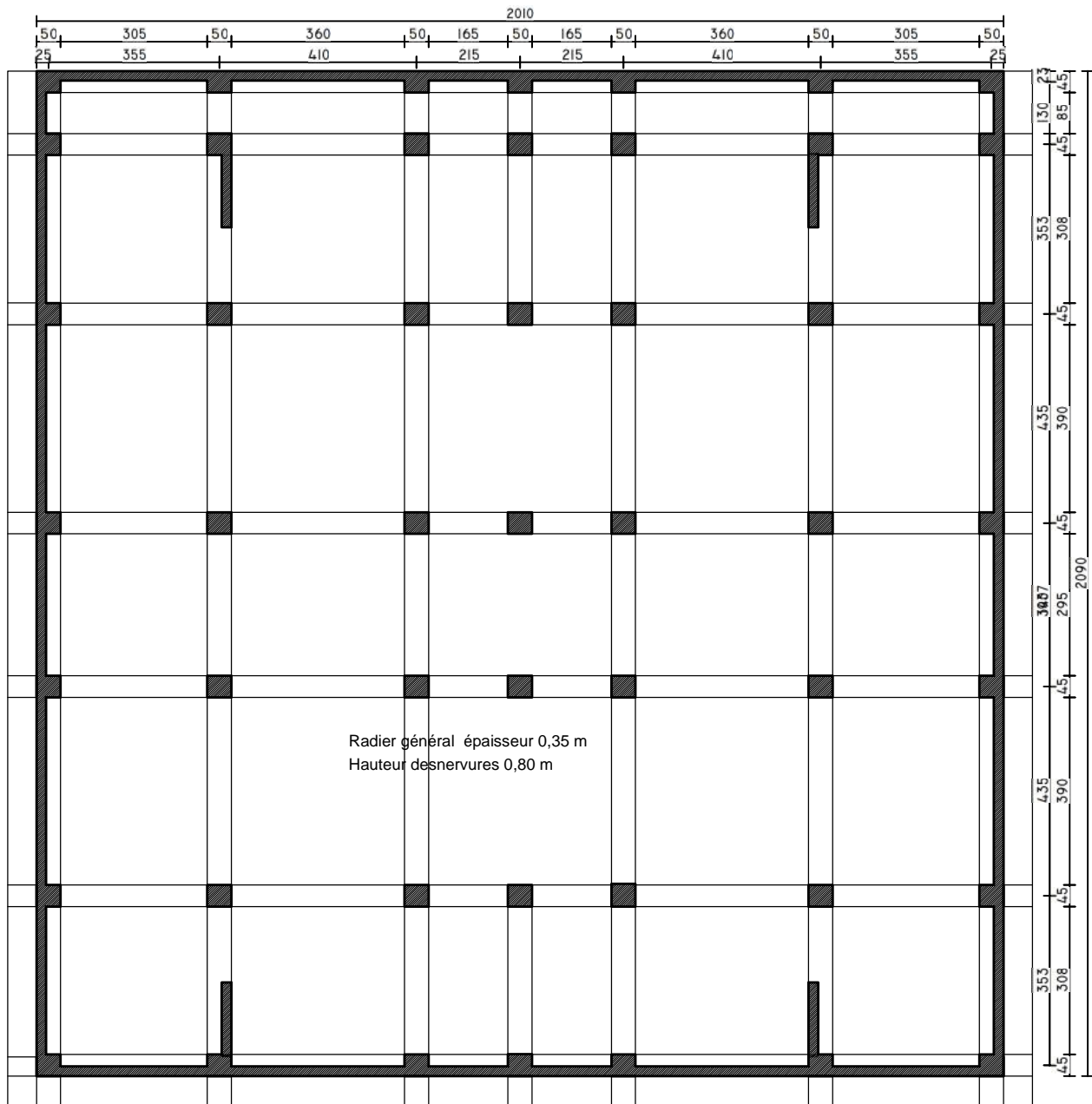


PLAN ETAGE 09

- circulation horizontale protégée par :
- extraction mécanique
- amenée d'air 20 dm² à moins de 1m du sol

