

N°

Ordre...../F.S.S.A/UAMOB/2020

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Prépare par :
ACHIT Mohammed

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : **Génie Civil**
Option : **Structures**

Thème :

Etude d'un hôtel en R+6+SS+COMBLE
Contreventée totalement par des voiles

Devant le examinateur composé de :

REFFAS Brahim
MOHAMADI Sadika
SAOUDI Nacira

MAA
MAA
MCB

UAMOB
UAMOB
UAMOB

Encadreur
Examinateur
Examinateur

Année Universitaire 2020/2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicace



*Je dédie ce modeste travail
A mon père.
A ma mère.
A ma famille.
A mes frères et sœurs.
Ainsi que tous mes amis et proches.*

Mohammed

Remerciements

En premier lieu, nous remercions Allah le tout-puissant de nous avoir aidés durant toute notre vie, sans lui ce manuscrit n'aurait pas pu voir le jour.

En second lieu, nous tenons à adresser notre grand remerciement à notre promoteur Mr. REFFAS Brahim, Maître-Assistant classe A, pour avoir acceptée de nous diriger et guider dans cette étude, pour son soutien inconditionnel, et avec qui on a une relation de confiance. Je tiens également à la remercier pour sa grande disponibilité.

Je tiens aussi à remercier les membres du jury pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant d'examiner ce travail.

Nos remerciements sont aussi adressés au Mr. ALIK Ahmed du bureau d'étude (Bouira) qui n'ont jamais hésité de nous faire part de leur grande expérience de travail.

Nous n'oublions pas les responsables de la bibliothèque qui nous ont beaucoup facilité notre étude.

Nous remercions tous les enseignants du département de génie civil.

*Nous adressons nos remerciements à tous nos amis(es) et à nos familles, tout particulièrement **nes parents** pour leurs soutiens et leurs encouragements.*

Enfin à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire, merci.

Sommaire

Introduction Générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.

<i>Introduction</i>	1
<i>I.1. Présentation de l'ouvrage</i> :.....	1
<i>I.1.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage</i> :	1
<i>I.1.2. Données sismiques de la structure</i> :	2
<i>I.1.3. Les éléments de l'ouvrage</i> :	2
<i>I.2. Les matériaux</i> :	3
<i>I.2.1. Le béton</i> :	3
<i>I.2.2. Aciers</i> :	11
I. 2.3. Contraintes de calcul.....	14
<i>I.3. Hypothèses de calcul</i> :	15
<i>I.3.1. Définition des états limites</i>	15
<i>I.3.2. Hypothèse de calcul à l'ELU</i>	16
<i>I.3.3. Hypothèses de calcul à l'ELS</i>	17

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et décente de charge.

<i>Introduction</i>	18
<i>II.1. Poutre</i>	18
<i>II.2. Plancher</i>	19
<i>II.3. Balcon</i>	20
<i>II.4. Escalier</i>	21
<i>II.5. L'acrotère</i>	24
<i>II.6. Le Voile</i>	24
<i>II.7. Descente des charges.</i> .. .	26

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires.

<i>Introduction</i>	31
<i>III.1. Etude de l'acrotère</i>	31
<i>III.1 .1. Définition</i>	31
<i>III.1.2. Vérification au séisme</i>	31
<i>III.1.3. Ferrailage de l'acrotère</i>	33
<i>III.1.4. Vérification à L'ELU</i>	35

III.1.5. Vérification à l'ELS	37
III.1.6. Schéma de ferrailage de l'acrotère	39
III.2. Calcul des balcons	39
III.2.1. Définition.....	39
III.2.2. Évaluation des charges	40
III.2.3. Calcul des sollicitations	40
III.2.4. Calcul du Ferrailage	42
III.2.5. Schéma de ferrailage des balcons	44
III.3. Calcul des escaliers :	44
III.3.1. Introduction :.....	44
III.3.2. Escalier type 1 et 3 :.....	45
III.3.2.1.Estimation des charges permanentes et d'exploitation	45
III.3.2.2Combinaisons des charges	45
III.3.2.3Ferrailage des escaliers	49
III.3.2.4Schéma de ferrailage :	52
III.3.3. Escalier type 2 :.....	52
III.3.3.1 Combinaisons des charges	53
III.3.3.2 Ferrailage des escaliers	56
III.3.3.3 Schéma de ferrailage :	58
III.4. Calcul des Planchers à corps creux.....	59
III.4.1. Définition.....	59
III.4.2. Planchers en corps creux	59
III.4.3.)Évaluation des charges et surcharges.....	60
III.4.4. Calcul des sollicitations	60
III.4.5. Ferailage des planchers à corps creux	65
III.4.6. Les vérifications	66
III.4.7. Calcul des armatures transversales	68
III.4.8. Étude de la dalle de compression	68
III.4.9. Schéma de ferrailage du plancher	69
III.5. Calcule de la salle des machines	69
III.5.1 Dimensionnement de la dalle	70
III.5.2 Calcul des sollicitations	71
III.5.3 Calcul des armatures en flexion simple :.....	75
III.5.4.Vérifications	76

III.5.5 schéma de ferrailage	77
Chapitre IV : Etude dynamique et sismique.	
Introduction	78
IV.a. Etude dynamique	78
IV.1. Modélisation de la structure étudiée	78
IV.2. Modélisation des éléments structuraux	79
IV.3. Modélisation de la masse	79
IV.4. Présentation de méthode de calcul	80
IV.4.1. Méthode statique équivalente RPA (Art 4.2).....	80
IV.4.2. Méthode d'analyse modale spectrale	81
IV.5. Choix de la méthode de calcul	81
IV.6. Méthode dynamique modale spectrale	81
IV.6.1. Spectre de réponse de calcul	84
IV.6.2. Modélisation de la structure.....	84
IV.6.2.1. Caractéristiques géométriques et massique de la structure	85
IV.6.2.2. Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale	
et commentaires	86
IV. b. Etude sismique	89
IV.b.1. . L'effort tranchant modal à la base	89
IV.b.2. Vérification des exigences de RPA99/2003).....	89
IV.b..3. Distribution des forces sismique selon la hauteur : (RPA99/V2003Art.4.2.5)	90
IV.b.4. Vérification des déplacements latéraux inter-étage	91
IV.b.5. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (RPA99/V2003.Art.5.9).....	92
IVb..6. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble.....	94
Chapitre V : Etude Thermique	
Introduction	96
V.1. .Effet des variations de la température	96
V.2. Résultats du calcul.....	98
Chapitre VI : Etude des éléments structuraux	
Introduction	99
VI.1. Combinaisons d'actions	99
VI.1.1. Les actions	99
VI.1.2. Les sollicitations	99
VI.1.3. Les combinaisons d'actions	100

VI.1.4. Les combinaisons de l'RPA 99	100
VI.1.5. Les combinaisons de BAEL 91	100
VI.1.6. Caractéristiques des matériaux	101
VI.2. Ferrailage des poutres	101
VI.2.1 Introduction	101
VI.2.2. Recommandation du RPA99/V03 en zone IIa (Art 7.5.2).....	101
VI.2.3. Recommandation du BAEL 91	102
VI.2.4. Section minimale d'armature d'âme	103
VI.2.5. Exemple de calcul	103
VI.2.6. Vérification	108
VI.2.6.1. Vérification du cisaillement du béton	108
VI.2.6.2. Vérification de contrainte de compression dans le béton	109
VI.2.7. Influence de l'effort tranchant (BAEL91 art 7-6-3)	109
VI.2.7.1. Vérification de la compression du béton	109
VI.2.7.2. Vérification de l'adhérence	109
VI.2.8. Vérification de la flèche.....	110
VI.2.9. Schéma de ferrailage des poutres	111
VI.3. Ferrailage des voiles.....	113
VI.3.1. Introduction	113
VI.3.2. Rôle de contreventement	114
VI.3.3. Les avantages des voiles	114
VI.3.4. Combinaison	114
VI.3.5. Procédure de ferrailage des voiles	114
VI.3.6. Prescriptions imposées le RPA99 (art A-7-7-4-1)	114
VI.3.7. Méthode de calcul	116
VI.3.7.1. Détermination des contraintes	116
VI.3.7.2. Calcul de L_t ou L_c	117
VI.3.7.3. Calcul de l'effort normal ultime	117
VI.3.7.4. Calcul des armatures verticale	117
VI.3.7.5. Armatures minimales de RPA 99.....	118
VI.3.7.6. Ferrailage minimal (BAEL91)	118
VI.3.7.7. Les potelets	118
VI.3.8. Ferrailage horizontal à l'effort tranchant	119
VI.3.9. Ferrailage des voiles	119

VI.3.10. Vérification de contrainte de cisaillement.....	121
VI.3.11. Résultats trouvés	121
VI.3.12. Schémas de ferrailage des voiles	127
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	
Introduction	128
IX.1.Etude du sol	128
IX.1.1.Introduction	128
IX.1.2. Caractéristique du site.....	128
IX. 2. Etude des fondations	129
IX.2.1. Introduction.....	129
IX.2.2.Diffirents types de fondations	130
IX.2.1. Choix du type de fondation.....	130
IX.2.4. Calcul des surfaces revenant aux semelles	130
IX.3. Etude du radier général	131
IX.3.1. Calcul des sollicitations	131
IX.3.2 Pré dimensionnement du radier général	131
IX.3.3. Caractéristique géométrique du radier	136
IX.3.4. Vérification du radier	136
IX.3.5. Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA	138
IX.3.6 Evaluation et vérification des contraintes sous le radier	138
IX.4.. Ferrailage du radier	140
IX.4.1. Ferrailage de la dalle	140
IX.4.2. Ferrailage des débords	145
IX .5. Etude de voile périphérique	147
IX.5.1. Pré-dimensionnement	147
IX.5.2 Ferrailage du voile	149

Conclusion générale

Annexe

Liste des figures

❖ Chapitre I :

Figure I.1 : Courbe granulométrique d'un granulat d/D.....	5
Figure I.2 : Essai d'affaissement au cône d'Abrams.....	6
Figure I.3 : Essai de compression.....	6
Figure I.4 : Essai d'étalement sur table.....	7
Figure I.5 : Essai de flexion.....	7
Figure I.6 : Essai de traction par flexion	7
Figure I.7 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge de béton.....	8
Figure I.8 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.....	10
Figure I.9 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.	11
Figure I.10 : Diagramme contraintes Déformations d'acier expérimentale.	13
Figure I.11 : Diagramme contrainte déformation de l'acier réelle	13
Figure I.12 : Diagramme des déformations limites de la section.	16

❖ Chapitre II :

Figure II.1 : schéma de la poutre	19
Figure II.2 : Poutre principale. De rive.....	19
Figure II.3 : Poutre principale intermédiaire.....	19
Figure II.4 : Poutre secondaire.....	19
Figure II.5 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	20
Figure II.6 : schéma d'escalier	21
Figure II.7 : schéma statique de l'escalier type 1.....	22
Figure II.8 : schéma statique de l'escalier type 3.....	22
Figure II.9 : schéma statique de l'escalier type 2.....	23
Figure II.10 : L'acrotère.....	24
Figure II.11 : coupe du voile en élévation.....	25
Figure II.12 : coupe du voile en plan.....	25
Figure II.13 : Constituant d'un plancher terrasse	26
Figure II.14 : Constituant d'un plancher courant.....	27
Figure II.15 : Murs d'extérieurs	28
Figure II.16 : Murs d'intérieurs	28

❖ Chapitre III :	
Figure .III.1 : schéma statique de l'acrotère	31
Figure .III.2: section de calcul d'acrotère	33
Figure .III.3 : Ferrailage de l'acrotère	39
Figure III.4 : schéma statique des balcons.....	40
Figure III.5 : Ferrailage des balcons type 01	44
Figure III.6 : Schéma escalier type 03	45
Figure III.7 : schéma statique des escaliers	46
Figure III.8 : schéma statique des réactions	46
Figure III.9 : schéma statique des escaliers	47
Figure III.10 : schéma statique des reaction	48
Figure III.11 : ferrailage d'escalier.....	52
Figure III.12 : Schéma escalier type 02.....	52
Figure III.13 : schéma statique des escaliers	53
Figure III.14 : schéma statique des reaction	53
Figure III.15 : schéma statique des escaliers	54
Figure III.16 : schéma statique des reaction	54
Figure III.17: ferrailage d'escalier type 02.....	58
Figure III-18. Coupe vertical du corps creux	59
Figure III.19 : Poutrelle	60
Figure III.20 : Diagramme des moments fléchissant.....	64
Figure III.21 : Diagramme des efforts tranchant	64
Figure III.22 : Diagramme des efforts tranchant	64
Figure III.23 : Diagramme des moments fléchissant.....	65
Figure III.24 : Ferrailage de la dalle de compression.....	69
Figure III.25 : Ferrailage de la poutrelle	69
Figure III.26 : Schéma d'ascenseur.....	70
Figure III.27 : Répartition de la charge localisée sur la dalle.....	70
Figure III.28 : Diagrammes des moments à L'ELU.....	74
Figure III.29 : Diagrammes des moments à L'ELS.....	74
Figure III.30 : Ferrail age de la dalle du local machine	77
❖ Chapitre IV :	
Figure IV.1 : Schéma de la structure en 3D.....	80
Figure IV.2 : Disposition des voiles.	85
Figure IV.3 : 1 ^{er} Mode de translation suivant le sense XX de periode T = 0.808 s.....	87

Figure IV.4 : 2 ^{eme} Mode de translation suivant le sens YY de periode T = 0.672s.....	88
Figure IV.5 : 3 ^{eme} Mode de rotation autour de laxe Z de periode T = 0.602s..	88
Figure IV.6 : Spectre de réponse.....	90
Figure IV.7 : moment de renversement.	94
❖ Chapitre VI :	
Figure VI.1 : Schéma de ferrailage des poutres principales.....	111
Figure VI.2 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	112
Figure VI.3 : Sollicitations des voiles.....	113
Figure VI.4 : Disposition des armatures verticales dans le voile.....	115
Figure VI.5 : Les différents types des contraintes.	116
Figure VI.6 : Schémas de ferrailage des voiles type 01.....	127
Figure VI.7 : Schémas de ferrailage des voiles type 02.....	127
❖ Chapitre VI :	
Figure VI.1 : Présentation de la zone d'impacte de la charge concentrée.....	132
Figure VI.2 : schéma de la transmission des charges	133
Figure VI.3 : Diagramme des contraintes.....	139
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage du radier.....	144
Figure VI.5 : Schéma statique.....	145
Figure IX.6 : Dimensions du voile périphérique.....	147
Figure IX.7 : Schéma statique du voile périphérique.....	148
Figure IX.8 : Le panneau le plus sollicité du voile périphérique.....	149
Figure IX.8 : Schéma Ferrailage de voile périphérique pour la travée et appuis (X-X).....	151
Figure IX.9 : Schéma Ferrailage de voile périphérique pour la travée et appuis (Y-Y).....	151

Liste des Tableaux

❖ Chapitre I :

Tableau I.1: Classification des ciments selon la norme NFP15-301.....	4
Tableau I.2: les classes des granulats.	4
Tableau I.3: Les valeurs de l'équivalent du sable	5
Tableau I.4 : Les types d'acier.....	12

❖ Chapitre II :

Tableau II.1 : Le pré dimensionnement des poutres longitudinales et des poutres transversales.	18
Tableau II.2 : Le dimensionnement des escaliers niveau RDC et l'étage courant :	22
Tableau II.3 : Le pré dimensionnement des voiles.....	26
Tableau II.4 : Evaluation des charges d'exploitations de notre structure.....	26
Tableau II.6 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.....	27
Tableau II.7: Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.....	28
Tableau II.8 : Evaluation des charges permanentes dues au mur intérieur.	28
Tableau II.09 : Evaluation des charges permanentes de palier :	29
Tableau II.10 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse :	29
Tableau II.11 : Evaluation des charges permanentes de L'acratère	29
Tableau II.12 : Evaluation des charges permanentes de balcon.	30

❖ Chapitre III :

Tableau III.1 : Les moments et les efforts tranchants trouvés des balcons	32
Tableau III.2 : Charges permanentes et d'exploitation au niveau des escalier	46
Tableau III.3 : Les moments des escaliers.....	47
Tableau III.4 : Les moments des escaliers.....	49
Tableau III.5 : Les moments des travées des escaliers.....	54
Tableau III.6 : Les moments des travées des escaliers.....	55
Tableau (III.7) récapitulation des efforts internes	60
Tableau (III.8) valeur des charges et surcharges àL'ELUet L'ELS.....	61
Tableau (III.9) Tableau récapitulatif des coefficients	63
Tableau (III.10): Tableau les moments calculés à l'ELUA.....	73
Tableau (III.11): Tableau les moments calculés à l'ELS	74
Tableau (III.12): Tableau de Ferrailage dans le sens x-x	75
Tableau (III.13): Tableau de Ferrailage dans le sens y-y	75

❖ Chapitre IV :	
Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités.....	84
Tableau IV.2 : Les valeurs obtenues.....	84
Tableau IV.3 : Centre de masse et inertie des niveaux.....	85
Tableau IV.4 : périodes, modes et facteurs de participation massique.....	87
Tableau IV.5 : L’effort tranchant modal et les moments à la base (ETABS).	89
Tableau IV.6 : Vérification de la force sismique (statique et dynamique).....	89
Tableau IV.7 : La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens xx.	91
Tableau IV.8 : La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens yy.	91
Tableau IV.9 : Le déplacement inter-étage dans le sens xx.	92
Tableau IV.10 : Le déplacement inter-étage dans le sens yy.	92
Tableau IV.11 : Vérification de l'effet P-Delta sens xx.....	93
Tableau IV.12 : Vérification de l'effet P-Delta sens yy.....	93
Tableau IV.13 : Calcul le moment de renversement sens xx.	94
Tableau IV .14 : Calcul le moment de renversement sens yy.	95
Tableau IV.15 : Centre de gravité et de torsion.....	95
Tableau IV.16 : Vérification de renversement.	95
❖ Chapitre V :	
Tableau V.1 : Sollicitations des poutres porteuses selon $1,35G + 1,5Q + 0,8 T$	98
❖ Chapitre VI :	
Tableau VI.1 : Les caractéristiques des matériaux.	101
Tableau VI.2 : Calcul le ferrailage des poutres principales.....	105
Tableau VI.3 : Calcul le ferrailage des poutres secondaires.....	106
Tableau VI.4 : Vérification du cisaillement du béton.....	108
Tableau VI.5 : Vérification de Contrainte de compression dans le béton.	109
Tableau VI.6 : Les résultants des poutres.	110
Tableau VI.7 : Vérification de la flèche.	111
Tableau VI.8 : Détails de ferrailage des poutre principales.....	112
Tableau VI.9 : Calcul des sections d’armatures (situation durable).	122
Tableau VI.10 : Calcul des sections d’armatures (situation accidentelle).....	123
Tableau VI.11 : Ferrailage vertical et horizontal des voiles et la Vérification de la contrainte de cisaillement	124

Liste des Tableaux

Tableau VI.112 : Calcul des sections d'armatures (situation durable).....	125
Tableau VI.13 : Calcul des sections d'armatures (situation accidentelle).....	125
Tableau VI.14 : Ferrailage vertical et horizontal des voiles et la Vérification de la contrainte de cisaillement	126
❖ Chapitre IX :	
Tableau IX.1 : Vérification de la stabilité au renversement du radier.....	138
Tableau IX.2 : Vérification des contraintes de sol sous le radier.	139
Tableau IX.3 : Tableau récapitulatif des moments de la dalle de radier.	141
Tableau IX.4 : Vérification des moments à L'ELU et à L'ELS	142
Tableau IX.5 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures des panneaux de radier.....	143
Tableau IX.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	143
Tableau IX.7 : Tableau récapitulatif de ferrailage de débord.....	146
Tableau IX.8 : Tableau de ferrailage de voile	151

Symboles et Notations

f_{cj} : Résistance caractéristique de compression à « j » jour.

f_{tj} : Résistance caractéristique de traction à « j » jour.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_{vj} : Module de déformation différée du béton à l'âge de « j » jour.

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de « j » jour.

E : Actions accidentelles.

G : Charges permanente.

Q : Charges d'exploitation.

q_u : Charges réparties ultime.

q_s : Charges réparties de service.

A_r : Aire d'une section d'acier de répartition.

A_t : Aire d'une section d'acier transversal.

A_s : Aire d'une section d'acier.

B : La largeur (m).

B_r : Section réduite du béton.

I : Moment d'inertie.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_s : Moment de calcul de service.

N_u : Effort normal ultime.

N_s : Effort normal de service.

V ; T : Effort tranchant.

S : Surface plane de la structure.

d : Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée.

e : Epaisseur.

L : Longueur.

L_r : Longueur de recouvrement.

l_f : Longueur de flambement.

I : Rayon de giration.

μ : Coefficient de frottement.

μ_{bu} : Moment ultime réduit.

ν : Coefficient de poisson.

σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression.

σ_s : Contrainte de l'acier à la traction.

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures.

ζ : Contrainte tangentielle de cisaillement.

ζ_{se} : Contrainte d'adhérence.

η : Coefficient de fissuration.

Ψ_s : Coefficient de scellement.

l_s : Longueur de scellement.

ξ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton.

ξ_s : Allongement relatif de l'acier tendu.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

γ : Poids spécifique déjaugé.

A : Coefficient d'accélération de zone.

C^T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

F_s : Coefficient de sécurité = 1.5.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global.

P : Poids du radier (KN).

N : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

S_{rad} : Surface du radier (m²)

S_{bat} : Surface totale du bâtiment (m²).

W : Poids propre de la structure.

Z : Bras de levier.

Symboles et Notations

f : La Flèche.

h^N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ : Contrainte normale.

φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

k_c : Coefficient de portance.

q_0 : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

B : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

h_t : Epaisseur de la dalle de radier (cm).

h_p : Hauteur de la nervure (cm).

Introduction Générale

Le souci majeur de l'ingénieur en Génie civil est de concevoir et réaliser un ouvrage pour résister à toutes les actions qui le sollicitent. Pour atteindre ce noble objectif, les experts du génie de la construction ont mis au point des règles et des normes pour règlementer l'acte de bâtir et préserver la vie des usagers.

C'est au début du 19^{ème} siècle, à la suite du développement de la théorie de l'élasticité que NAVIE met au point le calcul des structures par la méthode dite des contraintes admissibles, dans laquelle les contraintes sous charges maximales sont comparées à des fractions de la résistance des matériaux. La méthode des contraintes admissibles explicitée par CHRISTOPHE en 1899 sera adoptée par les règlements de différents pays notamment en France (1906) et permettra le développement rapide des constructions en béton armé dans le monde entier.

Vers la fin des années 30, dans certains pays on est passé au dimensionnement par le calcul à la rupture dans le calcul la sollicitation admissible est obtenue en divisant la sollicitation de rupture par un coefficient de sécurité global. Cette méthode présente un net progrès sur la précédente. Le premier règlement établi à partir de cette méthode (méthode brésilienne) est adopté en URSS en 1939.

Par la suite, la notion d'états limites, se substituera progressivement au seul critère de rupture. Le premier règlement de construction adopté par les ingénieurs est le règlement CCBA 68 (approuvé en 1968), dit aussi règlement « aux contraintes admissibles ». Il constitue un prélude au règlement BAEL.

Les règles BAEL, depuis leur adoption n'ont cessé de subir de multiples modifications dont les plus importantes ont lieu en 1991 et en 1999.

En Algérie les expériences dramatiques vécues suite aux séismes dévastateurs d'El Asnam en 1980 et de Boumerdes en 2003, ont contraint les professionnels du génie parasismique à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiées. Ce règlement vient compléter le CBA 93 (Code de calcul des ouvrages en béton armé) basé aussi sur la théorie des états limites.

Le projet qui nous est confié par le bureau d'études consiste en l'étude d'un hôtel en R+6+SS+comble à usage d'hôtellerie. Il est situé à la wilaya de Blida classée en zone III d'après le règlement parasismique Algérien RPA99/2003.

Ce projet présente des particularités, notamment une irrégularité en plan et en élévation, contreventé par voiles. L'étude de ce projet sera menée dans le strict respect des règles du béton armé aux états limites (CBA 93, BAEL 91/99) et des règles parasismiques Algériennes (RPA 99/2003) et sera organisée en six (07) chapitre :

- Le premier chapitre portera sur la présentation complète de l'ouvrage et la définition des différents éléments qui le constituent ainsi que le choix des matériaux à utiliser.
- Dans le deuxième chapitre, il sera question de pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- Le troisième chapitre consistera à calculer les éléments non structuraux de l'ouvrage (planchers, acrotère, balcon, escalier).
- Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ETABS.
- Le cinquième chapitre portera sur l'étude thermique du bâtiment et la détermination de l'action de la température. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ETABS.
- Le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poutres et voiles) fera l'objet du chapitre sixième de notre étude ou nous allons nous baser sur les résultats données par le logiciel ETABS.
- Enfin. Nous terminerons ce travail par l'étude de l'infrastructure.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I. Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Introduction:

La stabilité d'un ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Le calcul des éléments constituant un ouvrage se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I. 1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui nous a été confié est un Bâtiment en R+6+SS+ COMBLE à usage hôtellerie implanté à la Commune de Beni Mered (W) Blida., qui est une ville classée selon le RPA99 version 2003 comme une zone de forte sismicité (zone III).

La structure de cet ouvrage est réalisée en voiles chargés de reprendre les efforts horizontaux et verticaux.

L'ouvrage est un hôtel constitué d'un seul bloc, et de forme irrégulière en plan et en élévation il comporte:

- L entre-sol pour maintenance et services. etc.
- RDC à usage d réception et cuisine .etc.
- 01^{er} étage pour salle de réunion et la direction ...etc.
- 2^{eme} au 6^{eme} étages pour les chambre.
- Terrasse accessible (comble)
- 02 cages d'escalier
- 02 cages d'ascenseur

I.1.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les dimensions de l'ouvrage sont :

- Longueur totale : L=48.96m
- Largeur totale : L=17.60m
- Hauteur totale : H=31.62m
- Hauteur de R.D.C et 1^{er} :4.08m
- Hauteur des autres étages courant : 3.40m
- Hauteur de SS :3.06 m

1.1.2. Données sismiques de la structure :

Le sol d'assise de la construction est un sol **meuble** (S3) d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols,

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée selon le **RPA 99/ version 2003** comme une zone de forte sismicité (zone III).
- Le bâtiment est un ouvrage classé dans le “ **groupe 2** ”, car il est à usage d'habitation collective et la hauteur ne dépasse pas 48 m.
- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.70$ bars.

1.1.3. Les éléments de l'ouvrage :

- ❖ ***L'ossature*** : Conformément aux règles parasismiques algériennes, nous prévoyons de concevoir le bâtiment par un système de contreventement mixte (portiques, voiles) qui reprend conjointement les charges verticales et horizontales au prorata de leur rigidité.
- ❖ ***Les éléments secondaires*** :
 - ***Planchers*** : Les planchers constituent un plan horizontal rigide capable de :
 - Supporter les charges verticales (poids propre des différents composants et charges d'exploitations) et de les transmettre aux éléments porteurs de la structure
 - De transmettre les efforts horizontaux (vent et efforts sismiques) vers les éléments verticaux (palées de stabilité, poteaux de portique).d'autres fonctions sont d'une importance plus ou moins majeure en relation avec la destination du bâtiment. Il s'agit de la flexibilité de passages verticaux et horizontaux (gainés et réseaux divers, et équipements techniques), de l'isolation acoustique et thermique, de la stabilité et de la résistance au feu. dans notre ouvrage on a opté pour un plancher en corps creux pour tous les étages.
 - ***Balcons*** : Les balcons sont réalisés en corps creux et en dalle plan .
 - ***Ascenseurs*** :La structure comporte une cage d'ascenseur du SS jusqu'au terrasse étage
 - ***Escalier*** : : La structure comporte deux type d'escalier qui sert à relier les planchers de tous les étages
 1. Escalier en béton armé à deux volées
 2. Escalier en béton armé à trois volées
 - ***Terrasses*** : La terrasse est accessible.
 - ***Maçonnerie***: Toute la maçonnerie sera constituée de briques creuses revêtues d'un enduit de ciment ou de plâtre. Pour les murs extérieurs une paroi externe de 15cm d'épaisseurs et

une paroi interne de 10cm d'épaisseur ; les deux parois étant séparées par un vide de 5cm d'épaisseurs, pour les murs intérieurs une cloison simple de 10cm d'épaisseur

- **Revêtements** : est en ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs extérieurs et les voiles périphériques en sous-sol, du plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les murs intérieurs ainsi que 3cm d'enduit au plâtre pour les plafonds.
 - Enduit en plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.
 - Enduit en ciment pour les murs extérieurs et murs extérieurs.
 - Revêtement à carrelage pour les planchers.

I. 2. Les matériaux :

Les matériaux de génie civil sont des solides utilisés non seulement pour construire des maisons , des ouvrages, ou encore aménager son environnement (équipement collectif, routes, ponts, aménagements urbains). Bien qu'un grand nombre de matériaux soit connu depuis fort longtemps, leur étude a débuté très tard, car l'homme a disposé rapidement d'une grande variété de substances pour tous ses besoins courants, sans avoir à entreprendre de recherches approfondies. Ainsi il n'a utilisé, au début, que la pierre, l'argile, la chaux, le plâtre et les matériaux biologiques naturels: bois, laine, fourrures, cuir, lin, etc.

La structure de notre bâtiment est conçue avec du béton armé, qui est constitué de béton et d'acier.

I. 2.1. Le béton :

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (**BAEL91**), ainsi qu'aux règlements appliqués en Algérie.

Le béton est un mélange composé de :

- ❖ **Ciment** : Le ciment est un liant hydraulique composé essentiellement de clinker (mélange calciné de calcaire et d'argile) associé à autres constituants secondaires.

Il existe plusieurs types de ciments, chacun est employé pour un travail bien déterminé :

- **Selon la classe de résistance** : on distingue 3 classes de résistance :
 - 32.5MPa (la résistance min à la compression à 28j).
 - 44.2.5MPa (la résistance min à la compression à 28j).
 - 55.2.5MPa (la résistance min à la compression à 28j).

- **Selon leur composition** : on distingue cinq types de ciment suivant la norme NFP15-301 (tableau I.1). A chaque type correspond une désignation particulière, ainsi l'appellation « CPA CEM 32.5 » à un ciment portland artificiel dont la résistance à la compression est comprise entre 32.5 et 52.5 MPa (CEM est la dénomination européenne du ciment).

Tableau I.1: Classification des ciments selon la norme NFP15-301.

Type de ciment	Code	Type d'ajouté
1	CEMI	Ciment portland(CPA) (95 clinker+5 gypse).
2	CEMII	Ciment portland composé(CPJ)
3	CEMIII	Ciment de haut fourneau(CHF)
4	CEMIV	Ciment pouzzolanique(CPZ)
5	CEMV	Ciment au laitier et aux cendres (CLC)

❖ **Les granulats :**

On appelle « granulats » les matériaux inertes, sables graviers ou cailloux, qui entrent dans la composition des bétons. C'est l'ensemble des grains compris entre 0 et 125 mm dont l'origine peut-être naturelle, artificielle ou provenant de recyclage. Ils constituent le squelette du béton et sont classés en trois catégories (tableau I.2) :

Tableau I.2: les classes des granulats.

Sable	Gravillon	Cailloux
Fins : 0.08 à 0.315	Fins : 5 à 8	Petit : 20 à 31.5
Moy : 0.315 à 1.25	Moy : 8 à 12.5	Moy : 31.5 à 50
Gros : 1.25 à 5	Gros : 12.5 à 20	Gros : 50 à 80

La courbe granulométrique indique les pourcentages en masse des granulats passant par les tamis successifs dont les trous sont de plus en plus petits.

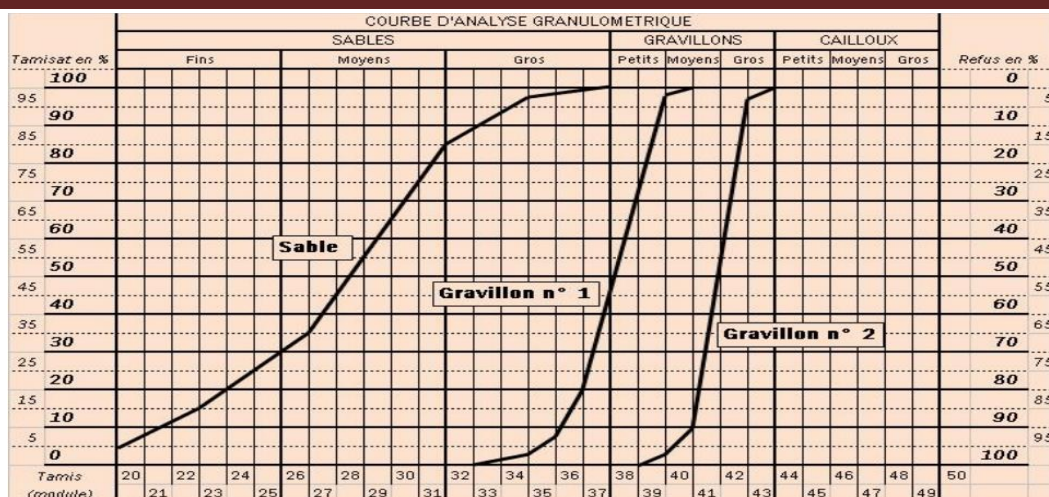


Figure I.1 : Courbe granulométrique d'un granulat d/D

Propreté : Les granulats utilisés en construction ne doivent en aucun cas contenir des impuretés tels que : le charbon, les scories, les déchets de bois, feuilles mortes, les huiles végétales ou les hydrocarbures, dont le pourcentage est supérieur à 0,1%.

L'essai de propreté du gravier se fait par simple lavage et pesée après séchage de celui-ci. Pour le sable, on utilise la méthode d'équivalent de sable :

La hauteur totale (sables et fines) représente la hauteur de l'échantillon, le rapport entre la hauteur de sable brut et la hauteur totale représente la proportion de sable brut dans le sable avec fines. Cette proportion exprimée en pourcentage est appelé E.S : équivalent de sable.

Tableau I.3: Les valeurs de l'équivalent du sable d'après F.GORISSE.F. « Essais et contrôle des béton » P200 Edition Eyrolles1978.

E.S à vue	E.S au piston	Nature et qualité du sable
E.S < 65%	E.S < 60%	Sable argileux : risque de retrait ou de gonflement. Sable à rejeter pour des bétons de qualité ou vérification plus précise de la nature des fines au bleu de Méthylène.
65% < E.S < 75%	60% < E.S < 70%	Sable légèrement argileux de propreté admissible pour les bétons de qualité courante quand le retrait n'a pas de conséquence notable sur la qualité du béton.
75% < E.S < 85%	70% < E.S < 80%	Sable propre à faible proportion de fines argileuses convenant parfaitement pour les bétons de haute qualité.
E.S < 85%	E.S < 80%	Sable très propre. L'absence presque totale de fines argileuses risque d'entraîner un défaut de plasticité du béton qu'il faudra compenser par une augmentation du dosage e eau.

❖ *L'eau de gâchage :*

L'eau utilisée en construction sert à l'hydratation du liant, le mouillage des granulats et pour permettre le malaxage et faciliter la mise en œuvre. La résistance finale d'un béton dépend essentiellement du rapport E/C (masse d'eau / masse de ciment) du mélange.

❖ *Les adjuvants:*

Un adjuvant est un produit chimique ajouté aux bétons, mortiers et coulis au moment de leur confection pour modifier leurs caractéristiques et améliorer certaines propriétés selon le besoin.

❖ *Essai sur béton :*

- *Essai d'affaissement au cône d'Abrams :* essai réalisé sur un béton frais peu fluide pour déterminer sa consistance. L'affaissement est aussi connu sous le nom de *slump* provenant de l'anglais.

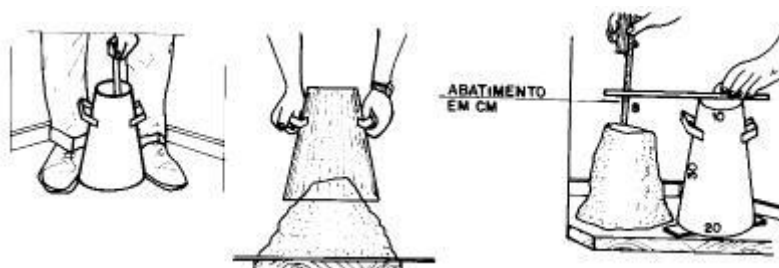


Figure I.2 : Essai d'affaissement au cône d'Abrams.

- *Essai de compression :*

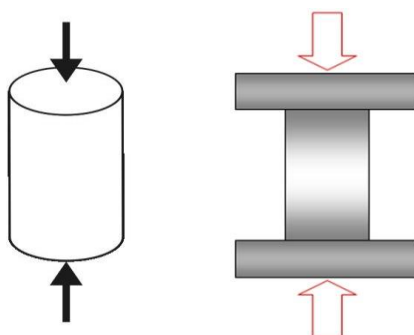


Figure I.3: Essai de compression

- *Essai d'étalement «Flow-Test» :*

La consistance est appréciée dans cet essai par l'étalement que connaît un cône de béton soumis à son propre poids et à une série de secousses. Plus l'étalement est grand et plus le béton est réputé fluide.

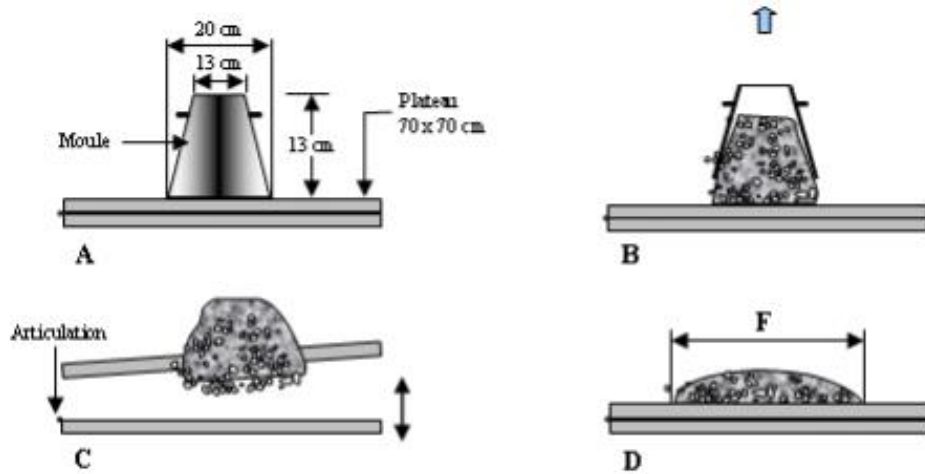


Figure I.4 : Essai d'étalement sur table.

➤ Essai de traction

- Essai de traction par flexion :

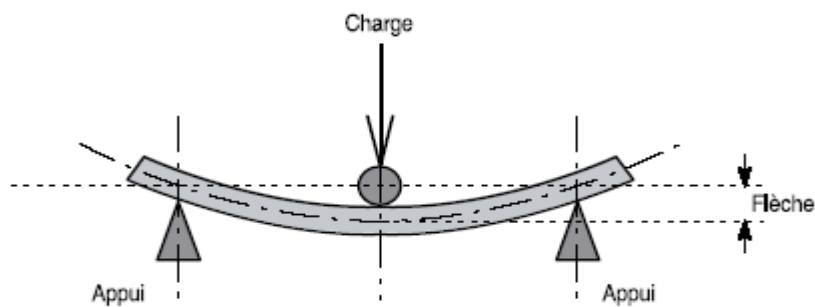


Figure I.5 : Essai de flexion.

➤ Essai de traction par fondage:

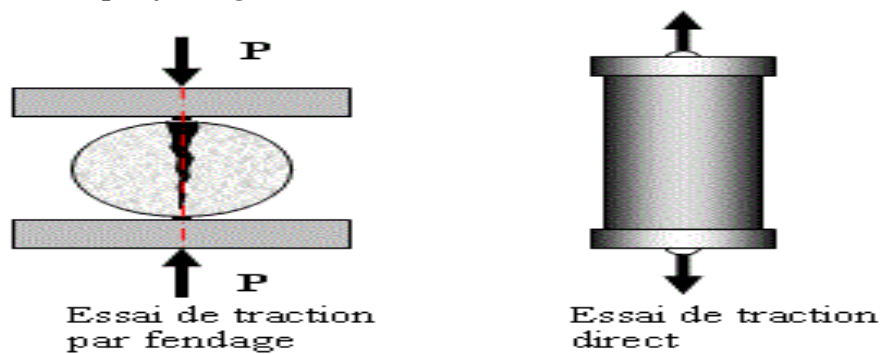


Figure I.6: Essai de traction par flexion .

Dosage du béton :

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes : avec $E/C = 0.5$

✓ Granulats (sable 0/5, gravier 5/25) :

- Gravions : **800 L**

- Sable : **400 L**

✓ Ciment : **350 kg/m³ (CPA 32.5)**.

✓ Eau de gâchage : **175 L**

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m³ et 2500Kg /m³.

❖ **Résistances du béton :**

a) **Résistance à la compression (f_{cj}) :** Pour l'établissement des objets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifique), celle-ci, notée « f_{c28} », cette résistance est mesurée sur des éprouvettes cylindriques ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm, écrasée en compression centre. On peut admettre la résistance à l'âge (j) jours notée « f_{cj} » avec la formule suivante : **(CBA Art : A.2.1.1.1)**.

- Pour $j \leq 28$ jours :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4,76 + 0,83 \cdot j} \dots\dots\dots \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \dots\dots\dots (1). \\ f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{1,40 + 0,95 \cdot j} \dots\dots\dots \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \dots\dots\dots (2). \end{array} \right.$$

- Pour : $28 < j < 60$ jours $\longrightarrow f_{cj} = f_{c28}$

- Pour : $j \geq 60$ jours $\longrightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

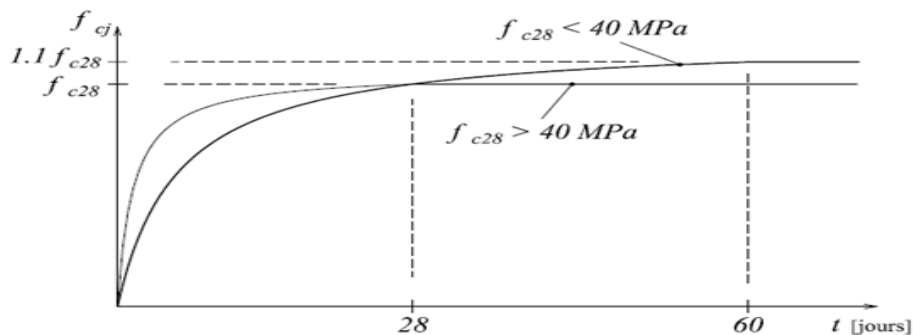


Figure I.7 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge de béton.

-Pour le choix de f_{c28} on peut considérer que :

- (20 MPa) sont facilement atteints sur des chantiers convenablement outillés.
- (25 MPa) sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.
- (25 MPa) peut être atteints dans toutes les régions à condition de choisir convenablement les matériaux et étudier la composition du béton.

-Dans notre cas on considère que :

b) Résistance à la traction (f_{tj}) : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jour notée f_{tj} , est

conventionnellement définie par la relation : **(BAEL 91, art A.2.1, 12).**

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \begin{cases} \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.} \\ f_{tj} = 0.275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

Dans laquelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa (ou N/mm²).

Pour **j = 28 jours** :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

c) Module de déformation longitudinale : Il existe deux modules de déformation longitudinale :

1/ déformations instantanées (E_{ij}) : Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{(BAEL 91, art A.2.1, 21).}$$

f_{cj} : la résistance caractéristique à la compression à (j) jours en « MPa ».

2/ déformations différées (E_{vj}) : Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différée du béton à (j) jours est donnée par :

(BAEL 91, art A.2.1 22).

$$\begin{cases} E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.} \\ E_{vj} = 4400 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa, sans fumée de silice.} \\ E_{vj} = 6100 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa, avec fumée de silice.} \end{cases}$$

Le module de Young différé est pris égal à trois fois le module instantané: $E_{vj} = E_{ij}/3$

Ainsi, pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$:

et

$$E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_{vj} = 10818.87 \text{ MPa}$$

d) Module de déformation transversale :

1/ Module de déformation transversale : Le module de déformation transversale noté «G» est donné par la formule suivante :

E : module de YOUNG.

v : Coefficient de poisson.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

2/ **Coefficient de poisson (ν)** : Le coefficient de poisson est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales. (**BAEL 91, art A.2.1 ,3**).

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \text{ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations.} \\ \nu = 0,2 \text{ (à l'ELS) pour le calcul des déformations.} \end{array} \right.$$

- **Modèles de calcul :**

❖ **A l'ELU :**

• **Diagramme Contraintes Déformations du béton :**

Pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur Figure I.4 :

- ✓ $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$: c'est une section entièrement comprimée (compression pure).
- ✓ $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$: compression avec flexion.

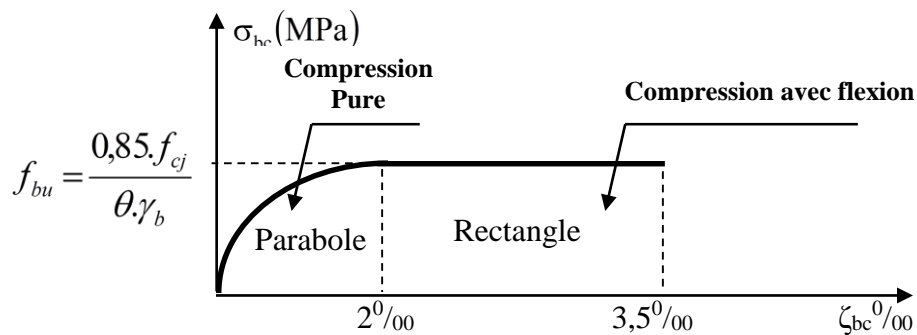


Figure I.8 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU .

Avec :

- f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.
- $f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$ (**BAEL 91, art A.4.3, 41**).
- 0.85 devient 0.80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton :
 - $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \text{situation durable.} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{array} \right.$
- θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \dots\dots\dots t > 24h. \\ 0,9 & \dots\dots\dots 1h < t < 24h. \\ 0,8 & \dots\dots\dots t < 1h. \end{cases}$$

❖ **A l'ELS :**

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_c \quad \text{(BAEL 91, art A.4.5, 2).}$$

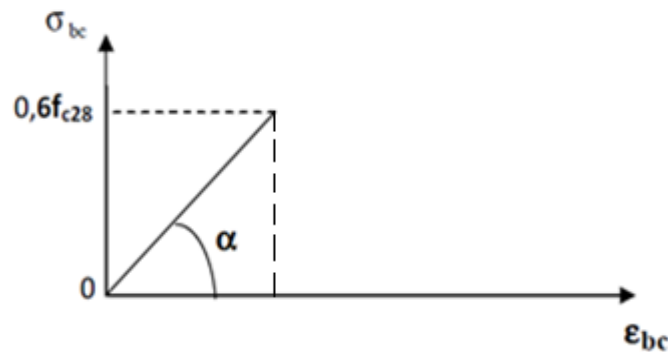


Figure I.9 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.

❖ **La contrainte de cisaillement du béton :**

Elle est limitée par $\tau < \tau_{adm.}$.

• **Cas de fissuration peu nuisible :**

$$\overline{\tau}_u \leq \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

• **Cas de fissuration nuisible ou très nuisible :**

$$\overline{\tau}_u \leq \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa})$$

1.2.2. Aciers :

- **Définition :**

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression. Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton.

Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité, On distingue :

- **Les treillis soudés :** Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement de nuance FeE500.
- **Les ronds lisses :** Ce sont des barres laminées de sections circulaires.

- **Les barres de haute adhérence** : Ce sont des barres de section circulaire ayant subit un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

Selon le **RPA99**, les armatures longitudinales pour béton armé sont des éléments principaux qui doivent être à haute adhérence (HA) avec $f_e \leq 500$ MPa, l'allongement relatif sous charge maximale spécifique doit être supérieur ou égale à 5%.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier $E_s = 2.10^5$ MPa.

- On a trois types d'acier :

Tableau I.4 : Les types d'acier.

Type	Nuance	Limite élastique Fe (Mpa)	Limite de rupture (Mpa)	Allongement a la rupture
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses (RL)	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

- **Dans notre ouvrage, on utilise :**

- Aciers de haute adhérence **FeE400** armatures longitudinales.
- Aciers ronds lisses (RL) **FeE215** étriers, cadres, épingles.
- Treillis soudés (TS) **FeE500** Dalles de compression.