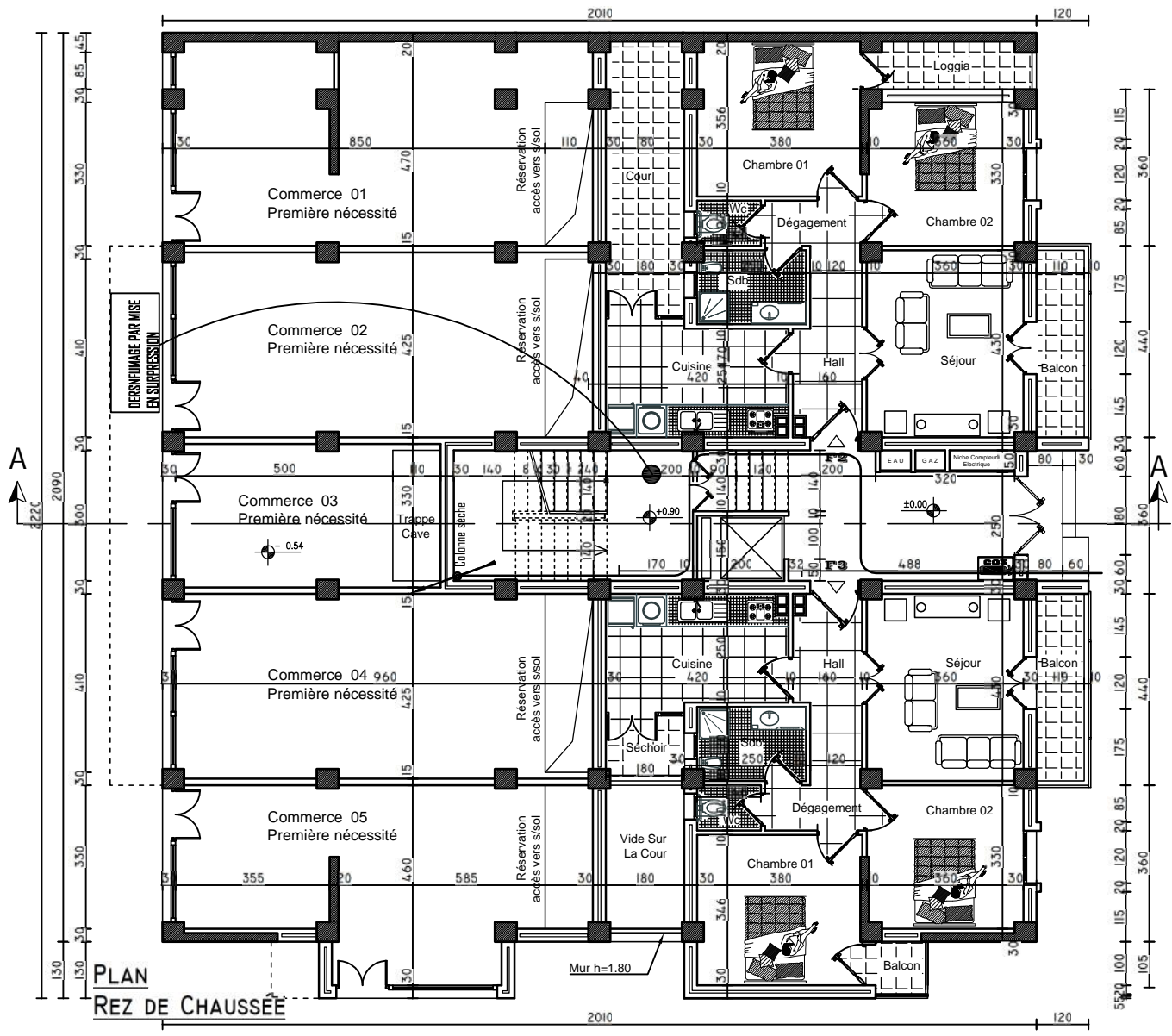


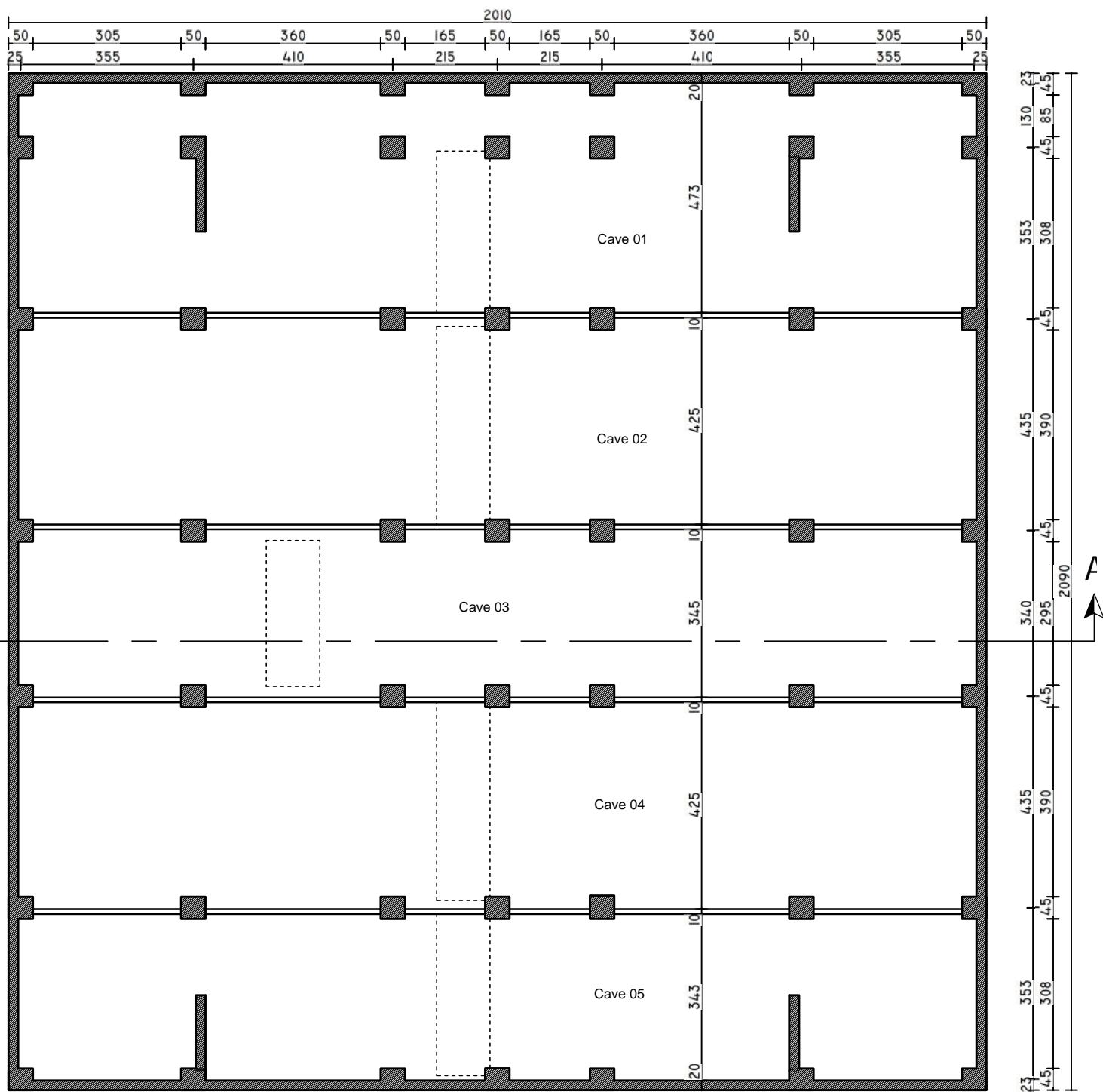
PLAN ETAGE 10 ET 11



PLAN DE FONDATION

circulation horizontale contre-feu





PLAN SOUS-SOL