- **Module d'élasticité longitudinale de l'acier :**

- **Diagramme : contraintes déformation :**

❖ **Etat limite ultime** : Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte déformation, ce diagramme se compose de deux parties : (**BAEL 91, art A.2.2, 2**)

- Droite de Hooke ($\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$) de pente ($E = 2.10^5$ MPa) indépendante de la nuance.
- Droite horizontale limitée à 10 ‰ (déformation maximale).

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

$$\text{Avec : } \varepsilon_s : \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}; \gamma_s = \begin{cases} 1.15 \dots \dots \dots \text{Pour une situation courante.} \\ 1 \dots \dots \dots \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

ε_s : Allongement relatif.

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPa (**BAEL 91, art A.2.2, 1**).

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

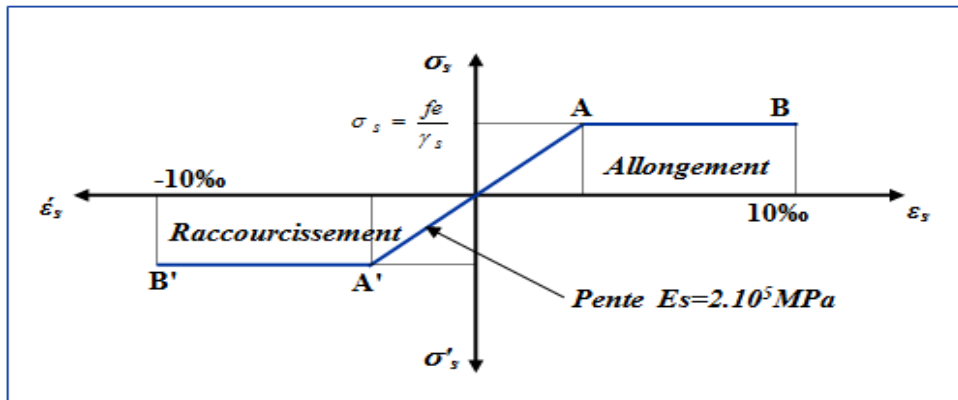


Figure I.10 : Diagramme contraintes Déformations d'acier expérimentale.

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante Avec :

F_r : Résistance à la rupture.

F_e : Limite d'élasticité.

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

ϵ_r : Allongement à la rupture.

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone OA : Domaine élastique linéaire.

Zone AB : Domaine plastique.

Zone BC : Domaine de raffermissement.

Zone CD : Domaine de striction.

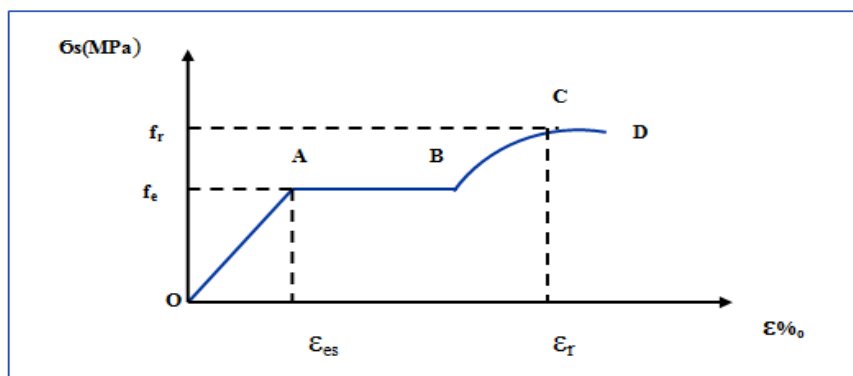


Figure I.11 : Diagramme contrainte déformation de l'acier réelle.

❖ *Etat limite de service :*

A fin de réduire les risques d'ouvertures des fissures dans le béton et selon l'application de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

- ✓ Fissuration peu nuisible : cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation).

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad \longrightarrow \quad \text{(celle de l'ELU)}.$$

- ✓ Fissuration préjudiciable : cas des éléments exposés aux agressions non sévères : chimiques, atmosphériques, ... etc.

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta} f_{tj} \right).$$

- ✓ Fissuration très préjudiciable : cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères.

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta} f_{tj} \right).$$

η : Coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1.6 \text{ pour les aciers a haut adhérence (HA) de diamètre } \geq 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1.3 \text{ pour les aciers a haut adhérence (HA) de diamètre } \leq 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1 \text{ pour les aciers ronds lisses (RL).} \end{array} \right.$$

I. 2.3. Contraintes de calcul :

Durant l'étude de ce projet, les calculs seront conduits avec les caractéristiques mécaniques suivantes :

- Béton :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

- La résistance du béton à la traction est :

- ✓ Le module d'élasticité différé est : $E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa}$
- ✓ Le module d'élasticité instantané est : $E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$

• **ELU :**➤ **Contrainte ultime de compression :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} \quad \text{.Tel que :}$$

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.15 \dots \dots \dots \text{Pour une situation courante.} & \Rightarrow f_{bu} = 14.20 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1 \dots \dots \dots \text{Pour une situation accidentelle.} & \Rightarrow f_{bu} = 18.48 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ **Contrainte ultime de traction (à 28 jours) :**

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$\mathbf{f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}}$$

ELS :

➤ **Contrainte ultime de compression :**

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad ; \quad \mathbf{\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}}$$

➤ **Contrainte ultime de cisaillement de béton :**

Lorsque les armatures sont d'âmes droites et lorsqu'elles comportent à la fois des barres relevées et des barres droites, la contrainte admissible est définie selon le mode de fissuration :

- $\tau = \min(0.13 \cdot f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \dots$ fissuration peu nuisible.
- $\tau = \min(0.1 \cdot f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots$ fissuration préjudiciable (ou très préjudiciable).

- Acier :

• **ELU :**

$$\mathbf{f_e = 400 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \longrightarrow \sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

• **ELS :** Il y'a 03 cas à distinguer :

➤ **Fissuration peu nuisible (peu préjudiciable) :**

Il n'y a aucune vérification à faire en de hors de la vérification à l'ELU.

➤ **Fissuration nuisible (préjudiciable) :**

$$\sigma_s = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{tj}) \text{ MPa.}$$

$$\eta = \begin{cases} 1 \dots \dots \dots \text{Pour (R.L).} \\ 1.6 \dots \dots \dots \text{Pour (H.A).} \end{cases}$$

➤ **Fissuration très nuisible :**

$$\sigma_s = \min(0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta} f_{tj}) \text{ MPa.}$$

I.3. Hypothèses de calcul :

I.3.1. Définition des états limites : C'est un ensemble d'états pour lequel il convient de justifier la sécurité d'une construction, Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré est jugé inapte à remplir sa fonction. On distingue des états limites ultimes et des états limites de service :

- **Etats limites ultimes (ELU)** : Leur dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage. Ils correspondent à la limite :

- de l'équilibre statique de la construction (renversement).
- de la résistance de chacun des matériaux (rupture).
- de la stabilité de forme (flambement).

1.3.2. Hypothèse de calcul à l'ELU :

- Conservation des sections planes après déformation.
- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est limitée à 3,5‰ en flexion simple et 2 ‰ en compression simple.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10 ‰.

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :

- **Pivot A** : les pièces soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B** : les pièces soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C** : les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

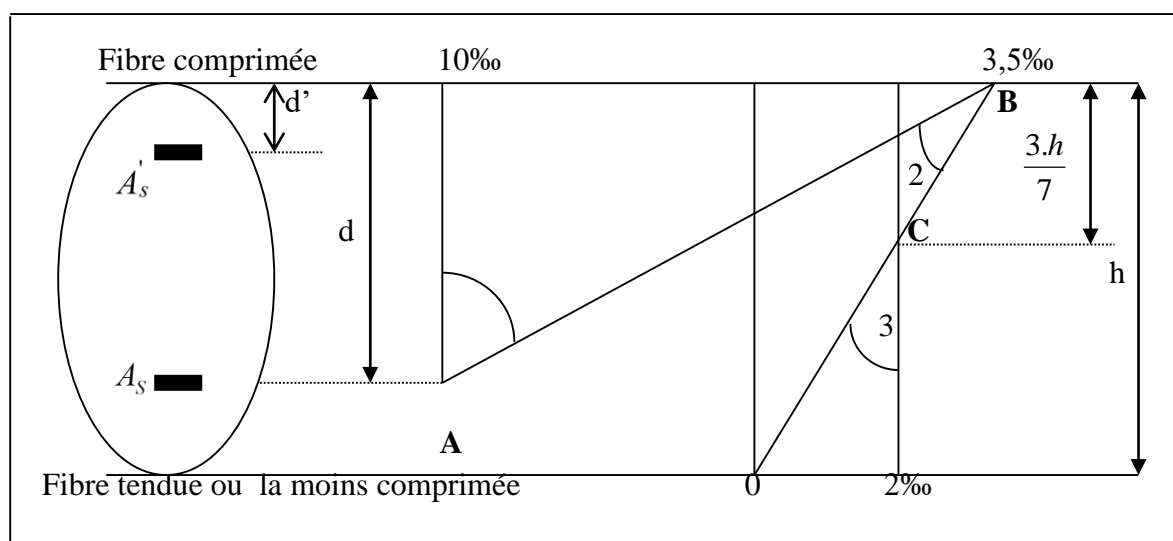


Figure I.12 : Diagramme des déformations limites de la section .

- **Etats limites de service (ELS)** : Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure, ils correspondent à :

- la valeur limite de la compression du béton ou de traction des aciers.
- la valeur limite de l'ouverture des fissures pour la sécurité de l'ouvrage.
- la valeur limite des déformations acceptables des éléments de la structure.

I. 3.3. Hypothèses de calcul à l'ELS :

- les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures. Le béton tendu est négligé.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E = 15E_b$; $n = 15$) $n=15$: coefficient d'équivalence.

CHAPITRE II

Prédimensionnement des éléments

II. Pré-dimensionnement des éléments

Introduction :

Le but du pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99/Version 2003**, **CBA93** et le **B.A.E.L.91** et dont le but est d'arriver à déterminer des épaisseurs économiques afin d'éviter un sur coût d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être modifiés après certaines vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.1. Poutres :

Les dimensions des poutres doivent respecter les règles du RPA99/2003 et BAEL99, le pré-dimensionnement des poutres principales (longitudinales) et des poutres secondaires (transversales)) sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Le pré dimensionnement des poutres longitudinales et des poutres transversales.

Règle	Formule	Poutre transversale	Poutre longitudinale
		$L_{\max} = 5.00 \text{ m}$	$L_{\max} = 6.7 \text{ m}$
BAEL 99	Hauteur $L_{\max}/15 \leq h \leq L_{\max}/10$	$33.33 \leq h \leq 50.0$ On prend : h = 45 cm	$46.66 \leq h \leq 67.0$ On prend : h = 55 cm
	Largeur $0.3h \leq b \leq 0.7h$	$13.5 \leq b \leq 31.5$ On prend : b = 30 cm	$16.5 \leq b \leq 38.5$ On prend : b = 30 cm
RPA99/V2003 Art 7.5.1	La vérification		
	$h \geq 30 \text{ cm}$	CV	CV
	$b \geq 20 \text{ cm}$	CV	CV
	$h/b \leq 4$	$1.5 < 4$	$1.83 < 4$

Avec :

- L_{\max} : portée de la poutre
- h : hauteur de la section
- b: largeur de la section

Nous avons changé la forme des poutres principales afin de réduire la longueur des poutrelles a la forme T.

On calcul la largeur efficace :

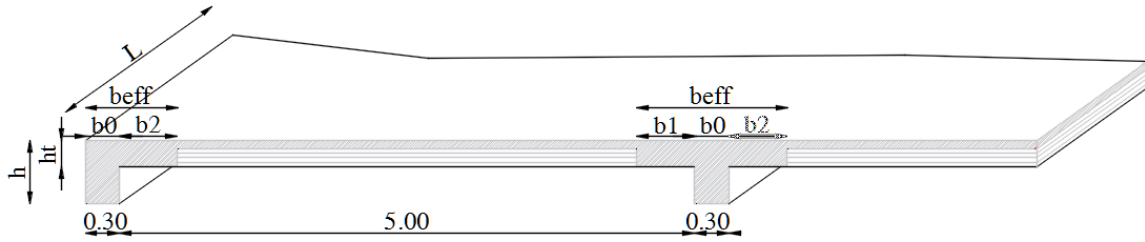


Figure II.1 : schéma de la poutre

$$b_{eff} = b_0 + b_1 + b_2 \quad b_0 = 30$$

L_{max} : la longueur maximale de la poutre $L_{max} = 670$ cm

$$\frac{L_{max}}{10} \geq b_1 \rightarrow L_{max} = 670 \text{ cm} \quad \text{donc : } b_1 \leq 67 \text{ cm} \rightarrow b_1 = 50 \text{ cm}$$

$$b_{eff} = 2b_1 + b_0 \rightarrow b_{eff} = 130$$

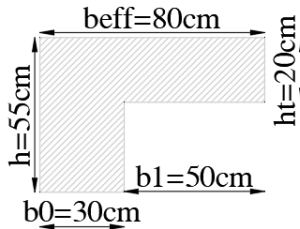


Figure II.2 : Poutre principale. De rive

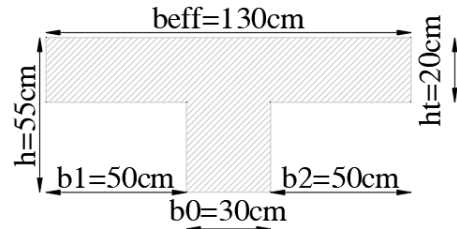


Figure II.3 : Poutre principale intermédiaire

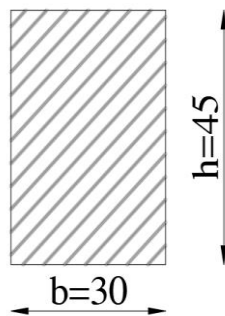


Figure II.4 : Poutre secondaire

II.2. Plancher :

▪ Plancher à corps creux :

Notre plancher est en corps creux, il est constitué de :

- poutrelle préfabriquée en B.A, disposées parallèlement et espacée de 0.65m
- dalle de compression supérieure en béton .

Principalement, ils assurent deux fonctions :

- **Fonction de la résistance mécanique** : les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges permanentes et les surcharges.
- **Fonction d'isolation** : ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

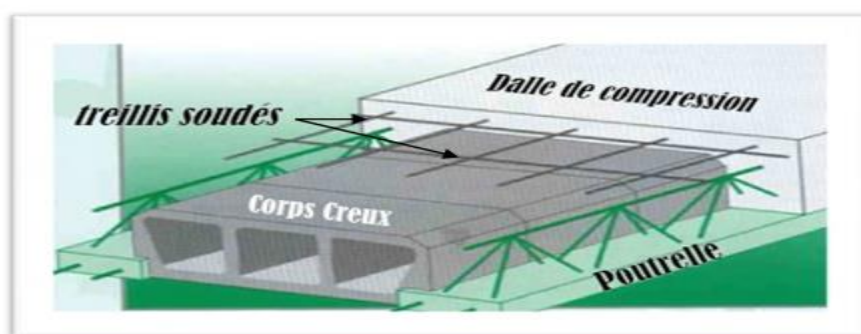
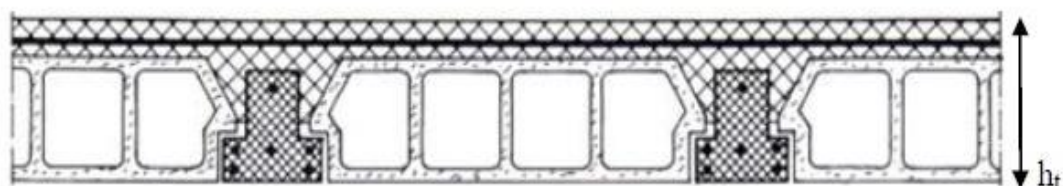


Figure II.5 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

L'épaisseur de plancher (e) est déterminée à partir des conditions suivantes :

- Condition acoustique : Pour assurer une isolation minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 13cm.
- Condition de résistance à la flèche :

$$h_t \geq \min(L_{x \max}, L_{y \max}) / 22.5.$$

$L_{x \max, y \max}$: distance maximale entre nus d'appuis selon le sens de disposition des poutrelles.

$$L_{\max} = 5.30 - 1.30 \longrightarrow L_{\max} = 4.00\text{m} \longrightarrow h_t \geq 17.78\text{cm}$$

$$\text{Donc on prend : } h_t = 20 \text{ cm} \longrightarrow (16 + 4) \text{ cm}$$

Avec : 16 cm \longrightarrow corps creux.

4 cm \longrightarrow la dalle de compression.

II.3. Balcon :

- **Type 01 :**

Les balcons en corps creux (16+4).

- **Type 02 :**

Les balcons sont constitués d'une dalle pleine encastrée d'un bord et libre d'un autre.

L'épaisseur de la dalle « e » est conditionnée par :

$$e \geq \frac{L}{10} \quad \text{Avec :} \quad L : \text{ largeur de balcon.}$$

$$e \geq \frac{140}{10} \quad \rightarrow \quad e \geq 14 \text{ cm}$$

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

II.4. Escalier

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le Passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue aussi une issue des secours importante en cas d'incendie.

Dans notre cas on a 3 types d'escalier :

Type (1) : ES : H = 3.06m escalier 2 volées

Type (2) : RDC et 1^{er} étage : H=4.08m demi – tournant balancé

Type (3) : Autre étage : H=3.40m escalier 2 volées

Type 1 :

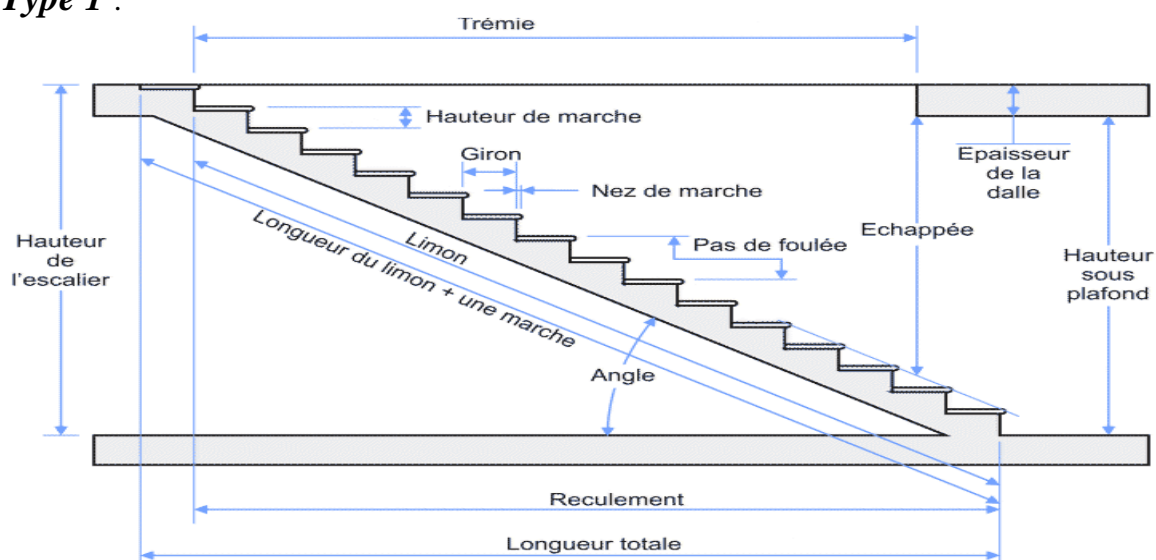


Figure II.6 : schéma d'escalier.

Caractéristiques techniques : Un escalier est caractérisé par :

- g : largeur de marche (giron).
- h : hauteur de la contre marche.
- n : nombre de marche.
- L : largeur la volée.

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de

BLONDEL : $\rightarrow 59 < (g+2h) < 66$.

On prend : $h = 17 \text{ cm}$ $25 < g < 32$.

Donc on prend $g = 30$ cm.

Hauteur de ES et des etages courants : $H = 3.06$ m

Détermination du nombre de marches : $n = H/h = 306/17 = 18$ marches (9+9).

Hauteur de la paillasse : $H' = 0,17 \cdot 9 = 1.53 \Rightarrow H' = 1.53$ m.

Détermination de la longueur de la ligne de foulée :

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

Détermination de l'inclinaison de la paillasse : $\text{tg } \alpha = H'/L \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$.

Détermination de la largeur de la paillasse : $L_p = H'/\sin \alpha \Rightarrow L_p = 2.84$ m.

Détermination de l'épaisseur de la paillasse (condition de résistance) :

$$L_p/30 \leq e \leq L_p/20 \Rightarrow e = 20 \text{ cm.}$$

Tableau II.2 : Le dimensionnement des escaliers niveau RDC et l'étage courant :

	H (m)	N	H'(m)	L(m)	A	Lp(m)	e (paillasse)	e palier)
Type 1	3.06	18	1.53	2.40	32.51	2.84	20	20
Type 3	3.40	20	1.70	2.70	32.19	3.19	20	20

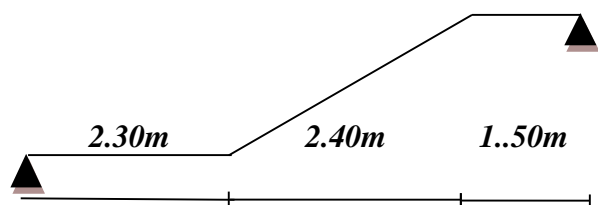


Figure II.7 : schéma statique de l'escalier type 1

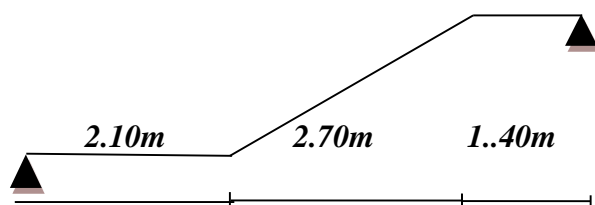


Figure II.8 : schéma statique de l'escalier type 3

Type 2 : escalier demi – tournant balancé d'une paillasse en béton armé.

Dimensions des escaliers :

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule

de BLONDEL ($59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$).

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser cette condition.

$$g + 2h = 64\text{cm} \dots\dots (*)$$

Avec :

h : Hauteur de la contre marche

g : Giron

L'hauteur de la contre marche $14\text{ cm} \leq h \leq 17\text{ cm}$, on prend : $h = 17\text{ cm}$

$$59\text{ cm} \leq g + 2(17) \leq 66\text{ cm} \longrightarrow g = 30\text{ cm}$$

La condition (*) est vérifiée en adoptant pour une hauteur des marches $h = 17\text{cm}$ et un giron

$$G = 30\text{ cm}$$

Calcul du nombre de contre marches et de marches

Soit n le nombre de contre marches, et m le nombre de marches

$$\text{Pour : } H = 4.08\text{ m}$$

$$H/2 = 2.04\text{ m} ; h = 0,17\text{m} ; \text{ donc : } n = \frac{H}{h} = \frac{2.04}{0,17} = 12$$

$n = 12$ contre marches.

$$m = n - 1 = 12 - 1 = 11\text{ marches} \longrightarrow m = 11\text{ marches}$$

La ligne de foulée L_f :

$$L_f = g(n - 1) = 0,3(12 - 1) = 3.30\text{ m} \longrightarrow L_f = 3.3\text{ m}$$

Emmarchement E :

$$E = \frac{l-j}{2} = \frac{3.00-20}{2} = 1,40\text{ m} \longrightarrow E = 1,40\text{ m}$$

Pré dimensionnement de la pailasse et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur les deux (02) côtés et dont l'épaisseur doit vérifier :

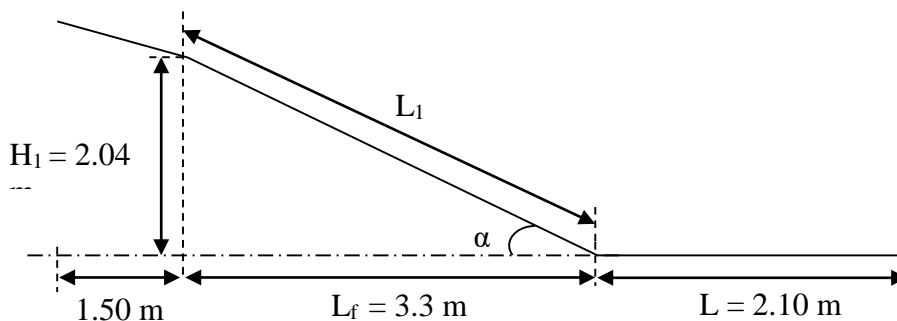


Figure II.9 : schéma statique de l'escalier type 2

$$\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20}$$

$$H_1 = h \times n$$

$$H_1 = 0,17 \times 12 = 2.04 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = \frac{H_1}{L_f} = \frac{2.04}{3.3} \longrightarrow \alpha = 31.72^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_f}{L_1} \longrightarrow L_1 = \frac{3.3}{\cos 31.72} \longrightarrow L_1 = 3.88 \text{ m}$$

$$L_0 = L_f + L = 3,88 + 2,10 \longrightarrow L_0 = 5,98 \text{ m}$$

$$\frac{598}{30} \leq ep \leq \frac{598}{20} \longrightarrow 19.93 \text{ cm} \leq ep \leq 29.9 \text{ cm} ; \text{ on prend : } e = 20 \text{ cm}$$

II.5. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.

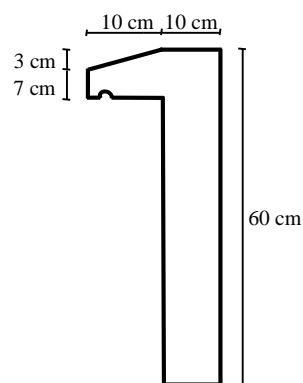


Figure II.10: L'acrotère.

II.6. Les Voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé, ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations.

D'après l'article 7.7.1 du RPA 99 version 2003 :

- $L \geq 4 e$
- L'épaisseur minimale $e_{\min} = 15 \text{ cm}$.

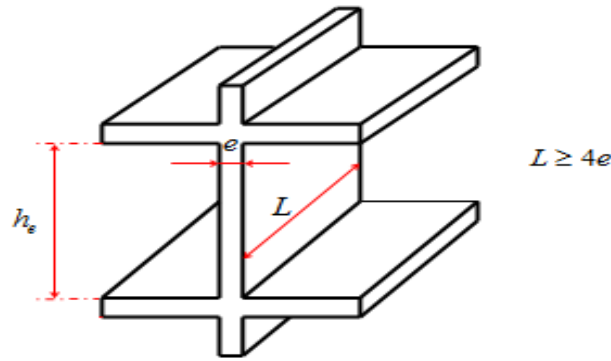


Figure II.11 : coupe du voile en élévation.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités comme l'indique la figure II.8 :

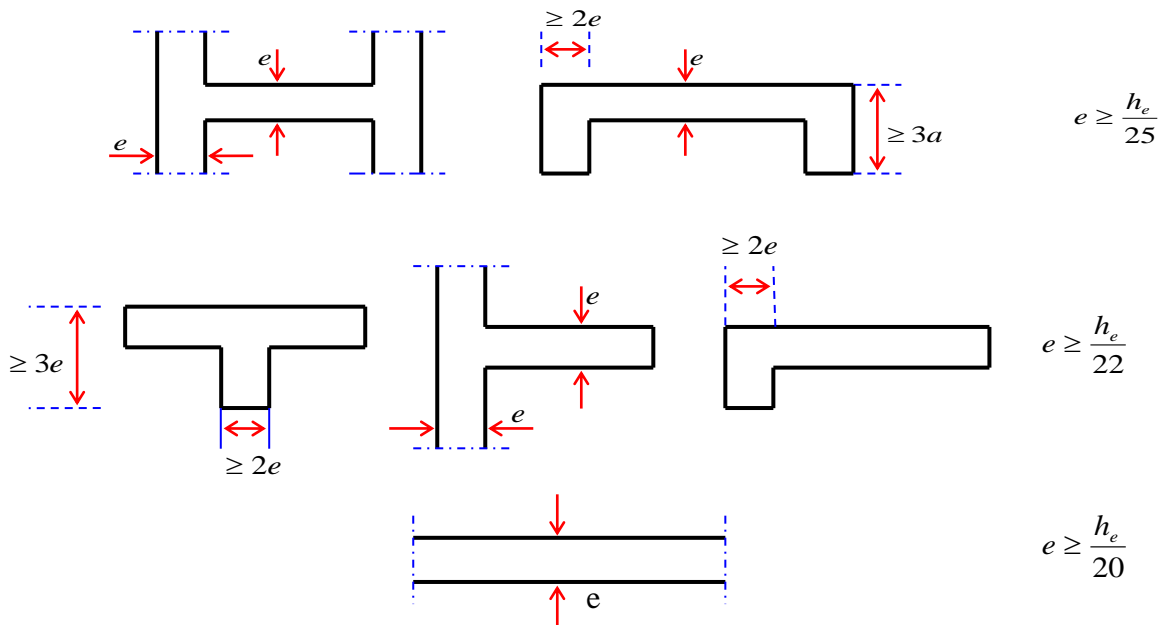


Figure II.12 : coupe du voile en plan.

$$h_{RDC} - h_{poutre.principale} = h_{Voile RDC}$$

$$\longrightarrow h_e = h_{Voile RDC} = 4.08 - 0.55 \longrightarrow h_e = 3.53 \text{ m.}$$

De ce dernier résultat on peut pré-dimensionner l'épaisseur du voile avec les lois mentionné dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.3 : Le pré dimensionnement des voiles.

	h_e (m)	Voile d'angle	
		Voile en L	Voile droit
Formule		$e \geq \max \{ h_e/22, 15 \}$	$e \geq \max \{ h_e/20, 15 \}$
RDC	3.53	$e \geq \max \{ 16.04, 15 \}$ $e \geq 16.04$ cm	$e \geq \max \{ 17.65, 15 \}$ $e \geq 17.65$ cm
$e_{adopté}$		20 cm	2 cm

II.7 .Descente des charges :➤ **Charges d'exploitations :****Tableau II.4 : Evaluation des charges d'exploitations de notre structure.**

Nature des locaux	Valeurs (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher courant à usage hébergement collectif dortoirs	2.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

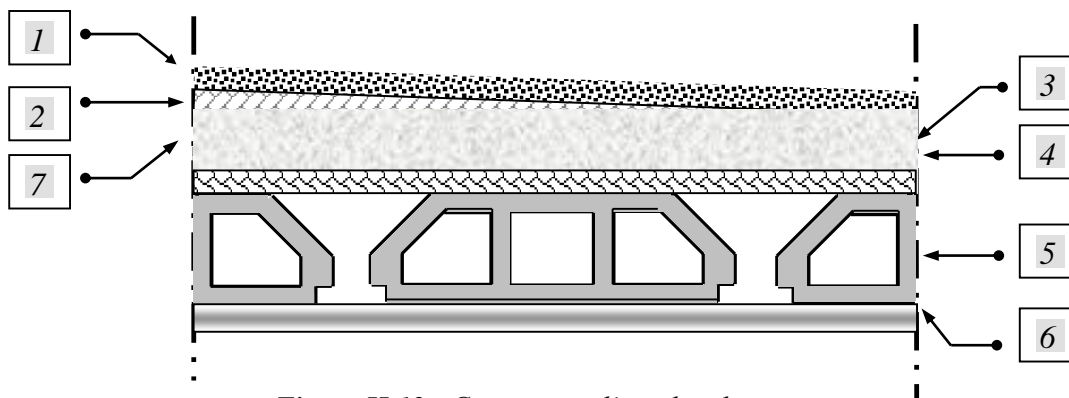
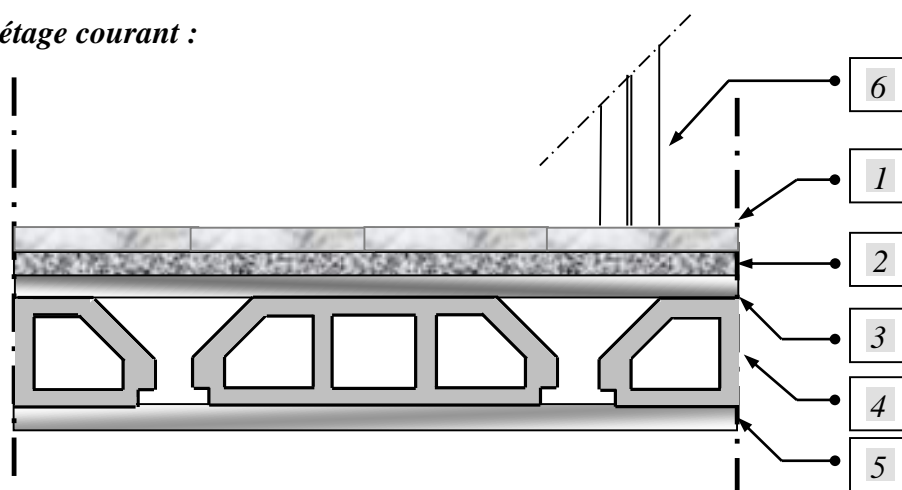
➤ **Charges permanentes :****1- Plancher terrasse (inaccessible) :****Figure II.13 : Constituant d'un plancher terrasse .**

Tableau II.5 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.

Numéro	Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	5	16	0.8
2	Multicouche d'étanchéité	2	6	0.12
3	Papier kraft	2 feuilles	/	0.5
4	Isolation thermique	8	4	0.32
5	Plancher corps creux (16+4)	20	/	2.85
6	Enduit en plâtre	2	10	0.2
7	Forme de pente	8	23	1.84
G_{TOTAL}				6.63

2- Plancher étage courant :**Figure II.14 :** Constituant d'un plancher courant.**Tableau II.6 :** Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

Numéro	Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Chape de mortier	2	20	0.4
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Plancher corps creux (16+4)	20	/	2.85
5	Enduit en plâtre	2	10	0.2
6	Cloison de séparation	/	/	1
G_{TOTAL}				5.21

3- Murs extérieurs et intérieurs (maçonnerie en briques creuses) :

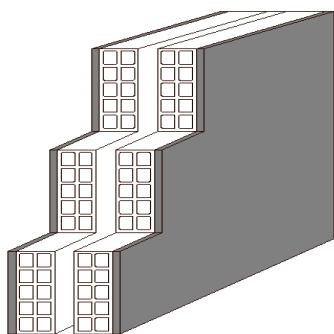


Figure II.15: Murs d'extérieurs .

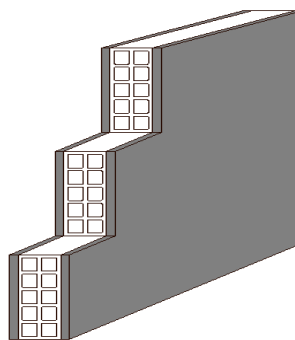


Figure II.16: Murs d'intérieurs .

Tableau II.7: Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit en plâtre	2	10	0.2
Briques creuses	10	9	0.9
Lame d'air	5	0	0
Briques creuses	10	9	0.9
Revêtement de ciment	2	20	0.4
G_{TOTAL}			2.4

Tableau II.8 : Evaluation des charges permanentes dues au mur intérieur.

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit en plâtre	2	10	0.2
Briques creuses	10	9	0.9
Revêtement de ciment	2	20	0.4
G_{TOTAL}			1.5

4- Escalier (palier et paillasse)**Palier :****Tableau II.09 : Evaluation des charges permanentes de palier :**

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Mortier de pose	2	20	0,40
Poids propre du palier	20	25	5,00
Enduit en ciment	2	18	0,36
Totale G			6,52

Paillasse :**Tableau II.10 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse :**

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Paillasse	20 / cos α	25	5,91
Marche	h / 2	25	2,12
Mortier de pose	2	20	0,40
Carrelage	2	20	0,40
Enduit en ciment	2	18	0,36
Garde corps	/	/	1
Totale G			10.19

5- L'acrotère :

$$\begin{aligned} \text{Surface acrotère} &= (0.1 \times 0.6) + (0.1+0.2) \times 0.1 / 2 \\ &= 0.075 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Tableau II.11 : Evaluation des charges permanentes de L'acrotère

Eléments constituants	Masse volumique (KN /m3)	Surface (m2)	Masses linéaires (KN /m)
Total	25	0.075	1.88

6-Balcon :*Tableau II.12 : Evaluation des charges permanentes de balcon.*

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Chape de mortier	2	20	0.4
Lit de sable	2	17	0.34
Dalle en B A	15	25	3.75
Enduit en plâtre	2	10	0.2
G_{TOTAL}			5.13

CHAPITRE III

Etude des éléments secondaires

III. Etude des éléments secondaires

Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

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

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : les escaliers, l'acrotère, les planchers à corps creux, les balcons, ...etc.

III.1. Etude de l'acrotère :

III.1.1. Définition:

Notre ouvrage comprend un seul type d'acrotère. L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

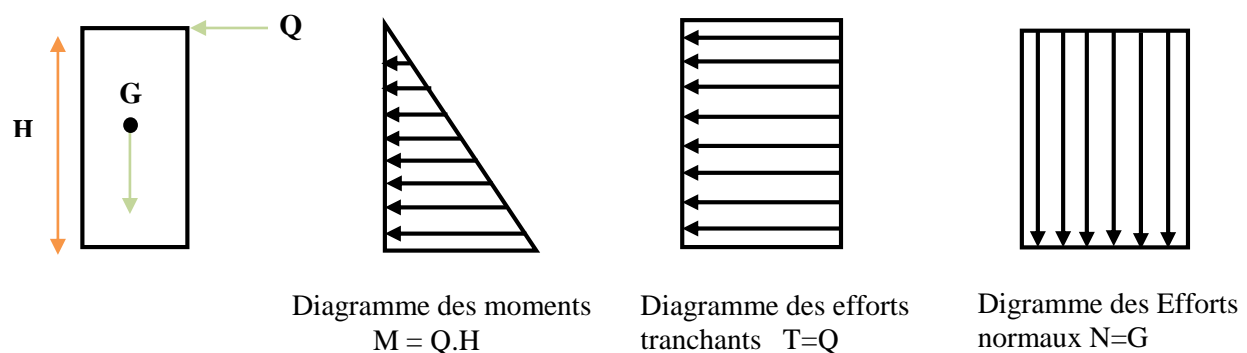


Figure III.1 : schéma statique de l'acrotère

III.1.2. Vérification au séisme :

D'après le RPA99V2003 (Article 6.2.3) les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique (zone III) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe2) **A = 0.25**

C_P : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 dans le tableau (6.1) RPA99/2003).

$C_P = 0,80$ (élément en console)

W_P : poids de l'acrotère

$$W_P = 1.88 \text{ KN/ml}$$

D'où : $F_P = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.88$

donc :

$$F_P = 1.50 \text{ KN/ml}$$

❖ **Les charges:**

Poids propre de l'acrotère: $G = 1.88 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Force sismique : $F_P = 1.50 \text{ KN/ml}$

Donc la sur charge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max \{ 1 ; 1.5 \} \implies Q = 1.5 \text{ KN/ml}$$

Sollicitations:

G : Crée un effort normal : $N_G = G = 1.88 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_G = 0$

Q : Crée un effort normal : $N_Q = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_Q = Q \times H = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$

F_P : Crée un effort normal : $N_{F_P} = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_{F_P} = F_P \cdot 2.h/3 = 0.6 \text{ KNm}$

❖ **Combinaison des sollicitations :**

ELU : $N_U = 1.35N_G + 1.5N_Q$

$$M_U = 1.35M_G + 1.5M_Q$$

ELS : $N_{ser} = N_G + N_Q$

$$M_{ser} = M_G + M_Q$$

Tableau III.1 : les moment et les effort tranchant trouvés des balcons

Cas	combinaisons	M(KN.m)	N(KN)
ELU	$1.35G + 1.5Q$	1.35	2.54
ELS	$G + Q$	0.9	1.88

III.1.3. Ferrailage de l'acrotère:

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire (**1ml**). pour le calcul, on considère une section (**b×h**) **cm²** soumise à la flexion composée.

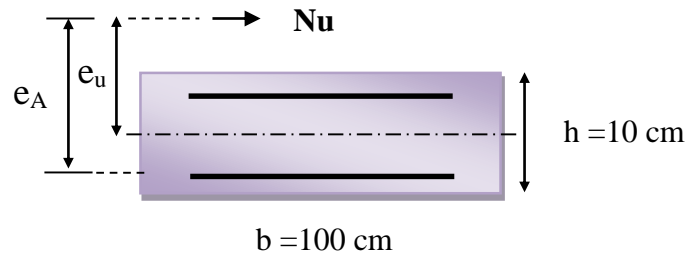


Figure .III.2: section de calcul d'acrotère .

h : Epaisseur de la section : 10 cm.

b : largeur de la section : 1ml.

c et c' : Enrobage : 2 cm.

d = h – c' : Hauteur ultime.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

- Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{1.35}{2.54} = 0.53 \text{ m}$$

$$e_u \approx 53 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$\frac{h}{2} - c < e_u$ \Rightarrow Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif **M_f** puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

- Calcule en flexion simple :

❖ **Moment fictif:**

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow \begin{cases} M_u = 1.35 \text{ KN} \\ N_u = 2.54 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_f = 1.35 + 2.54 \left(0.08 - \frac{0.10}{2} \right) = 1.42 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment réduit :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} d^2 b_0}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1.42 \times 10^6}{1000 \times (80)^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.015$$

❖ **Les hypothèses du calcul :****D'après BAEL :**

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \quad \text{pour la flexion simple ou composé.}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \quad \text{pour la compression simple ou composé.}$$

$$\alpha_l = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}} \longrightarrow \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.667 \text{ avec}$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E}$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 0.00174$$

$$\varepsilon_{se} = 1.74 \text{ ‰}$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.667 \times (1 - 0.4 \times 0.667)$$

$$\mu_{bu} = 0.015 < \mu_l = 0.391$$

la section est simplement armée, $A_s' = 0$ (pas d'armature comprimée).

❖ **Section d'armature :**

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \text{ tel que : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.015)}) = 0.0125$$

$$\text{Donc : } \beta = 0.992$$

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

$$A_s = \frac{1.42 \times 10^6}{0.992 \times 80 \times 348} = 51.42 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.51 \text{ cm}^2$$

- Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée:

$$A = A_s - \frac{Nu}{\sigma_s} = 0.51 - \frac{2.54 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.44 \text{ cm}^2$$

III.1.4. Vérification à L'ELU :

- Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99)

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \max \left\{ \frac{bh}{1000}, A_{\min} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_{ed}} \\ f_{ed} = 400 \text{ Mpa} \\ f_{t28} = 0.6 + 0.06 (f_{c28}) = 2.1 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$A_s \geq \max \left\{ \frac{100 \times 10}{1000}, 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_s \geq \max \{ 1 \text{ cm}^2, 0.97 \text{ cm}^2 \}$$

- D'après l'article B.5.3.1 du CBA93 la section minimale d'armatures longitudinales est égale à :

$$0,25\% B \quad \text{pour} \quad f_{t28} \leq 2,4 \text{ MPa}$$

$$0,20\% B \quad \text{pour} \quad f_{t28} \geq 2,4 \text{ MPa}$$

Avec :

B : la section de béton

$$\text{Dans notre cas on a: } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} < 2.4 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad A_s = 0,25\% B$$

$$B = 10 \times 100 = 1000 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{0,25}{100} \times 1000 = 2.5 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = 0.28 \text{ cm}^2 \leq 2.5 \text{ cm}^2$$

alors on adoptera : $A_s = 2.5 \text{ cm}^2$

Conclusion :

On adopte : $A_s = 5T8 = 2.52 \text{ cm}^2$ avec espacement

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm.}$$

❖ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.52}{4} = 0.63 \text{ cm}^2 \quad \text{Repartie sur 60 cm de hauteur, avec un espacement :}$$

$$S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm} \quad \text{On adopte: } A_s = 5T8 = 2.52 \text{ cm}^2$$

- Vérification au cisaillement : (Art III.2 / BAEL 91):

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que : **(La fissuration est préjudiciable)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \quad \longrightarrow \quad T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{KN}$$

Avec :

τ_u Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1 \times 10^3 \times 80}$$

$$\tau_u = 0.018 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.5} = 2.5 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{donc :}$$

$$\tau_u = 0.018 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

☞ **Conclusion:**

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Vérification d'adhérence des Barres au cisaillement: (BAEL 91 art 5.1.1)

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} < \bar{\tau}_s = \Psi_s f_{t28} \\ \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum u_i} \end{array} \right. \quad (\Psi_s: \text{Coefficient de scellement})$$

Ψ_s : 1.5 (acier Fe400, haute adhérence)

τ_{se} : Contrainte du cisaillement

$\bar{\tau}_s$: Contrainte d'adhérence

$\sum u_i = n\pi\emptyset$: **Somme** du périmètre utile des barres

n: nombre des barres

\emptyset : Diamètre des barres ($\emptyset=8\text{mm}$)

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum u_i = 5 \times 3.14 \times 8 = 125.6 \text{ mm} \\ \tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 (80)(125.6)} = 0.17 \text{ Mpa} \\ \bar{\tau}_s = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa} \\ 0.17 < 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée donc Il n'est y a pas de risque} \\ \text{d'entraînement des barres .} \end{array} \right.$$

III.1.5. Vérification à l'ELS:

On doit vérifier les deux conditions suivantes : (BAEL.2.P85)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La contrainte dans le béton : } \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \\ \overline{\sigma}_s \text{ est choisie en fonction de la fissuration) } \\ \text{La contrainte dans l'acier : } \sigma_s < \overline{\sigma}_s \end{array} \right.$$

- Vérification des contraintes maximales dans le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé.

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \left[A_s (d-y)^2 + A_s' (y-d')^2 \right] \quad (\text{Moment d'inertie})$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{avec :}$$

Y : position de l'axe neutre

✓ **Position de l'axe neutre:**

$$Y = \eta (A_s + A_s' / b) \left[\sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA_s'}{7.5(A_s + A_s')^2}} - 1 \right] \dots\dots\dots \text{BAEL.91.P.155}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \eta = 15 \quad \text{c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.} \\ A_s' = 0 \end{array} \right.$$

$$Y = 15 \frac{2.52}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{8 \times 100}{7.5 \times 2.52}} - 1 \right]$$

$$Y = 2.11 \text{ cm}$$

✓ **Calcul de Moment d'inertie I :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \left[A_s (d-y)^2 + A_s' (y-d')^2 \right]$$

$$I = \frac{100}{3} 2.11^3 + 15 \left[2.52 (8-2.11)^2 \right]$$

$$I = 1624.49 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$K = \frac{0.6 \times 10^6}{1624.49 \times 10^4} = 0.036 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.036 \times 2.11 \times 10$$

$$\sigma_{bc} = 0.76 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

0.76 Mpa < 15 Mpa \Rightarrow la condition est vérifiée

- Vérification des contraintes maximales dans l'acier:

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1.6 \\ f_e = 400 \text{ Mpa} \\ f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 266.66 \text{ Mpa} ; 201.63 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = n \times K (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times 0.036 \times (80 - 21.1)$$

$$\sigma_s = 31.81 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

31.81 Mpa < 201.63 Mpa \Rightarrow la condition est vérifiée.

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables.

III.1.6. Schéma de ferrailage de l'acrotère :

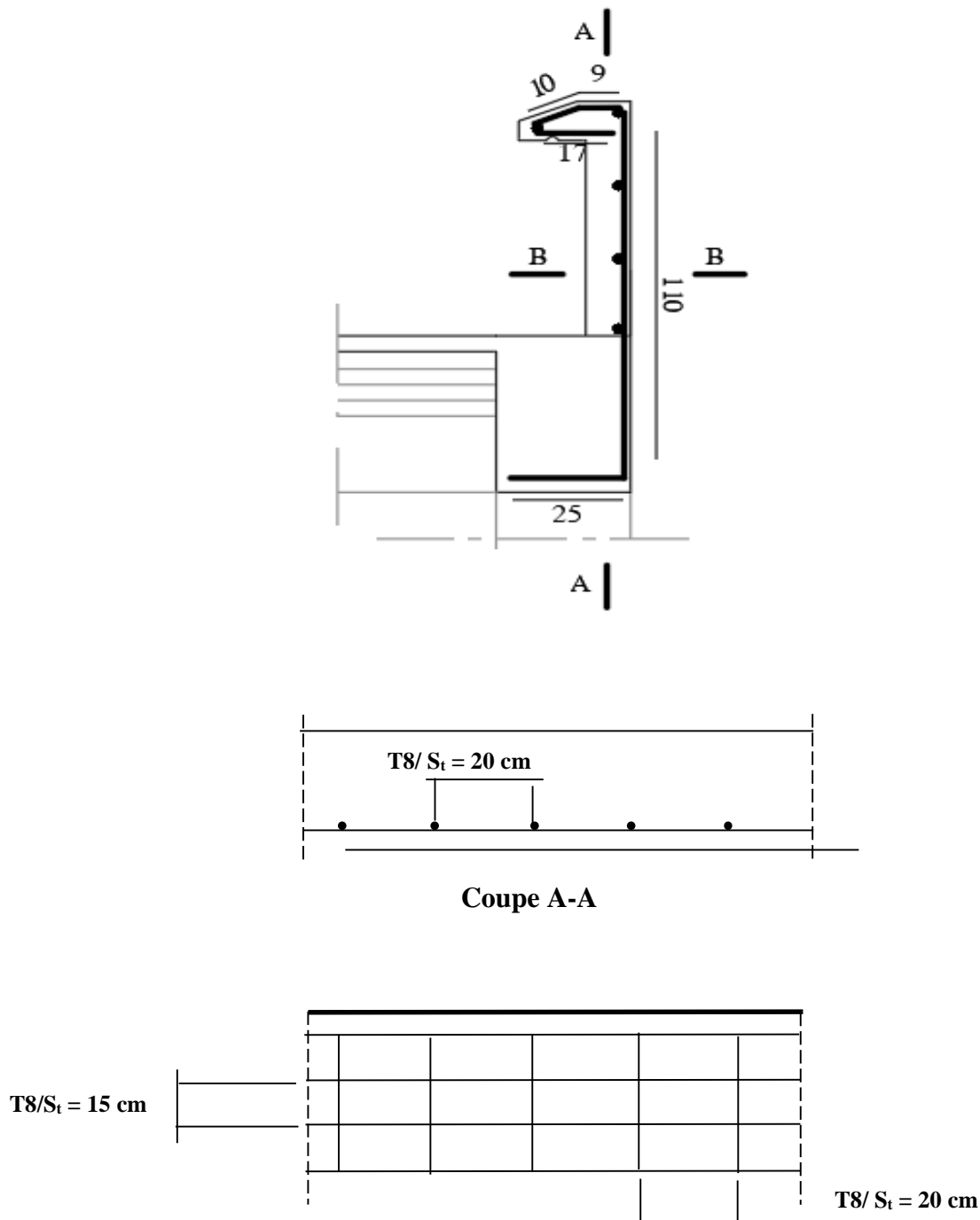


Figure .III.3 : Coupe B-B de l'acrotère .

III.2.Calcul des balcons:

III.2.1. Définition :

Les balcons se comportent comme une console en dalle pleine ayant une extrémité encastree dans les planchers et l'autre libre. On prend 1m de largeur encastree dans les poutres, elle est calculée comme une console et ferrailée en flexion simple.

III.2.2. Évaluation des charges :

- Poids propre : $G=5.31 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$
- Force concentrée du au poids de Gard corps : $P = 0.95 \text{ KN/m l}$
- L'épaisseur de la console : $e = 15\text{cm}$ et $d = 13.5 \text{ cm}$

III.2.3. Calcul des sollicitations :

☞ Schéma statique :

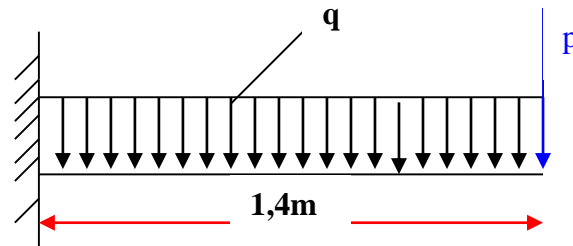


Figure III.4 : schéma statique des balcons

☞ Les combinaisons de charge :

1. A ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \cdot 1 = 12.41 \text{ KN/ml}$$

2. A ELS :

$$q_{ser} = (G + Q) \cdot 1 = 8.81 \text{ KN/ml}$$

☞ Calcul des moments :

1. A ELU :

$$M_u = 1.35pl + \frac{q_u l^2}{2} = 13.96 \text{ KN.m}$$

2. A ELS :

$$M_s = pl + \frac{q_s l^2}{2} = 9.96 \text{ kN.m}$$

☞ Calcul les efforts tranchants :

1. A ELU :

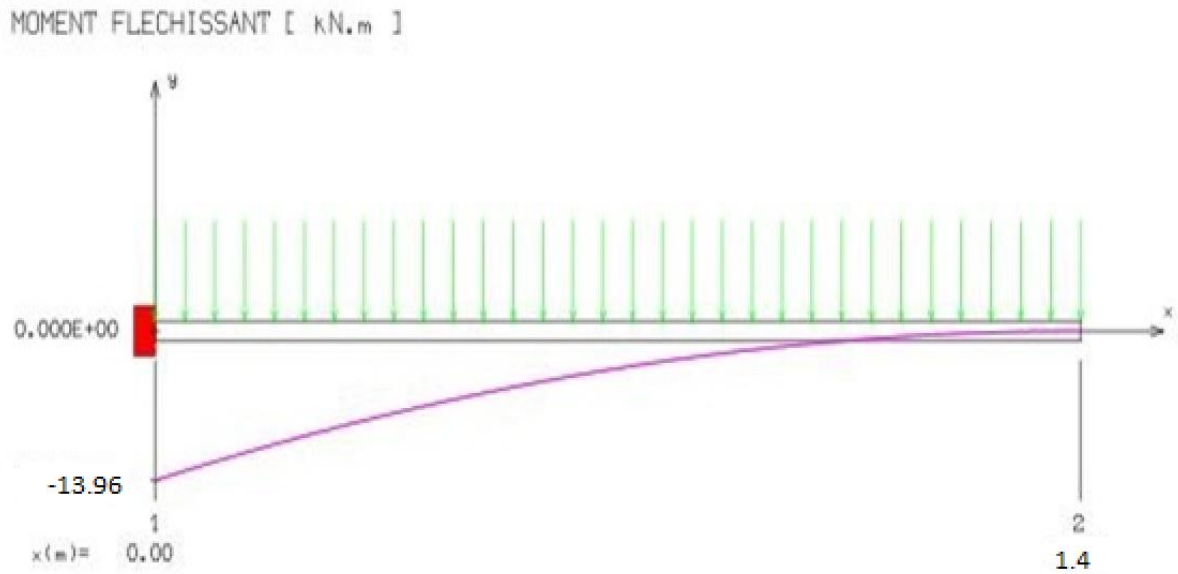
$$T_u = 1.35p + q_u l = 18.65 \text{ KN}$$

2. A ELS :

$$T_s = p + q_s l = 13.28 \text{ KN}$$

3. Diagramme des moments de flexion : (KN.m) :

A L'ELU :



A L'ELS :

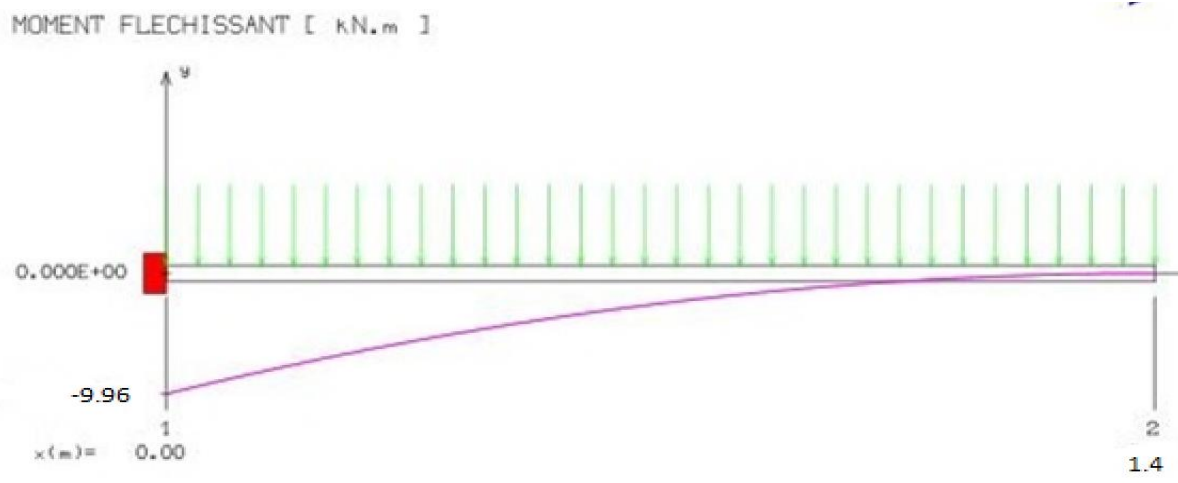
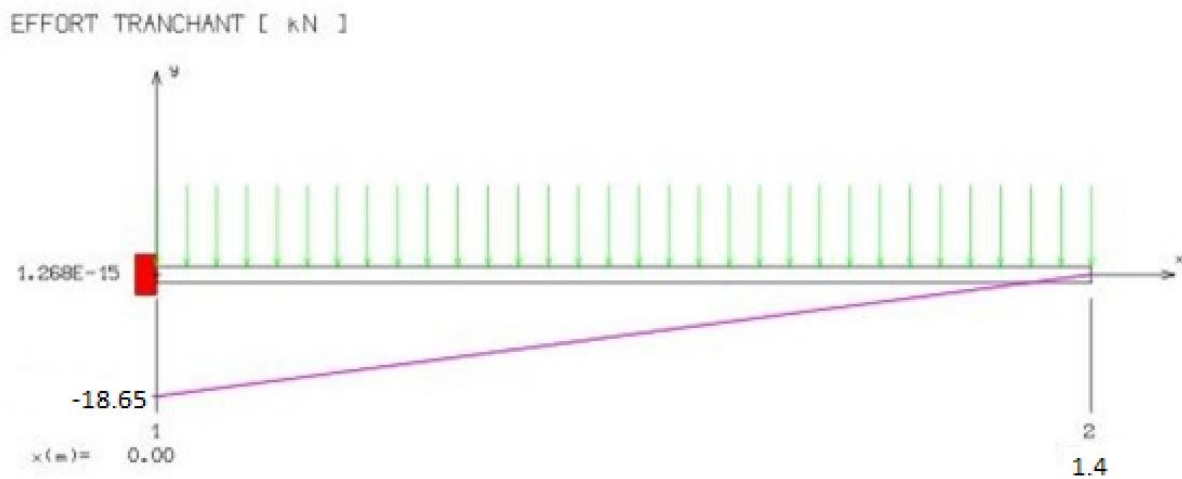


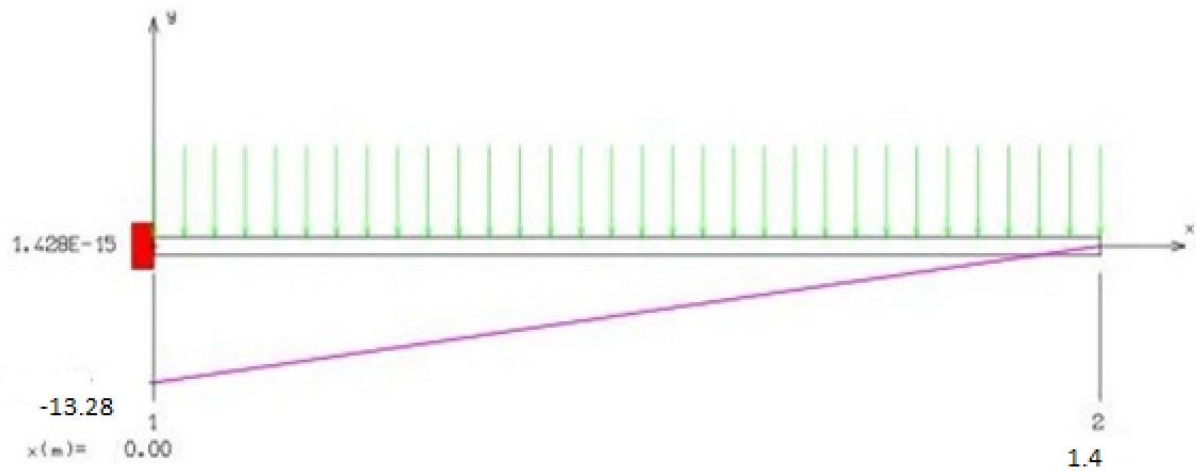
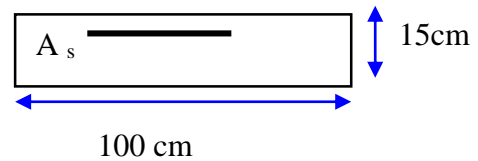
Diagramme d'effort tranchant (KN) :

A L'ELU :



A L'ELS:

EFFORT TRANCHANT [kN]

**III.2.4. Calcul du Ferrailage :****1) Armature principal :**On a : $b = 1\text{m}$, $h = 16\text{cm}$, $d = 0.9 h = 13.5\text{ cm}$ 

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{13.96 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14,2} = 0,054$$

 $\mu_l = 0.8\alpha(1 - 0.4\alpha) = 0.331$ avec : $\alpha = 0.525$ pour FeE 400
 $\mu < 0,331$
 $\mu = 0,054 < \mu_l = 0,331 \Rightarrow A_s' = 0$ (on n'a pas des armatures comprimé).

 $Z = d(1 - 0.4\alpha)$ avec : $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0525$
 $Z = 13.22\text{ cm}$.

$$A_t = \frac{M_U}{Z \cdot f_{ed}} = \frac{13.96 \times 10^6}{132.2 \times 348} = 3.04 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 5HA10 = 3.93cm² avec $S_t = 20\text{ cm}$ **2). Armature de répartition :**

$$A_t = \frac{A_i}{4} = 0.983$$

Donc on prend : 5HA10 = 3.93 cm² avec $S_t = 20\text{ cm}$

4. Les vérifications :**1. Condition de non fragilité ($A_{\min} \leq A_s$) :**

$$\text{On a : } A_{\min} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} * b * d \longrightarrow A_{\min} = 0.23 \frac{2.1}{400} * 100 * 135 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 < A_t = 3.93 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 < A_t = 3.93 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

2. Vérification de la position des armatures:**A) Vérification a ELU :****☞ Armature longitudinale :**

$$\text{On a la condition suivante : } St \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = \min (45\text{cm} ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$\text{Et on a } St = 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifier}$$

☞ Armature de répartition :

$$\text{On a la condition suivante : } St \leq \min 4h ; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm} ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$\text{Et on a } St = 20\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifier}$$

☞ Vérification de l'effort tranchant :

D'après les règles BAEL on a :

$$\tau_u = Tu / bd \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5\text{Mpa})$$

$$\text{On a : } T_u = 16.17\text{KN}$$

$$\tau_u = 16.17 * 1000 / 1000 * 135 \leq \bar{\tau}_u = \min(3.25\text{MPa}; 5\text{MPa})$$

$$\tau_u = 0.119\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition, Vérifier}$$

B . Vérification a ELS :**☞ Contraint de compression du béton**

On doit vérifier la condition suivante : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = K * Y \quad K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Avec $I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$ (Moment d'inertie)

$$Y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} \right] \quad y : \text{position de l'axe neutre}$$

$$\text{Et on prend : } Y = 7.34 \text{ cm} \quad I = 15418.46 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_b = 4.85\text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{C V}$$

☞ Contraint maximale de l'acier :

On doit vérifier la condition suivante : $(\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s)$,

Avec $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta * f_{t28}} \right\} = \min \{ 266.67\text{MPa} ; 201.63\text{MPa} \}$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \cdot K \cdot (d-y) = 15 * 0.06038(135-73.4) = 55.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 55.79 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées , il est inutile de calculer la flèche:(**BAEL 91/Art B-6.5.1**)

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ Mpa} \qquad 3) l \leq 8.00\text{m}$$

$$\frac{h}{l} = 15/100 = 0.15 > 1/16 = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = 4.65/(100 \times 13) = 0.0034 < 4.2 / f_e = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.2.5: Schéma de ferrailage du balcon :

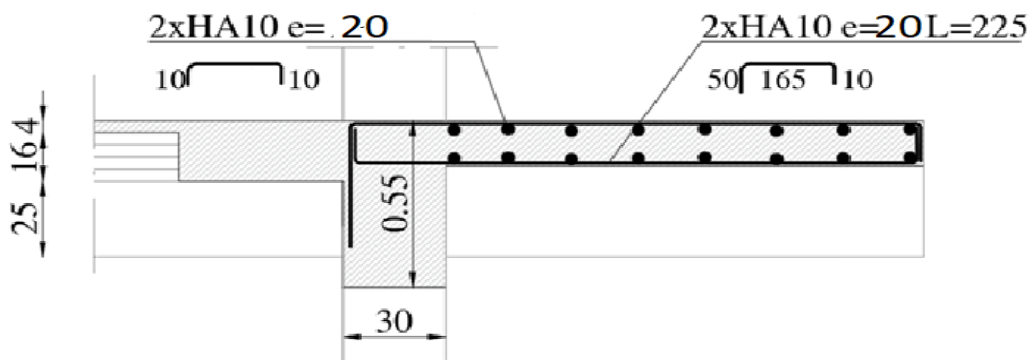


Figure III.5 : Ferrailage des balcons type 01

III.3. Calcul des escaliers :

III.3.1. Introduction :

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs, les divers niveaux d'une construction.

Les escaliers de notre structure sont de type droit avec deux volées composées d'une paillasse en béton armé et de marches rectangulaires.

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1 m**.

La fissuration est considérée comme peu nuisible car les escaliers ne sont pas soumis aux intempéries. La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise

à un chargement vertical uniformément réparti.

III.3.2. Escalier type 3 :

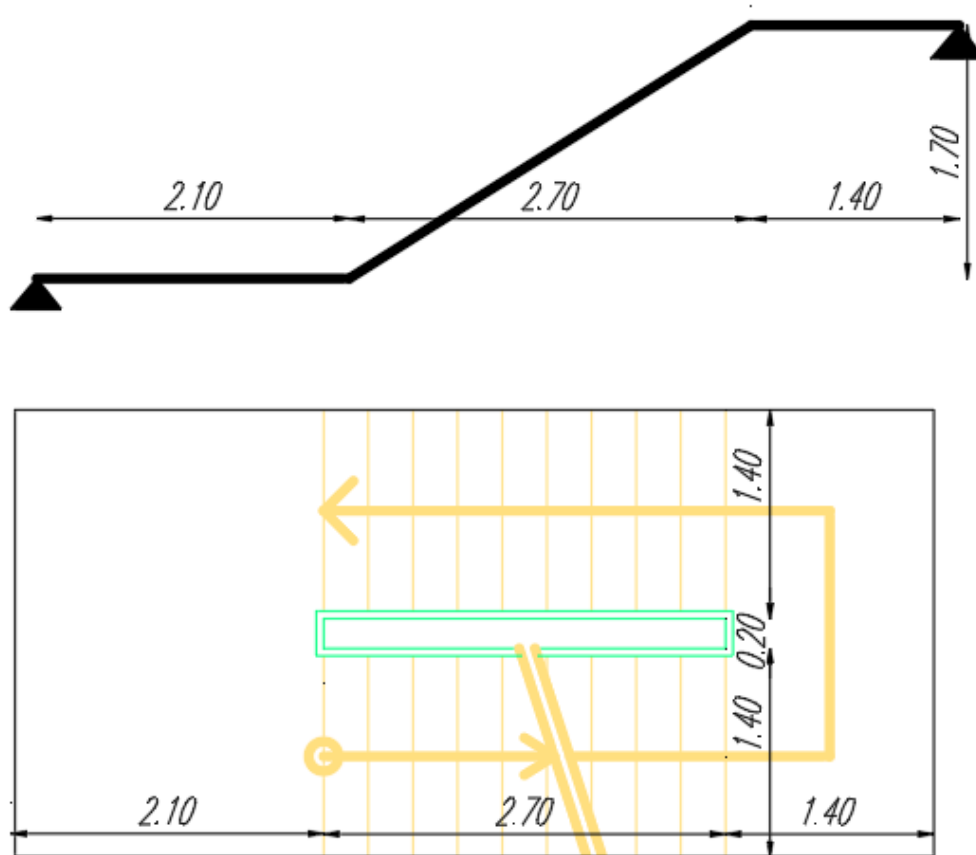


Figure III.6 :Schéma escalier type 03

III.3.2.1.Estimation des charges permanentes et d'exploitation :

- Les combinaisons de calcul :

Pour étage courant : (e = 20cm)

Tableau III.2 : Charges permanentes et d'exploitation au niveau des escalier

Les charges	Paillasse	Palier de repos
Charge permanente G [KN/m ²]	10.19	6.52
Charge d'exploitation Q [KN/m ²]	2.5	2.5

III.3.2.2Combinaisons des charges :

➤ à L'ELU :

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

- **Paillasse** : $P_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 10.19) + (1.5 \times 2.5) = 17.51 \text{ KN/m}$.
- **Palier de repos** : $P_u = 1.35G + 1.5Q = (1.5 \times 6.52) + (1.5 \times 2.5) = 12.55 \text{ KN/m}$

➤ à L'ELS :

$$P_s = G + Q$$

- Paillasse : $P_s = G + Q = 10.19 + 2.5 = 12.69 \text{ KN/m}$
- Palier de repos : $P_s = G + Q = 6.52 + 2.5 = 9.02 \text{ KN/m}$

- Calcul des moments et les efforts tranchant :

➤ à L'ELU :

- Schéma statique :

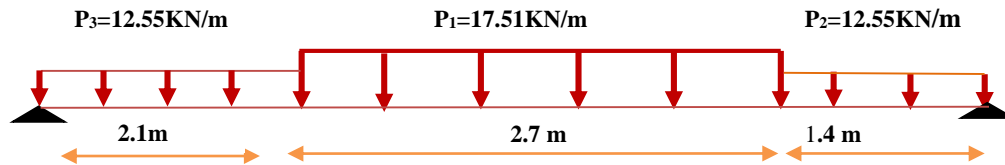


Figure III.7 : schéma statique des escaliers

- Calcul des réactions :

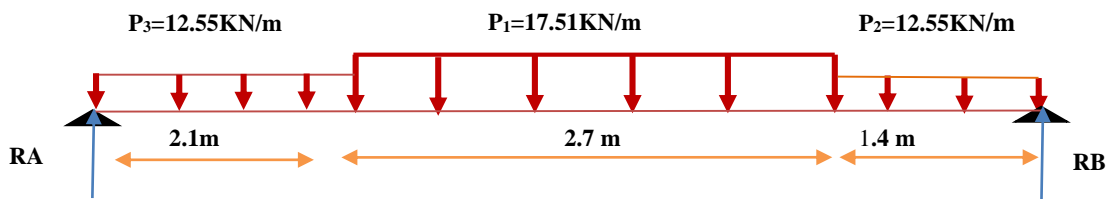


Figure III.8 : schéma statique des réactions

Calcul des réactions : on applique le PFS :

$$\sum F_y = 0 \implies R_A + R_B = P_1 \times 2.7 + P_2 \times 1.4 + P_3 \times 2.1$$

$$\implies R_A + R_B = 91.20 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0 \implies (R_B \times 6.2) - (P_3 \times 2.1^2 / 2) - (P_2 \times 1.4 \times 5.5) - (P_1 \times 2.7 \times 3.45) = 0$$

$$R_B = 46.35 \text{ KN}$$

$$R_A = 43.85 \text{ KN}$$

- Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

❖ 1^{er} tronçon $0 \leq x \leq 2.1 \text{ m}$:

$$\begin{cases} T = 12.55x - 43.85 \\ M = -12.55x^2 / 2 + 43.85x \end{cases} \implies \begin{cases} T(0) = -43.85 \text{ KN} \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \end{cases} \implies \begin{cases} T(2.1) = -17.5 \text{ KN} \\ M(2.1) = 64.42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ 2^{ème} tronçon $2.1 \leq x \leq 4.8\text{m}$:

$$\left\{ \begin{array}{l} T=12.55*2.1 +17.51(x-2.1)- 43.85 \\ M=-12.55*2.1*(x-1.05)- \\ 17.51(x-2.1)^2/2+43.85x \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} T (2.1) =-17.5\text{KN} \\ M (2.1) = 64.41\text{KN} .\text{m} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} T (4.8) = 29.78 \text{ KN.m} \\ M (4.8) = 47.82 \text{ KN. M} \end{array} \right.$$

$$dM_u(x) / dx =0 \implies T(x)= 12.55*2.1 +17.51(x-2.1)- 43.85 =0$$

$$\implies x = 3.10\text{m} \implies M_{\max} =73.15 \text{ KN.m}$$

❖ 3^{ème} tronçon $4.8 \leq x \leq 6.2\text{m}$:

$$\left\{ \begin{array}{l} T=12.55*2.1 +17.51*2.7 \\ +12.55(x-4.8)- 43.85 \\ M=-12.55*2.1*(x-1.05)-17.51 \\ *2.7*(x-3.45) -12.85(x-4.8)^2/2+43.85x \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} T (4.8) =29.78\text{KN} \\ M (4.8) = 47.82\text{KN} .\text{m} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} T (6.2) = 47.35 \text{ KN.m} \\ M (6.2) =0 \text{ KN. m} \end{array} \right.$$

☞ Remarque :

Vu que l'appui d'un escalier n'est pas considéré comme un appui simple réel, les moments à l'appui ne sont pas nuls car les escaliers sont semi encastrés dans leurs appuis. Ce qui implique de prendre les valeurs suivantes des moments.

- $M_z^{\max} = 73.15 \text{ KN.m}$
- Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_z^{\max} = -0.3 \times 73.15 = -21.95\text{KN.m}$
- En travées : $M_{ut} = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 73.15 = 62.18\text{KN.m}$

☞ Tableau récapitulatif des moments :

Tableau III.3 : Les moments des escaliers

L'ETAT	M _{appuis} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)
ELU	-21.95	62.18

➤ à L' ELS :

• Schéma statique :

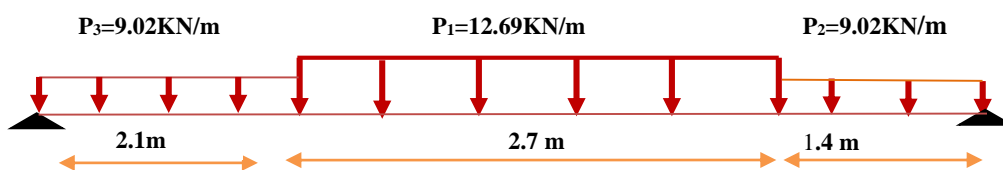


Figure III.9 : schéma statique des escaliers

- Calcul des réactions :

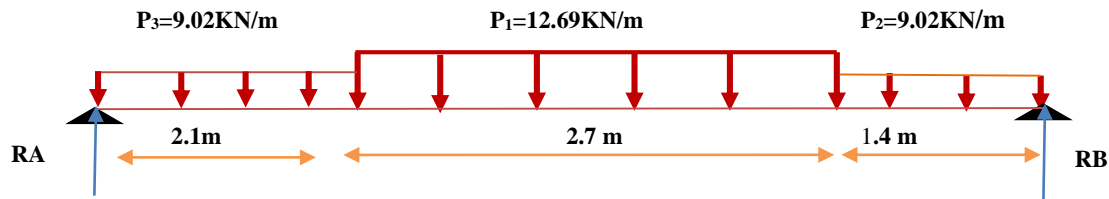


Figure III.10 : schéma statique des reaction

Calcul des réactions : on applique le PFS :

$$\sum F_y = 0 \implies R_A + R_B = P_1 \times 2.7 + P_2 \times 1.4 + P_3 \times 2.1$$

$$\implies R_A + R_B = 65.83 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \implies (R_B \times 6.2) - (P_3 \times 2.1^2 / 2) - (P_2 \times 1.4 \times 5.5) - (P_1 \times 2.7 \times 3.45) = 0$$

$$R_B = 33.27 \text{ KN}$$

$$R_A = 32.56 \text{ KN}$$

- Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

❖ 1^{er} tronçon $0 \leq x \leq 2.1 \text{ m}$:

$$\begin{cases} T = 9.02x - 32.56 \\ M = -9.02x^2 / 2 + 32.56x \end{cases} \implies \begin{cases} T(0) = -32.56 \text{ KN} \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \end{cases} \implies \begin{cases} T(2.1) = -13.62 \text{ KN} \\ M(2.1) = 48.49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ 2^{ème} tronçon $2.1 \leq x \leq 4.8 \text{ m}$:

$$\begin{cases} T = 9.02 \times 2.1 + 12.69(x - 2.1) - 32.56 \\ M = -9.02 \times 2.1 \times (x - 1.05) - 12.69(x - 2.1)^2 / 2 + 32.56x \end{cases} \implies \begin{cases} T(2.1) = -13.62 \text{ KN} \\ M(2.1) = 48.49 \text{ KN.m} \end{cases} \implies \begin{cases} T(4.8) = 20.65 \text{ KN} \\ M(4.8) = 39.00 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$dM_u(x) / dx = 0 \implies T(x) = 9.02 \times 2.1 + 12.69(x - 2.1) - 32.56 = 0$$

$$\implies x = 3.17 \text{ m} \implies M_{\max} = 49.48 \text{ KN.m}$$

❖ 3^{ème} tronçon $4.8 \leq x \leq 6.2 \text{ m}$:

$$\begin{cases} T = 9.02 \times 2.1 + 12.69 \times 2.7 + 9.02(x - 4.8) - 32.56 \\ M = -9.02 \times 2.1 \times (x - 1.05) - 12.69 \times 2.7 \times (x - 3.45) - 9.02(x - 4.8)^2 / 2 + 32.56x \end{cases} \implies \begin{cases} T(4.8) = 20.65 \text{ KN} \\ M(4.8) = 39.00 \text{ KN.m} \end{cases} \implies \begin{cases} T(6.2) = 33.27 \text{ KN} \\ M(6.2) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

☞ **Remarque :**

Vu que l'appui d'un escalier n'est pas considéré comme un appui simple réel, les moments à l'appui ne sont pas nuls car les escaliers sont semi encastés dans leurs appuis. Ce qui implique de prendre les valeurs suivantes des moments.

- $M_Z^{\max} = 49.48 \text{ KN.m}$
- Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_Z^{\max} = -0.3 \times 49.48 = -14.84 \text{ KN.m}$
- En travées : $M_{ut} = 0.85 M_Z^{\max} = 0.85 \times 49.48 = 42.06 \text{ KN.m}$

☞ **Tableau récapitulatif des moments :**

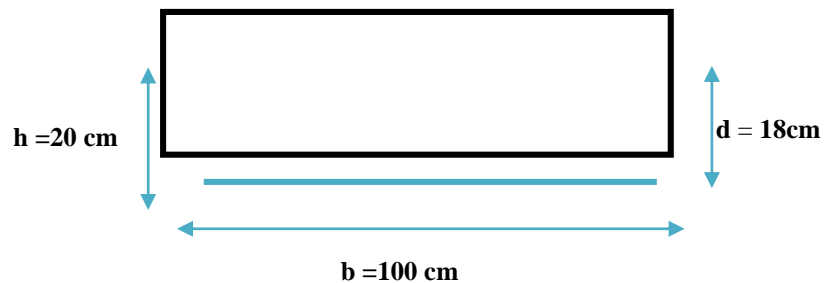
Tableau III.4 : Les moments des escaliers

L'ETAT	$M_{\text{appuis}} \text{ (KN.m)}$	$M_{\text{travée}} \text{ (KN.m)}$
ELS	-14.84	42.06

III.3.2.3 Ferrailage des escaliers :

a) Calcul du ferrailage à L'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1m**. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable (**FPP**). La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.



b) Calcul des armatures :

➤ Aux appuis :

1) Armature longitudinale :

$$h = 15 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}; d = 0.9 \times h = 12 \text{ cm}; \gamma_b = 1.5; \gamma_s = 1.15;$$

$$F_{eE400}; F_{ed} = 348 \text{ MPa}; f_{c28} = 25 \text{ MPa}; F_{bu} = 14.20 \text{ MPa}; f_{t28} = 2.1 \text{ M} \quad M_{ua} \quad F_{ed} \quad d^2$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 F_{ed}} = \frac{21.95 \times 10^{-3}}{1 \times 0.018 \times 14.2} = 0.086 \quad \mu_{bu} = 0.086$$

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = \frac{21.95}{14.84} = 1.48 \quad \longrightarrow \quad \gamma = 1.48$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} x (3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050)$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} x [(3440 \times 1.48) + (49 \times 25) - 3050] = 0.20 \implies \mu_{lu} = 0.327$$

$$\mu_{bu} = 0,086 < \mu_{lu} = 0,327 \implies A' = 0 \text{ (section simplement armée S.S.A)}$$

$$\mu_{bu} = 0.086 < 0,327 \implies \text{méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 18 (1 - 0,6 \times 0,086) = 17.08 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{Z_{Fed}} = \frac{21.95 \times 10}{170.8 \times 348} = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.75 \text{ cm}^2 \implies \text{on adopte: } 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec: } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \implies St = 20 \text{ cm}$$

2) Armatures de répartition:

$$A_{rep} = \frac{A_l}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \implies 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec: } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \implies St = 25 \text{ cm}$$

En travée :

1) Armature longitudinale :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{bd^2 F_{ed}} = \frac{62.18 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18 \times 14.2} = 0.24 \implies \mu_{bu} = 0.24$$

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = \frac{62.18}{42.06} = 1.48 \implies \gamma = 1.48$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050)$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440 \times 1.48) + 49 \times 25 - 3050 = 0.327 \implies \mu_{lu} = 0.327$$

$$\mu_{bu} = 0.24 < \mu_{lu} = 0,327 \implies A' = 0 \text{ (section simplement armée (S.S.A))}$$

$$\mu_{bu} = 0.24 < 0,327 \implies \text{on utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 18 (1 - (0.6 \times 0.24)) = 17.74 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_{ua}}{Z_{Fed}} = \frac{62.18 \times 10}{177.4 \times 348} = 10.05 \text{ cm} \quad \text{On adopte: } 7\text{HA}14 = 10.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec: } St = \frac{100}{7} = 14.2 \text{ cm}^2 \implies St = 14 \text{ cm}$$

2) Armature de répartition:

$$A_{rep} = \frac{A_l}{4} = 2.69 \text{ cm}^2 \implies 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec: } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2 \implies St = 25 \text{ cm}$$

Verifications:

➤ **aux appuis:**

1) Condition de non fragilité:

$$\begin{cases} A_l \geq A_{\min} \\ A_t \geq A_{\min} \end{cases} \implies A_{\min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e)$$

$$A_{\min} = 0,23 (100) (12) \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2 \implies A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_l = 10,78 \text{ cm}^2 \geq 1,45 \text{ cm}^2 & \dots\dots\dots \text{C.V} \\ A_t = 5,65 \text{ cm}^2 \geq 1,45 \text{ cm}^2 & \dots\dots\dots \text{C.V} \end{cases}$$

2) Vérification des dispositions d'armatures : (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs

Suivantes :

Armature longitudinale :

$$St \leq \min (3h, 33\text{cm}) = \min (60; 33) = 33\text{cm}$$

Avec :

$h =$ l'épaisseur de la paillasse ($h = 20\text{cm}$)

$$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

- Armature de répartition :**

$$St \leq \min (4h, 45\text{cm}) = \min (80; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \implies \text{C.V}$$

3) Vérification de l'effort tranchant : (Art : A.5.1.2. BAEL.91 Version 99) :

Pour l'effort tranchant la vérification du cisaillement suffira pour le cas le plus défavorable. ($T_u \text{ max} = 46,35 \text{ KN}$)

Donc il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u \implies \bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{Mpa}$$

$$T_u = \frac{46,35 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,18} = 0,258\text{MPa}$$

$$T_u = 0,258 \text{ MPA} \leq 2,5 \text{ MPA} \implies \text{C.V}$$

Conclusion :

Il n'ya aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.2.4 Schéma de ferrailage :

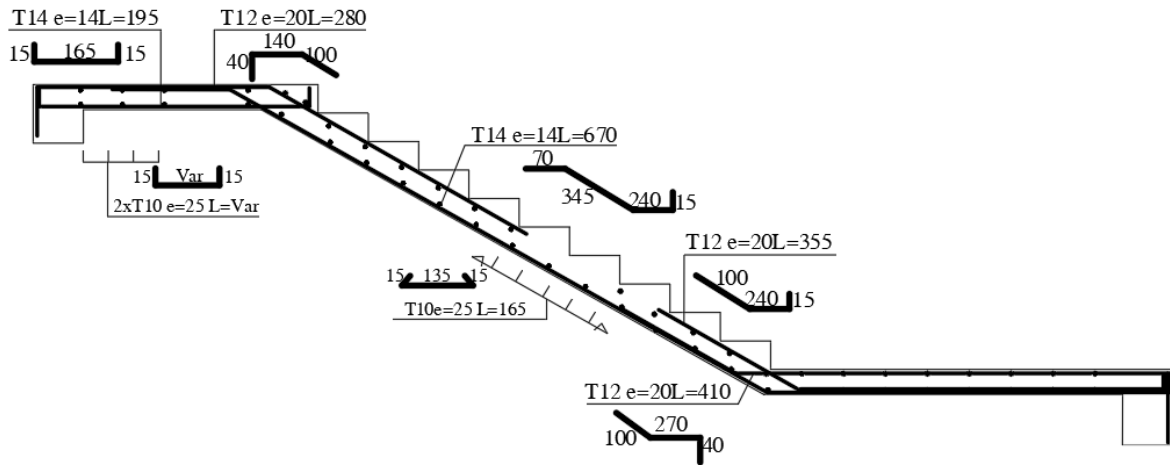


Figure III.11 : ferrailage d'escalier

III.3.3. Escalier type 2 :

escalier demi – tournant balancé d'une paillasse en béton armé

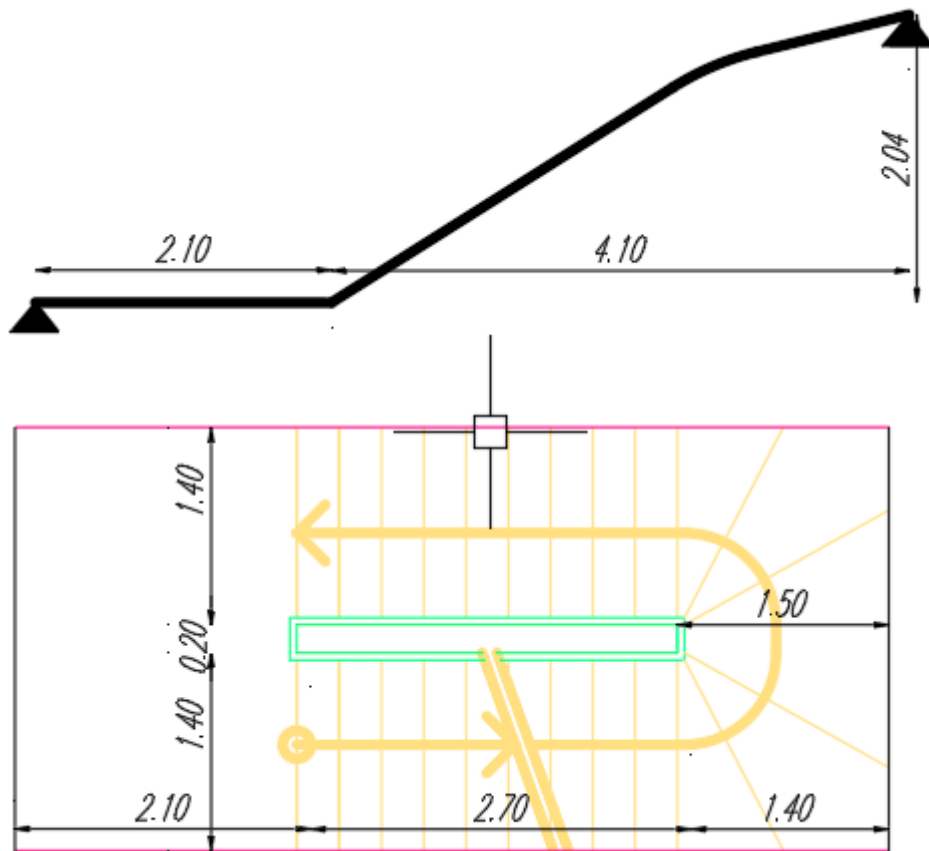


Figure III.12 :Schéma escalier type 02

III.3.4.1 Combinaisons des charges :

1) Calcul des moments et les efforts tranchant :

➤ à L'ELU :

- Schéma statique :

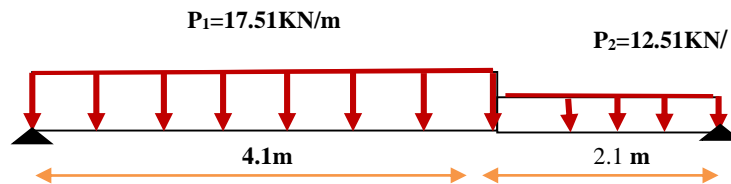


Figure III.13 : schéma statique des escaliers

- Calcul des réactions :

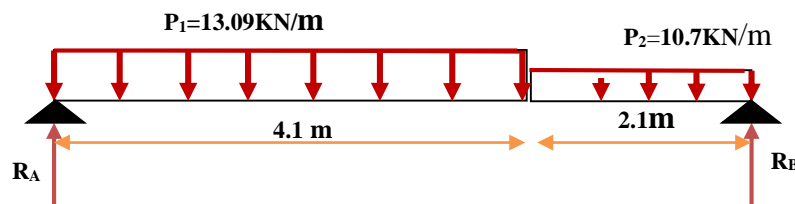


Figure III.14 : schéma statique des reaction

Calcul des réactions : on applique le PFS :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = P_1 \times 4.1 + P_2 \times 2.1$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = (17.51 \times 4.1) + (12.55 \times 2.1) = 98.15 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 98.15 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow (R_B \times 6.2) - (P_1 \times 4.1^2 / 2) - (P_2 \times 2.1 \times 5.15) = 0 \Rightarrow R_B = 45.63 \text{ KN}$$

$$R_A = 98.15 - 45.63 = 52.52 \text{ KN} \quad \Rightarrow R_A = 52.52 \text{ KN}$$

2) Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

❖ 1^{er} tronçon $0 \leq x \leq 4.1 \text{ m}$:

$$\begin{cases} T = 17.51x - 52.52 \\ M = -17.51x^2/2 + 52.52x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -52.52 \text{ KN} \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T(4.1) = 19.27 \text{ KN} \\ M(4.1) = 68.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$dM_u(x) / dx = 0 \Rightarrow T(x) = -17.51x + 52.52 = 0$$

$$\Rightarrow x = 300 \text{ m} \quad \Rightarrow M_{\max} = 78.77 \text{ KN.m}$$

❖ 2^{ème} tronçon $4.1 \leq x \leq 6.2m$:

$$\left\{ \begin{array}{l} T=17.51*4.1+12.55(x-4.1)-52.52 \\ M=-17.55(x-2.05)*4.1-12.55 \\ \quad (x-4.1)^2/2+52.52x \end{array} \right. \xrightarrow{\quad} \left\{ \begin{array}{l} T(4.1)=19.27KN \\ M(4.1)=68.16 KN.m \end{array} \right. \xrightarrow{\quad} \left\{ \begin{array}{l} T(6.2)=45.63 KN \\ M(6.2)=0 KN.m \end{array} \right.$$

☞ Remarque :

Vu que l'appui d'un escalier n'est pas considéré comme un appui simple réel, les moments à l'appui ne sont pas nuls car les escaliers sont semi encastrés dans leurs appuis. Ce qui implique de prendre les valeurs suivantes des moments.

- $M_z^{max} = 78.77 KN.m$
- Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_z^{max} = -0.3 \times 78.77 = -23.63KN.m$
- En travées : $M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 0.85 \times 78.77 = 66.95KN.m$

☞ Tableau récapitulatif des moments :

Tableau III.5 : Les moments des travées des escaliers

L'ETAT	M _{appuis} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)
ELU	-23.63	66.95

à L' ELS :

- Schéma statique :

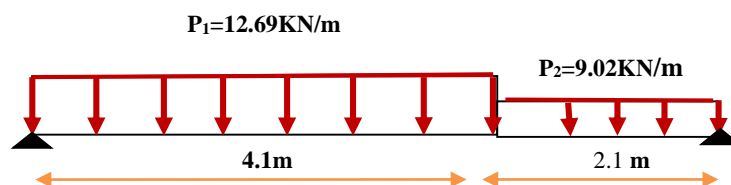


Figure III.15 : schéma statique des escaliers

- Calcul des réactions :

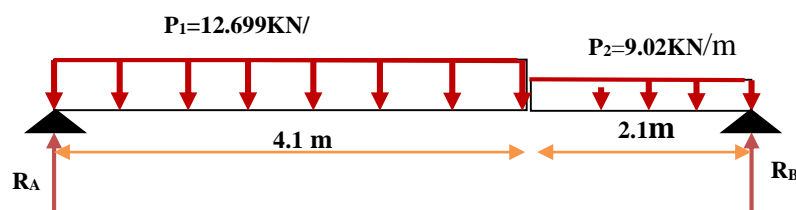


Figure III.16 : schéma statique des reaction

Calcul des réactions : on applique le PFS :

$$\sum F_y = 0 \implies R_A + R_B = P_1 \times 4.1 + P_2 \times 2.1$$

$$\implies R_A + R_B = (12.69 \times 4.1) + (9.02 \times 2.1) = 98.15 \text{ KN}$$

$$\implies R_A + R_B = 70.97 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0 \implies (R_B \times 6.2) - (P_1 \times 4.1^2 / 2) - (P_2 \times 2.1 \times 5.15) = 0 \implies R_B = 32.94 \text{ KN}$$

$$R_A = 70.97 - 32.94 = 38.03 \text{ KN} \implies R_A = 38.03 \text{ KN}$$

1) Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

❖ 1^{er} tronçon $0 \leq x \leq 4.1 \text{ m}$:

$$\begin{cases} T = 12.69x - 38.03 \\ M = -12.69x^2/2 + 38.03x \end{cases} \implies \begin{cases} T(0) = -38.03 \text{ KN} \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \end{cases} \implies \begin{cases} T(4.1) = 14.0 \text{ KN} \\ M(4.1) = 49.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$dM_u(x) / dx = 0 \implies T(x) = -12.69x + 38.03 = 0$$

$$\implies x = 300 \text{ m} \implies M_{\max} = 56.99 \text{ KN.m}$$

❖ 2^{ème} tronçon $4.1 \leq x \leq 6.2 \text{ m}$:

$$\begin{cases} T = 12.69 \times 4.1 + 9.02(x - 4.1) - 38.03 \\ M = -12.69(x - 2.05) \times 4.1 - 9.02 \\ \quad (x - 4.1)^2 / 2 + 38.03x \end{cases} \implies \begin{cases} T(4.1) = 14.00 \text{ KN} \\ M(4.1) = 49.26 \text{ KN.m} \end{cases} \implies \begin{cases} T(6.2) = 32.94 \text{ KN} \\ M(6.2) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

☞ Remarque :

Vu que l'appui d'un escalier n'est pas considéré comme un appui simple réel, les moments à l'appui ne sont pas nuls car les escaliers sont semi encastrés dans leurs appuis. Ce qui implique de prendre les valeurs suivantes des moments.

- $M_z^{\max} = 56.99 \text{ KN.m}$
- Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_z^{\max} = -0.3 \times 56.99 = -17.10 \text{ KN.m}$
- En travées : $M_{ut} = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 56.99 = 48.44 \text{ KN.m}$

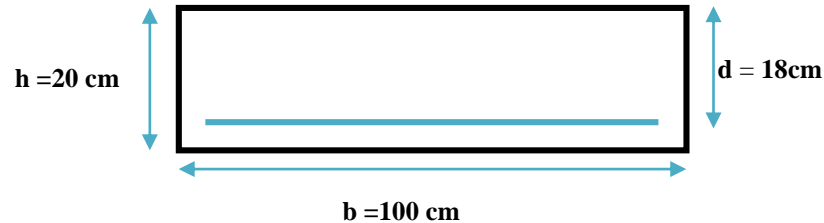
☞ Tableau récapitulatif des moments :

Tableau III.6 : Les moments des travées des escaliers

L'ETAT	$M_{\text{appuis}} \text{ (KN.m)}$	$M_{\text{travée}} \text{ (KN.m)}$
ELU	-17.10	48.44

III.3.42 Ferrailage des escaliers :**b) Calcul du ferrailage à L'ELU :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1m**. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable (**FPP**). La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

**b) Calcul des armatures :**

➤ *Aux appuis :*

3) Armature longitudinale :

$$h = 15 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}; d = 0.9 \times h = 12 \text{ cm}; \gamma_b = 1.5; \gamma_s = 1.15;$$

$$F_e E_{400}; F_{ed} = 348 \text{ MPa}; f_{c28} = 25 \text{ MPa}; F_{bu} = 14.20 \text{ MPa}; f_{t28} = 2.1 \text{ M} \quad M_{ua} \quad F_{ed} \quad d^2$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 F_{ed}} = \frac{23.63 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.018 \cdot 14.2} = 0.092 \quad \mu_{bu} = 0.092$$

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = \frac{23.69}{17.10} = 1.38 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1.38$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} \times (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050)$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} \times [(3440 \times 1.38) + (49 \times 25) - 3050] = 0.292 \quad \Rightarrow \quad \mu_{lu} = 0.292$$

$$\mu_{bu} = 0.092 < \mu_{lu} = 0.292 \quad \Rightarrow \quad A' = 0 \quad (\text{section simplement armée S.S.A})$$

$$\mu_{bu} = 0.092 < 0.292 \quad \Rightarrow \quad \text{méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 18(1 - 0.6 \times 0.092) = 17.08 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{Z_b F_{ed}} = \frac{23.63 \cdot 10^3}{170.8 \cdot 348} = 3.98 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.98 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{on adopte: } 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec: } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad St = 20 \text{ cm}$$

3. Armatures de répartition:

$$A_{rep} = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Avec: $St = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \implies St = 25\text{ cm}$

En travée :

4) Armature longitudinale :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{ed}} = \frac{66.95 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.18 \cdot 14.2} = 0.262 \implies \mu_{bu} = 0.262$$

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = \frac{66.95}{45.44} = 1.48 \implies \gamma = 1.48$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050)$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440 \cdot 1.48) + 49 \cdot 25 - 3050 = 0.327 \implies \mu_{lu} = 0.327$$

$$\mu_{bu} = 0.262 < \mu_{lu} = 0,327 \implies A' = 0 \text{ (section simplement armée(S.S.A))}$$

$$\mu_{bu} = 0.262 < 0,327 \implies \text{on utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 18 (1 - (0.6 \cdot 0.262)) = 17.74\text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_{ua}}{Z f_{ed}} = \frac{66.95 \cdot 10}{177.4 \cdot 348} = 10.85\text{cm} \quad \text{On adopte:} \implies \mathbf{8HA14 = 12.42\text{ cm}^2}$$

Avec: $St = \frac{100}{8} = 12.5\text{ cm}^2 \implies St = 12.5\text{ cm}$

5) Armature de répartition:

$$A_{rep} = \frac{A_l}{4} = 3.10\text{cm}^2 \implies \mathbf{5HA10 = 3.93\text{ cm}^2}$$

Avec: $St = \frac{100}{5} = 20\text{ cm}^2 \implies St = 20\text{ cm}$

Verifications:

➤ **aux appuis:**

3) Condition de non fragilité:

$$\begin{cases} A_l \geq A_{min} \\ A_t \geq A_{min} \end{cases} \implies A_{min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e)$$

$$A_{min} = 0,23 (100) (12) \frac{2.1}{400} = 1.45\text{ cm}^2 \implies \mathbf{A_{min} = 1.45\text{ cm}^2}$$

$$\begin{cases} A_l = 12.42\text{ cm}^2 \geq 1.45\text{ cm} & \dots\dots\dots \text{C.V} \\ A_t = 5.65\text{ cm}^2 \geq 1.45\text{ cm}^2 & \dots\dots\dots \text{C.V} \end{cases}$$

4) Vérification des dispositions d'armatures : (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs

Suivantes :

Armature longitudinale :

$$St \leq \min (3h, 33\text{cm}) = \min (60; 33) = 33\text{cm}$$

Avec :

$h = \text{l'épaisseur de la paillasse } (h = 20\text{cm})$

$$St = 20\text{ cm} < 33\text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

• **Armature de répartition :**

$$St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = \min(80; 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$$

$$St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

6) Vérification de l'effort tranchant : (Art : A.5.1.2. BAEL.91 Version 99) :

Pour l'effort tranchant la vérification du cisaillement suffira pour le cas le plus défavorable.

$$(T_u \text{ max} = 46.35\text{ KN})$$

Donc il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{Mpa}$$

$$T_u = \frac{48.44 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.18} = 0.258\text{MPa}$$

$$T_u = 0.258\text{ MPA} \leq 2.5\text{ MPA} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Conclusion :

Il n'ya aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.4.3 Schéma de ferrailage :

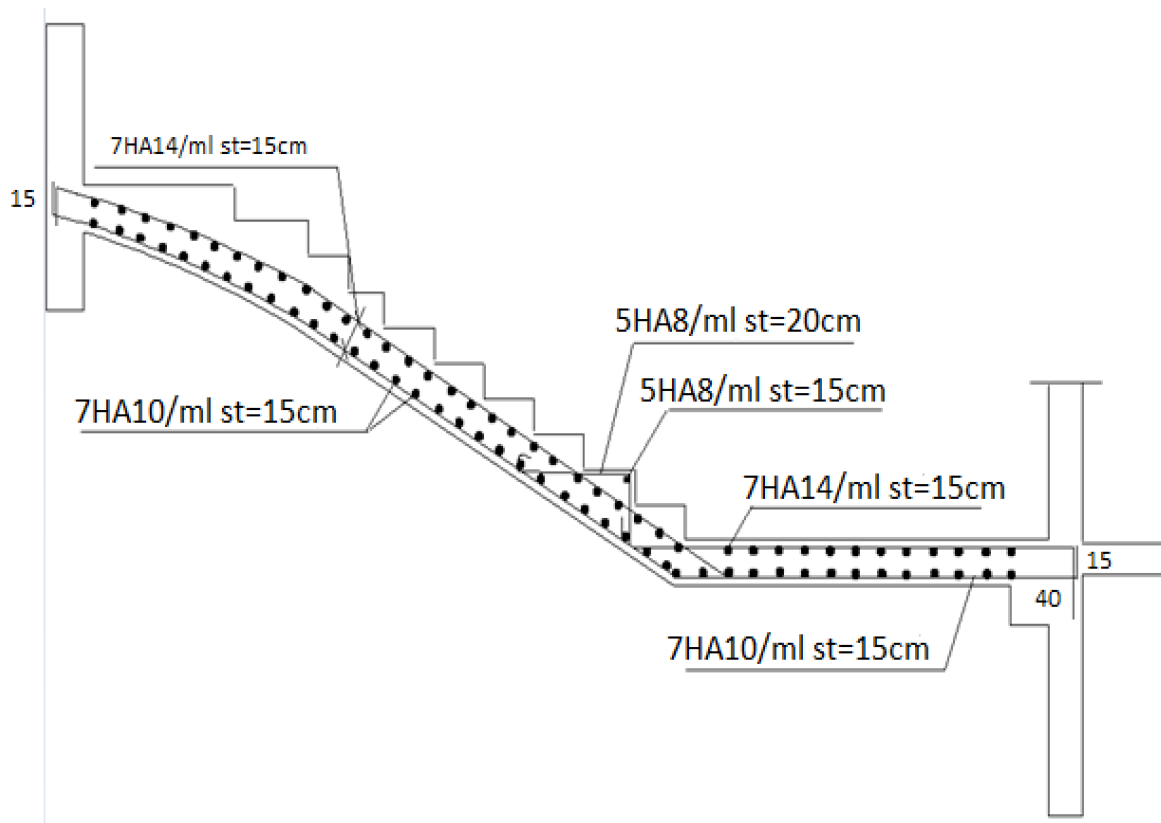


Figure III.17: ferrailage d'escalier type 02

III.4 calcul des planchers

III.4.1 Définition :

Un plancher doit supporter son poids propre et les charges permanents et exploitation, d'autre part il doit isoler les différents étages du point de vue acoustique.

Dans notre bâtiment, on adopte un type de planchers

-planchers en corps creux

-III.4.2 Planchers en corps creux :

Le plancher en corps creux est constitué de deux systèmes :

-système porteur : poutrelles à treillis et table de compression

-système coffrant par entrevous en béton ou en terre cuite

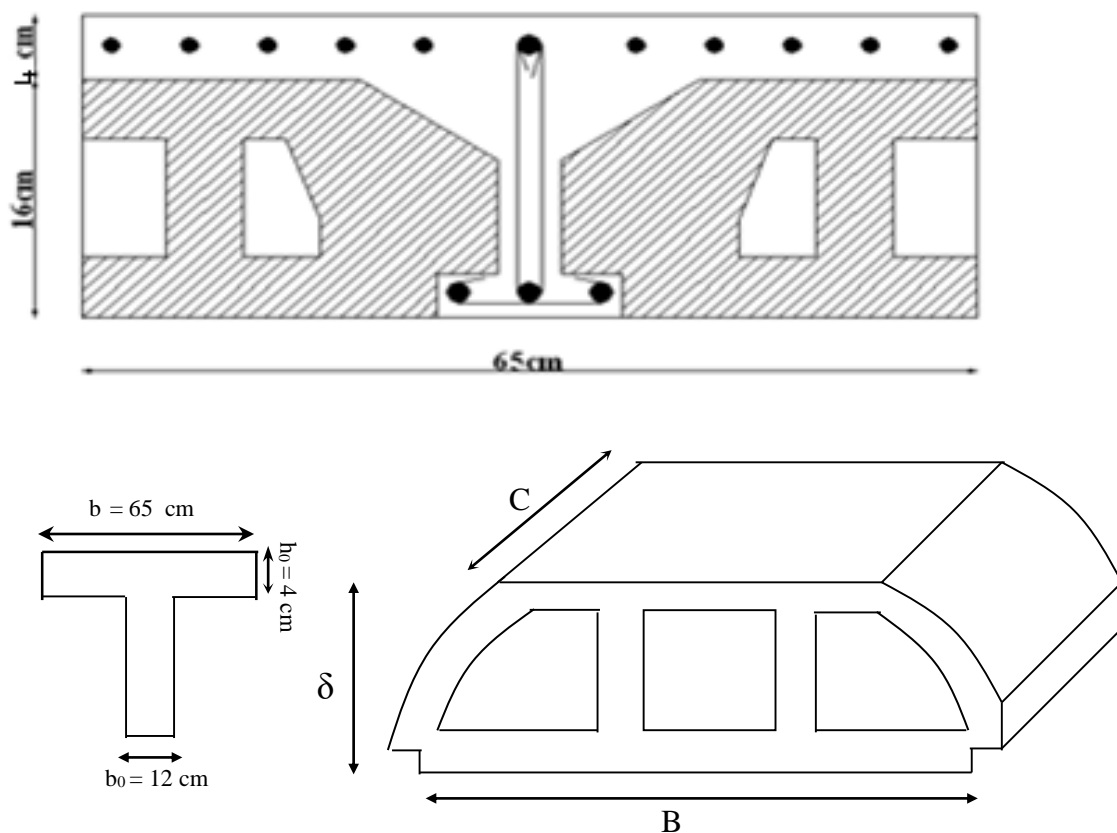


Figure III.18 : Coupe verticale du corps creux

- **Calcul des poutrelles**

Le calcul des poutrelles s'effectue en assimilant ces derniers à une poutre continue semi encastrée aux poutres de rive.

Le calcul se fait en deux étapes :

1^{ère} étapes : avant le coulage de la table de compression

2^{ème} étapes : après le coulage de la table de compression

-1^{ère} étapes : Avant le coulage de la table de compression on considère la poutrelle comme simplement appuyée, elle supports son poids propre, le corps creux et la charge d'exploitation due à l'ouvrier.

III.4.3)Évaluation des charges et surcharges :

-charge permanent :

poids du corps creux..... $9 \times 0.16 \times 0.65 = 0.94$ kN/m

Poids de la poutrelle..... $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12$ kN/m

$G = 1.06 \text{ kN/m}$

-charge d'exploitation : $Q = 0.65 \times 1 = 0.65$ kN/m

III.4.4. Calcul des sollicitation

ELU : $p_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$

ELS : $p_s = G + Q$

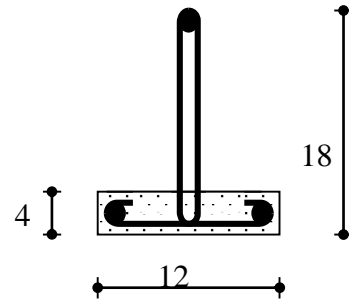


Figure III-19. Poutrelle

c) Calcul des efforts :

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

$L = 4$ m

Tableau (III.7) récapitulation des efforts internes

	p_u kN/m	$R_a = R_b$ kN/m	$T(0)$ kN	$T(L=3,4)$ kN	$M(0) = M(L)$ kNm	$M_0(L/2)$ kNm
ELU	2.41	4.82	4.82	-4.82	0	4.82
ELS	1.71	3.42	3.42	-3.42	0	3.42

d) Ferrailage :

La poutrelle est sollicitée à la flexion simple à ELU on a

$M_u = 4.82$ kNm

$b = 12$ cm

$d = 3.6$ cm, $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa

On trouve $\mu = 1.57 > \mu_r = 0.392 \Rightarrow A'_s \neq 0$

D'après les résultats obtenu, les armatures de compression sont nécessaires mais pratiquement il est impossible de les placer, vue que la section du béton est trop faible, pour soulager les poutrelles il est nécessaire de placer des étaitements verticaux pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchissent .

-2^{ème} étape : (après le coulage) :

Après le coulage et après durcissement de la table de compression la poutrelle est assimilée à une poutre continue.

a -évaluation des charges et surcharges :

- *plancher terrasse inaccessible* :

$$G=6.33*0.65 =4,02 \text{ kN/m}$$

$$Q=1*0.65=0.65 \text{ kN/m}$$

- *plancher terrasse accessible* :

$$G=5.21*0.65 =4,02 \text{ kN/m}$$

$$Q=1.5*0.65=0.975 \text{ kN/m}$$

- *étage courant* :

$$G=5.21*0.65=3,47 \text{ kN/m}$$

$$Q=2.5*0.65=1.625 \text{ kN/m}$$

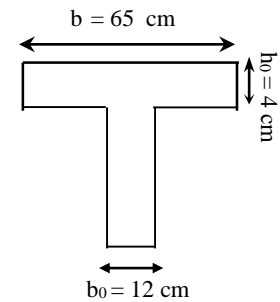


Tableau (III.8) valeur des charges et surcharges à L'ELU et L'ELS

	G (kN/m)	Q (kN/m)	ELU	ELS
			P _u (kN/m)	P _s (kN/m)
Terrasse inaccessible	4,02	0.65	6,4	4,67
Terrasse accessible	3,47	0.975	6,147	4,445
Etage courant	3,47	1.625	7,12	5,1

b-les cas à étudier :

On a un seul cas de poutrelles à étudier, poutrelle de 3 travées qui existe dans tous les étages :

-pour les poutrelles à 3 travées on étudié 3 cas :

- plancher étage courant
- Terrasse accessible
- Terrasse inaccessible

POUTRELLE E À 3 TRAVÉES :

Pour calculer les valeurs maximales des moments en travée et sur appuie on utilise la méthode forfaitaire si les conditions suivantes sont vérifiés .

1) $Q \leq \max (2.G ; 5\text{kN/m}^2)$.

2) Inertie constante.

3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0,85 < \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

5) Fissuration non préjudiciable.

.-A) Etages courant

- $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$ max [2*6.33 ;5].....vérifier.
- Les moments d'inertie est constante..... vérifier (les poutrelle ayant la même section).
- $0.85 \leq \frac{I_n}{I_{n+1}} = 1 \Rightarrow 0,85 < 1 < 1,25$ vérifier.
- fissuration peu nuisiblevérifier.

Donc on applique la méthode forfaitaire :

On doit respecter les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max \left\{ 1.05 M_{0, \dots} (1 + 0.3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive.}$$

Avec :

M_w et M_e sont les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (W) et droite(e) dans la travée considérée.

M_t le moment maximal en travée dans la travée considérée.

4) Calcul des moments

Moment sur travées

On retiendra les coefficients suivants

L'ELU

Travé :1-2 Travée 2-3 et travée 3 -4 : (L=4 m)

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7.12 \cdot (4)^2}{8} = 14.24 \text{ KN.m}$$

L'ELS

Travé :1-2 Travée 2-3 et travée 3 -4 : (L=4 m)

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.1 \cdot (4)^2}{8} = 10.20 \text{ KN.m}$$

Appuis de rive

$M_1 = M_4 = 0$; sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut

toujours mettre des aciers de

fissuration équilibrant un moment égale à $0.15M_0$

Appuis voisin de rive**L'ELU**

$$\begin{cases} M_2 = -0,5 M_{2-3} = -0,5 * 14,24 = -7,12 \text{KN.m} \\ M_3 = -0,5 M_{3-4} = -0,5 * 14,24 = -7,12 \text{KN.m} \end{cases}$$

L'ELS

$$\begin{cases} M_2 = -0,5 M_{2-3} = -0,5 * 10,2 = -5,1 \text{KN.m} \\ M_3 = -0,5 M_{3-4} = -0,5 * 10,2 = -5,1 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moment sur travées

Calcul des coefficients

Tableau (III.9):Tableau récapitulatif des coefficients

Coefficients / plancher	Stockage
$\alpha = Q G + Q$	0.27
$(1+0.3\alpha)$	1.07
$(1,2+0,3\alpha) / 2$	0.63

L'ELU:

- Travée 1-2

$$M_t = 0,63 \times 14,24 = 8,97 \text{ KN.m}$$

- Travée 2-3

$$M_t = 1,07 \times 14,24 + \frac{-7,12 - 7,12}{2} = 8,11 \text{ KN.m}$$

- Travée 3-4

$$M_t = 0,63 \times 14,24 = 8,97 \text{ KN.m}$$

L'ELS:

- Travée 1-2

$$M_t = 0,63 \times 10,2 = 6,43 \text{ KN.m}$$

- Travée 2-3

$$M_t = 1,07 \times 10,2 + \frac{-5,1 - 5,1}{2} = 5,71 \text{ KN.m}$$

- Travée 3-4

$$M_t = 0,63 \times 10,2 = 6,43 \text{ KN.m}$$

Calcul d'efforts tranchant**L'ELU:**

$$V_1 = V_4 = 7.12 \times 4/2 = 14.24 \text{ KN}$$

$$V_2 = V_3 = 1.15 \times 7.12 \times 4/2 = 16.38 \text{ KN}$$

L'ELS:

$$V_1 = V_4 = 5.1 \times 4/2 = 10.2 \text{ KN}$$

$$V_2 = V_3 = 1.15 \times 5.1 \times 4/2 = 11.73 \text{ KN}$$

1) ELU :

-Les résultats sont regroupé dans le graphe :

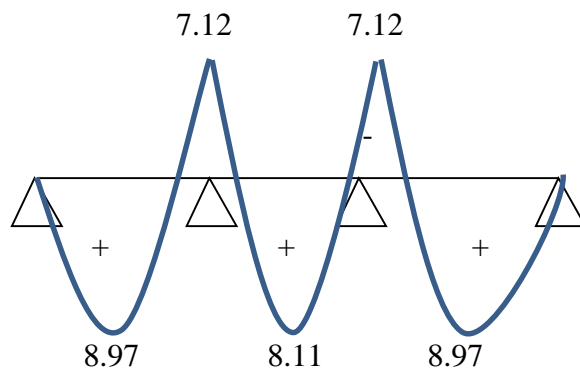


Figure III.20 : Diagramme des moments fléchissant

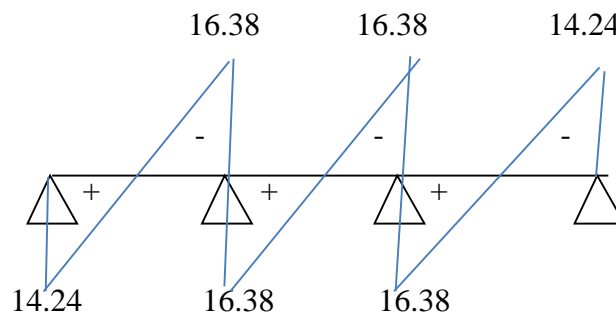


Figure III.21 : Diagramme des efforts tranchant

2) E.L.S :

-Les résultats sont regroupé dans le graphe :

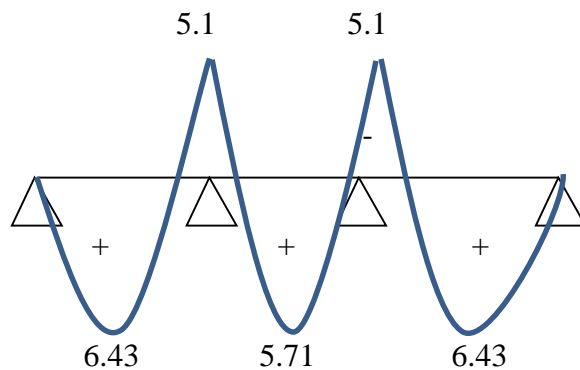


Figure III.22 : Diagramme des moments fléchissant

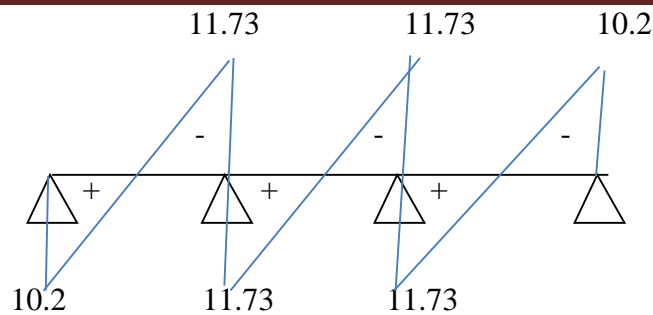


Figure III.23 : Diagramme des efforts tranchant

III.4.5 Ferailage des planchers à corps creux

1) .calcul des armatures longitudinales :

➤ Le calcul à ELU :

Le calcul ce fait avec les moments max en travées et sur appuis.

• En travée :

Le moment maximal en travée : $M_{t_{max}} = 8.97 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

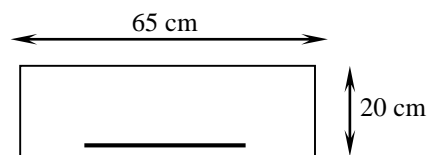
$$M_0 = 59.072 \text{ KN. m}$$

Donc : $M_{t_{max}} < M_0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression.

Remarque :

Si l'axe neutre se trouve de la table de compression le calcul se fera comme une section rectangulaire ($b \cdot h$)

➤ Calcul de moment réduit μ :



On a :

$$\mu = M_{t_{max}} / b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$$

$$\mu = 8.97 \cdot 10^6 / 650 \cdot (180)^2 \cdot 14.2$$

$$\mu = 0.03$$

➤ Calcul du moment réduit limite :

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) \quad \text{tel que } \alpha_l = 0.668 \text{ pour } f_c E400$$

$$\mu_l = 0.391$$

Donc : $\mu = 0,03 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow$ (Pas d'armature comprimé $A' = 0$).

$$\text{On a : } A_s = \frac{M_{t \max}}{Z \cdot f_{ed}} = \frac{0,8\alpha \cdot d \cdot b \cdot \sigma_{bu}}{\sigma_{su}}$$

$$\text{Et : } Z = d(1 - 0,4\alpha) \quad \text{avec : } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,038$$

$$\text{Donc : } A_s = \frac{M_{t \max}}{Z \cdot f_{ed}} = \frac{8,97 \cdot 10^6}{176 \cdot 348} = 146,46 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1,46 \text{ cm}^2$$

$$\text{Et on prend : } A_s = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

- **En appuis :**

$$\text{Le moment maximal en appuis : } M_{a \max} = 7,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \max} < M_0 \quad \Rightarrow \quad \text{L'axe neutre est dans la table de compression.}$$

Remarque :

Si l'axe neutre se trouve de la table de compression le calcul se fera comme une section rectangulaire ($b \cdot h$).

➤ Moment réduit μ :

$$\text{On a : } \mu = M_{a \max} / b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$$

$$\mu = 7,12 \cdot 10^6 / 650 \cdot (180)^2 \cdot 14,2$$

$$\mu = 0,023$$

➤ moment réduit limite μ_l :

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) \quad \text{tel que } \alpha_l = 0,668 \quad \text{pour } f_e E400$$

$$\mu_l = 0,391$$

$$\text{On a : } A_s = \frac{M_{a \max}}{Z \cdot f_{ed}} = \frac{0,8\alpha \cdot d \cdot b \cdot \sigma_{bu}}{\sigma_{su}}$$

$$\text{Avec } Z = d(1 - 0,4\alpha) \quad \text{avec : } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,03$$

$$Z = 0,18(1 - 0,4 \cdot 0,03) = 0,175 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } A_s = \frac{8,97 \cdot 10^6}{175 \cdot 348} = 147,3 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1,473 \text{ cm}^2$$

$$\text{Et on prend : } A_s = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

III.4.6.les verification :

- Condition de non fragilité :

Par les règles BAEL91/99 il doit être vérifié la condition suivante : $A_{st} \geq A_{\min}$

$$\text{avec } A_{\min} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d$$

$$\text{En travée : } A_{\min} \geq 0,23 \frac{2,1}{400} \cdot 65 \cdot 18 = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{st} = 2,36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{En appui : } A_{\min} \geq 0,23 \frac{2,1}{400} \cdot 65 \cdot 18 = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{st} = 1,57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

➤ **vérification des contraintes normales a l'ELS :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \text{ (pour le béton)} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \text{ (pour l'acier)} \end{array} \right.$$

• **1^{er} condition : ($\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$)**

On a : $\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$

Et σ_b : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_b = KY = \frac{M_{ser}}{I} y$)

Avec : $I = \frac{by^3}{3} + 15. [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$ (Moment d'inertie)

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} \right]$$

y : position de l'axe neutre

☞ **En travée :** On trouve : **Y=3.59 cm** **I=8893.02cm⁴**

$\sigma_b = 2.22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ CV.

☞ **En appuis :**

On trouve : **Y=3.59cm** **I=8893.02cm⁴**

$\sigma_b = 2.22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ CV

Remarque :

Comme les fissurations est peut nuisible, la vérification de l'Etat limite service de l'ouverture des fissures est n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification des efforts tranchants :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{bc}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$

Donc : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 1.89 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 1.89 \text{ MPa}$

Et on a :

$\tau_u = V_{u \max} / d.b_0 = 13.84 * 10^3 / 180 * 120 = 0.64 \text{ MPa}$

Donc :

$\tau_u = 0.64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.89 \text{ MPa}$ CV

III.4.7. Calcul des armatures transversales :

- **Diamètre :**

Le diamètre des armatures transversale donnée par :

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \emptyset_1 \right\} \text{ Avec : } \emptyset_1 : \text{c'est le diamètre maximal des armatures longitudinales.}$$

$$\text{Donc : } \emptyset \leq \min \left\{ \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 10 \right\} = 0.57 \text{ cm} = 5.7 \text{ mm}$$

Donc on choisit des cadres de $\emptyset 6$

- **Espacement :**

L'espace S_t est donné par la condition suivante : $S_t \leq \min (0.9d ; 40\text{cm})$

$$\text{Donc : } S_t = \min (0.9 \cdot 18 ; 40\text{cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

Conclusion :

Les armatures transversal seront réalisés par des étriers de T8, avec un espace $S_t = 15$ cm sur la totalité des poutrelles.

III.4.8) Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés).

L'espace ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm pour les barres perpendiculaire aux poutrelles.
- 30 cm pour les barres parallèle aux poutrelles

III.4.8.1 Étude de la dalle de compression :**1. Les armatures perpendiculaires aux poutrelles : selon le (CBA 93 Art B.6.8.4.2.).**

$$\text{On a : } A_{\perp} = \frac{4 \cdot L}{f_e}$$

Avec :

L: distance entre l'axe des poutrelles ($L=65 \text{ cm}$) et prend en cm.

A_⊥: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot 0.65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On : prend **5 $\emptyset 5$** avec **As = 0.98 cm² / ml**

S_T = 20 cm

2. armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\text{par}} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On : prend $5 \text{ } \varnothing 5$ avec $A_s = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$S_T = 20 \text{ cm}$

Donc : On adapte un treillis soudé de T S $\varnothing 5(200 \times 200)$.

III.4.9. Schéma de ferrailage du plancher :

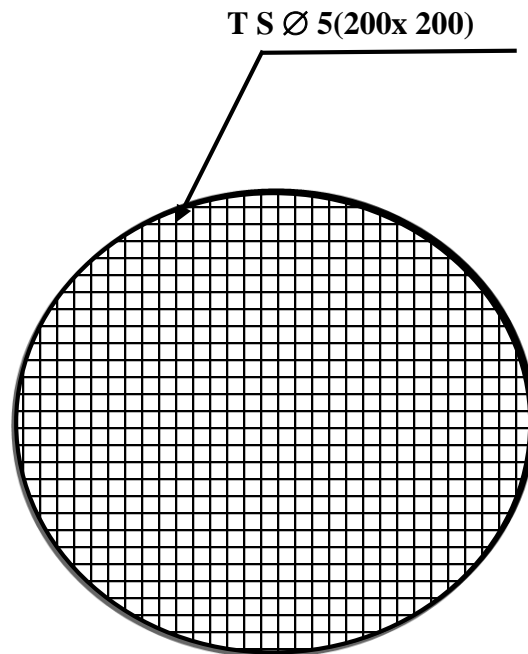


Figure III.24 : Ferrailage de la dalle de compression

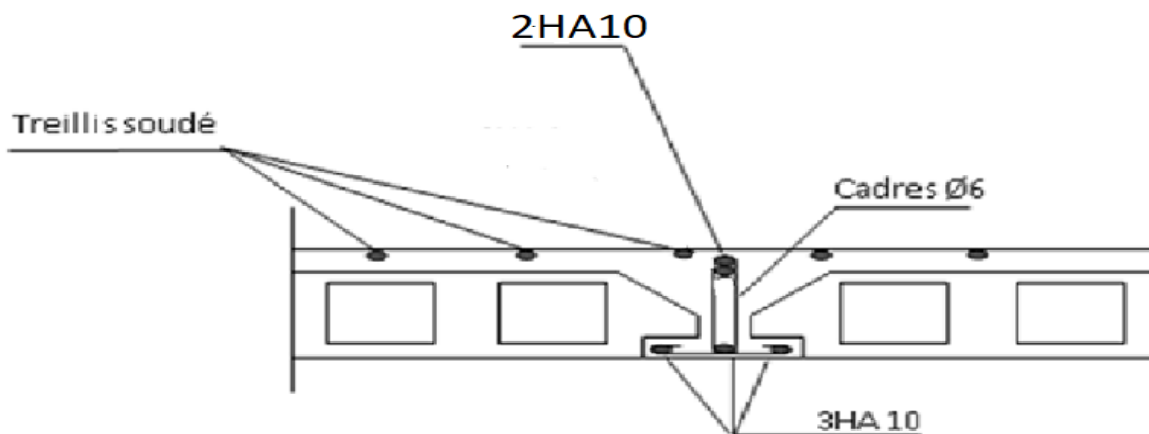


Figure III.25 : Ferrailage de la poutelle

III.5. Calcule de la salle des machines :

Notre bâtiment comprend une seule cage d'ascenseur dont la vitesse d'entraînement $V = 1 \text{ m/s}$. La surface de la cabine est de $(2.00 \times 2.00) \text{ m}^2$. La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 8 tonnes.

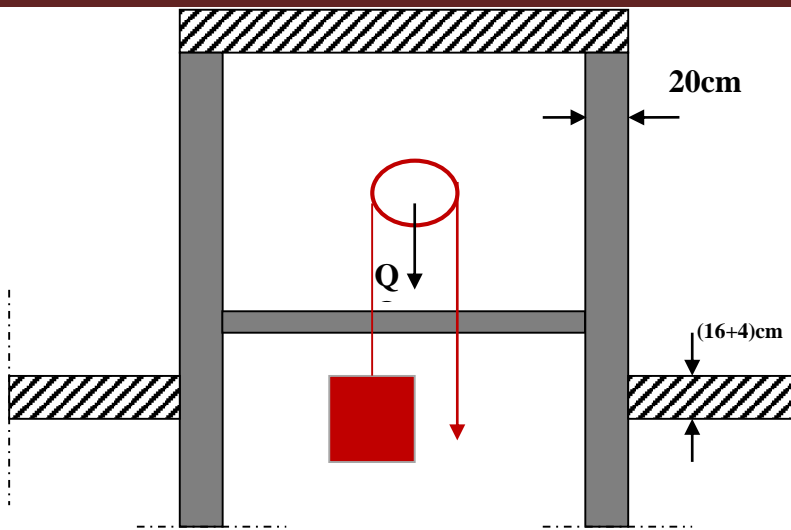


Figure III.26 : Schéma d'ascenseur.

III.5.1 Dimensionnement de la dalle :

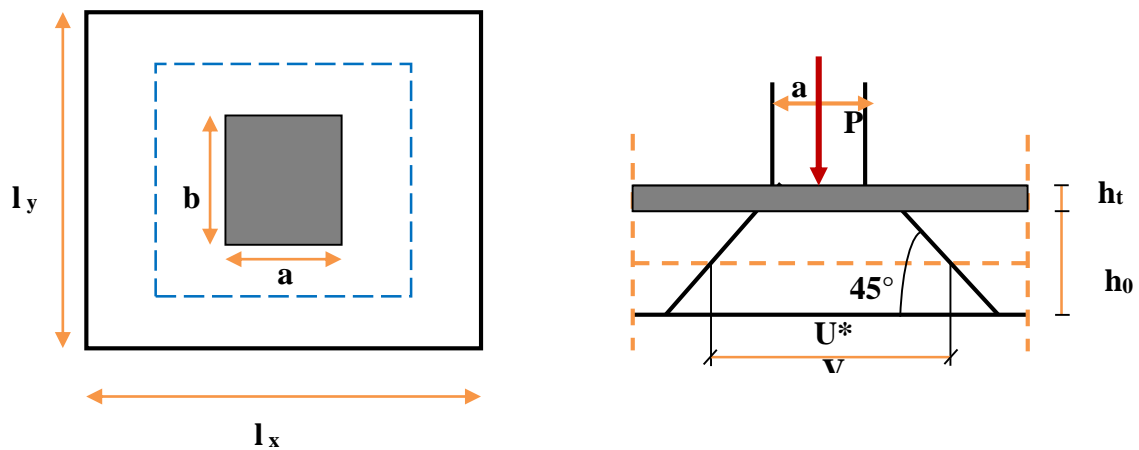


Figure III.27 : Répartition de la charge localisée sur la dalle.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{200}{200} = 1 > 0.4 \quad \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

➤ Pour un panneau isolé :

$$h_t > \frac{l_x}{30} = \frac{200}{30} = 6.66\text{cm}$$

Le R.P.A impose que $h_{\min} = 12 \text{ cm}$, donc on prend : $h_t = 15 \text{ cm}$

La dalle encastree sur quatre cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_0 : \text{Epaisseur de la dalle } (h_0 = 15 \text{ cm}) \\ e : \text{Epaisseur du revêtement } (e=5\text{cm}) \\ p : \text{la charge concentrée} \\ k = 1, \text{ car les revêtements est aussi solide que le béton.} \\ a = b=150\text{cm} \end{array} \right.$$

v : coefficient de poisson

$$\text{On aura: } \left\{ \begin{array}{l} U = a+2k.e+h_0 = 150+2 \times 5+15 = 175\text{cm} \\ V = b+2k.e+h_0 = 150+2 \times 5+15 = 175\text{cm} \end{array} \right. \implies U = V = 175\text{cm}$$

III.5.2 Calcul des sollicitations :

- **À L'ELU : ($v=0$)**

- système de levage : $q_u=1,35 \times 80 = 108 \text{ KN}$
- Dalle en béton armé : $G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) = 4.85 \text{ KN/m.}$
 $Q = 1\text{KN.}$
 $q_u = (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1) = 8.05 \text{ KN/m.}$

- **À L'ELS : ($v=0.2$)**

- Système de levage : $q_{\text{ser}} = 80 \text{ KN.}$
- Dalle en béton armé : $q_{\text{ser}} = (4.85 + 1) = 5.85 \text{ KN.}$

Principe de calcul :

- ❖ **Calcul des moments dus au système de levage :**

M_1, M_2 : coefficients données en fonction de $(\alpha, \frac{U}{L_x}, \frac{U}{L_y})$.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = q_u \cdot M_1 \\ M_{y1} = q_u \cdot M_2 \end{array} \right.$$

- ❖ **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :**

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec: coefficient de poisson } \left\{ \begin{array}{l} v = 0,2 \implies \text{à L'ELS} \\ v = 0 \implies \text{à L'ELU} \end{array} \right.$$

- À L'ELU : ($v=0$)

a) Calcul de M_{x1} ; M_{y1} : dus au système de levage :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{200}{200} = 1 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{175}{200} = 0.875 \implies \text{D'où : } M_1 = 0.044; M_2 = 0.044 (\text{tableau de PIGEAUD}) \\ \frac{U}{L_y} = \frac{175}{200} = 0.875 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = q (M_1 + v M_2) \\ M_{y1} = q (M_2 + v M_1) \end{array} \right. \implies \text{Avec: } v=0$$

Donc :

$$M_{x1} = q_u \cdot M_1 = 108 \times 0.044 = 4.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_u \cdot M_2 = 108 \times 0.044 = 4.75 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{array} \right. \implies \text{Avec: } v=0$$

$$\alpha = 1,00 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.044 \\ \mu_y = 0.044 \end{cases}$$

Pour:

$$M_{x2} = 0.044 \times 8.05 \times (2.00)^2 = 1.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.044 \times 1.42 = 0.062 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.75 + 1.42 = 6.17 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.75 + 0.62 = 5.37 \text{ KN.m}$$

- **Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par le coefficient **0,85** en travée et **0,3** aux appuis.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{X \text{ app}} = -0,30 M_x \implies M_{Y \text{ app}} = -0,30 M_y \\ M_{X \text{ tra}} = 0,85 M_x \implies M_{y \text{ tra}} = 0,85 M_y \end{array} \right.$$

Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau (III.10):Tableau les moments calculés à l'ELU

	Sens	Zone	Moments(KN.m)
ELU	X-X	sur appuis	-2.06
		En travée	5.24
	Y-Y	sur appuis	-1.61
		En travée	4.56

➤ À L'ELS : ($v=0.2$)

a) Calcul de M_{x1} ; M_{y1} : dus au système de levage :

Donc :

$$M_{x1} = q_s \cdot (M_1 + v M_2) = 80 \times (0.044 + 0.2 \times 0.044) = 3.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_s \cdot (M_2 + v M_1) = 80 \times (0.044 + 0.2 \times 0.044) = 3.53 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad \text{Avec: } v=0.2$$

$$\alpha = 1.00 \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.044 \\ \mu_y = 0.044 \end{array} \right.$$

Pour:

$$M_{x2} = 0.044 \times 5.85 \times (2.00)^2 = 1.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.044 \times 1.03 = 0.045 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 3.53 + 1.03 = 4.56 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.53 + 0.045 = 3.54 \text{ KN.m}$$

• **Remarque :**

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par le coefficient **0,85** en travée et **0,3** aux appuis.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{X \text{ app}} = -0,30M_x \quad \Rightarrow \quad M_{Y \text{ app}} = -0,30M_y \\ M_{X \text{ tra}} = 0,85M_x \quad \Rightarrow \quad M_{Y \text{ tra}} = 0,85M_y \end{array} \right.$$

- Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau (III.11):Tableau les moments calculés à l'ELS

	Sens	Zone	Moments(KN.m)
ELS	X-X	sur appuis	-1.37
		En travée	3.88
	Y-Y	sur appuis	-1.06
		En travée	3.01

❖ *Diagrammes des moments :*

➤ À L'ELU :

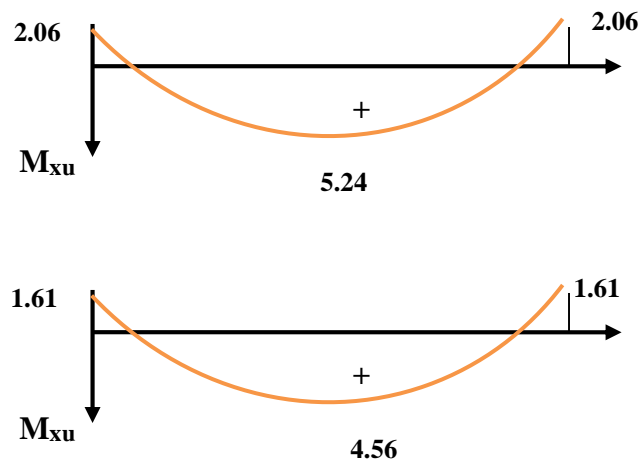


Figure III.28 : Diagrammes des moments à L'ELU

➤ À L'ELS :

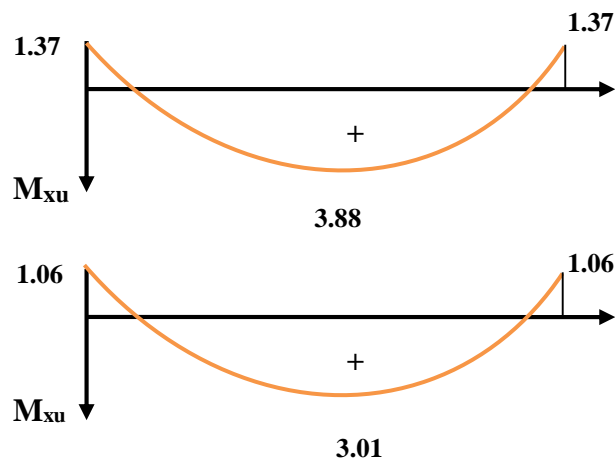


Figure III.29 : Diagrammes des moments à L'ELS

III.5.3 Calcul des armatures en flexion simple :

Le calcul se fera à *L'ELU* pour une bande de 1m.

$H = 15\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $d = 13\text{cm}$; $\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$; FeE400. $F_{ed} = 348\text{ MPa}$;

$f_{c28} = 25\text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1\text{ MPa}$; $F_{bu} = 14.20\text{ MPa}$. $A' = 0$

❖ **Ferraillage dans le sens x-x :** (Fissuration peu préjudiciable).

Aux appuis $\Rightarrow M_a = 2.06\text{kN.m}$

En travée : $\Rightarrow M_t = 5.24\text{kN.m}$

• *Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :*

Tableau (III.12):Tableau de Ferraillage dans le sens x-x

	Sens X-X						
	M_U (KN.m)	A' (cm ²)	A_s (calculer) (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix	S_t (cm)
Sur appuis	2.06	0	0.45	1.57	7.91	7T12	15
En travée	5.24	0	1.15	1.57	7.91	7T12	15

❖ **Ferraillage dans le sens y-y :**

Aux appuis $\Rightarrow M_a = 1.61\text{KN.m}$

En travée : $\Rightarrow M_t = 4.56\text{KN.m}$

• *Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :*

Tableau (III.13):Tableau de Ferraillage dans le sens y-y

	Sens Y-Y						
	M_U (KN.m)	A' (cm ²)	A_s (calculer) (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix	S_t (cm)
Sur appuis	1.61	0	0.41	1.57	3.925	5T10	15
En travée	4.56	0	1.00	1.57	3.925	5T10	15

III.5.4. Vérifications :❖ **Vérification de la condition de non fragilité : (Art : A.4.2.1.BAEL91)**

$$A_{\min} = \delta_0 b \cdot h \frac{3-\alpha}{2} \rightarrow \text{Avec...} \rho_0 = 0,8\text{‰}$$

$$\text{Avec : } \delta_0 = 0,0008 \text{ pour } FeE400 \text{ et } \alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{3-1}{2} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{ua} = 3,925 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml} \implies \text{C.V} \\ \text{En travées : } A_{ut} = 3,925 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml} \implies \text{C.V} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{ua} = 3,925 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml} \implies \text{C.V} \\ \text{En travées : } A_{ut} = 3,925 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml} \implies \text{C.V} \end{array} \right.$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{Sx} \geq 0,23 b x d f_{c28}/f_e = 0,23 \times 13 \times 100 \times 2,1/400 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{Sy} \geq 0,23 b x d f_{c28}/f_e = 0,23 \times 13 \times 100 \times 2,1/400 = 1,57 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification des diamètres maximaux des barres:**

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \implies \text{C.V}$$

❖ **Ecartement des barres :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

$$\blacksquare \text{ Armatures } A_x // L_x : S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

$$\blacksquare \text{ Armatures } A_y // L_y : S_t = 15 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

❖ **Vérification au poinçonnement: (BAEL91/Art : A.5.2.42)**

$$q_u \leq 0,045 \times \mu_i \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : La charge de calcul à L'ELU

h : Epaisseur totale de la dalle

μ_i : Périmètre du rectangle d'impact au niveau de la feuille moyenne de la dalle.

$$\mu_1 = 2(U - V) = 2(1.75 + 1.75) = 7\text{m}$$

$$q_u = 1,35 \times 80 = 108 \text{ KN}$$

$$q_u < \frac{0,045 \times 7,00 \times 0,15 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 787,5 \quad \Rightarrow \text{C.V}$$

❖ *Vérification de la contrainte tangentielle :*

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge.

On doit vérifier que :

$$U = V \rightarrow V = \frac{q_u}{2a+b} = \frac{108}{2 \times 2 \times 2} = 13,5 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{13,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,11 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{C.V}$$

III.5.5. schéma de ferrailage :

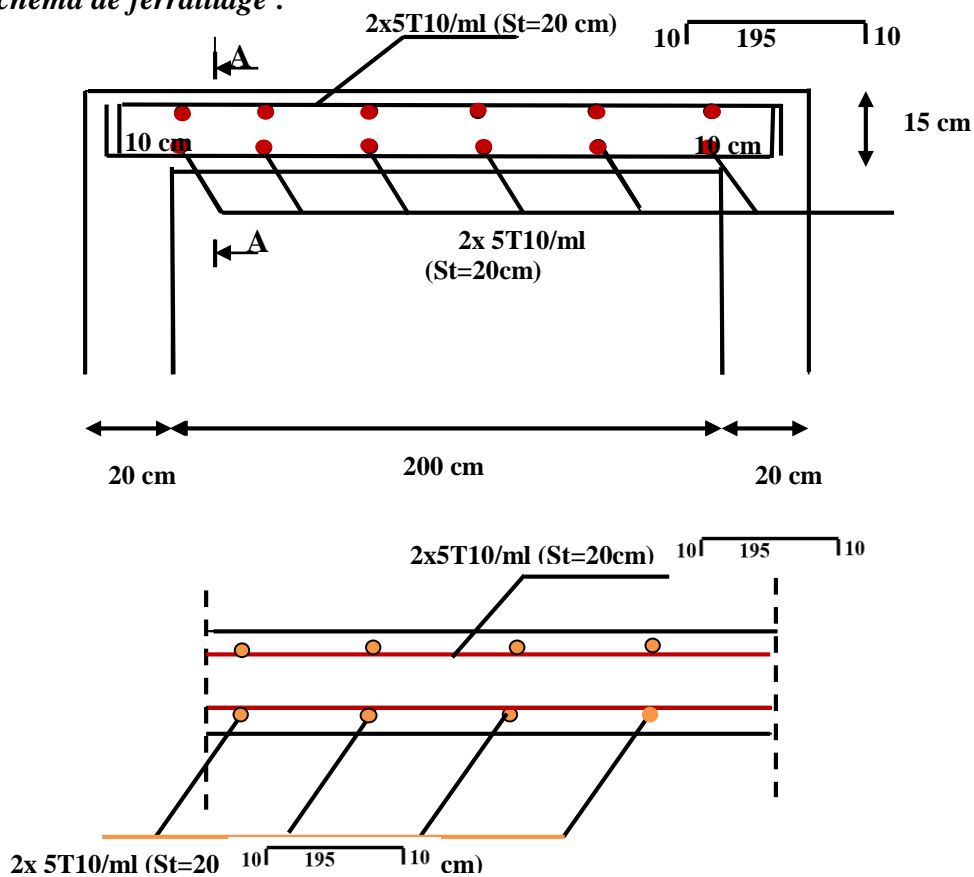


Figure III.30 : Ferrailage de la dalle du local machine

CHAPITRE IV

Etude dynamique et sismique

IV. Etude dynamique et sismique

Introduction :

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

Les forces d'origine sismique agissant sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur de génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages par un comportement essentiellement plastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent, avec une ductilité permettant de limiter les dommages et sans effondrement.

IV. a. Etude dynamique :

IV.a.1. Modélisation de la structure étudiée :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux, etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis ETABS est utilisé.

➤ Description du logiciel ETABS :

Nom du programme: **Extended 3D Analysis of Building Systems**

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI. etc). De plus, de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

IV.a.2. Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

IV.a.3. Modélisation de la masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ [RPA99/version 2003], (dans notre cas $\beta = 0,4$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

L'estimation de l'effort sismique est faite par diverses méthodes de calcul qui ont été proposées parmi les quelle on distingue deux méthodes très couramment utilisées.

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique modale spectrale.

✓ Présentation de la vue en 3D :

La modalisation de notre structure à partir de logiciel ETABS 9.7.1 nous à donnée la vue en 3D suivante :

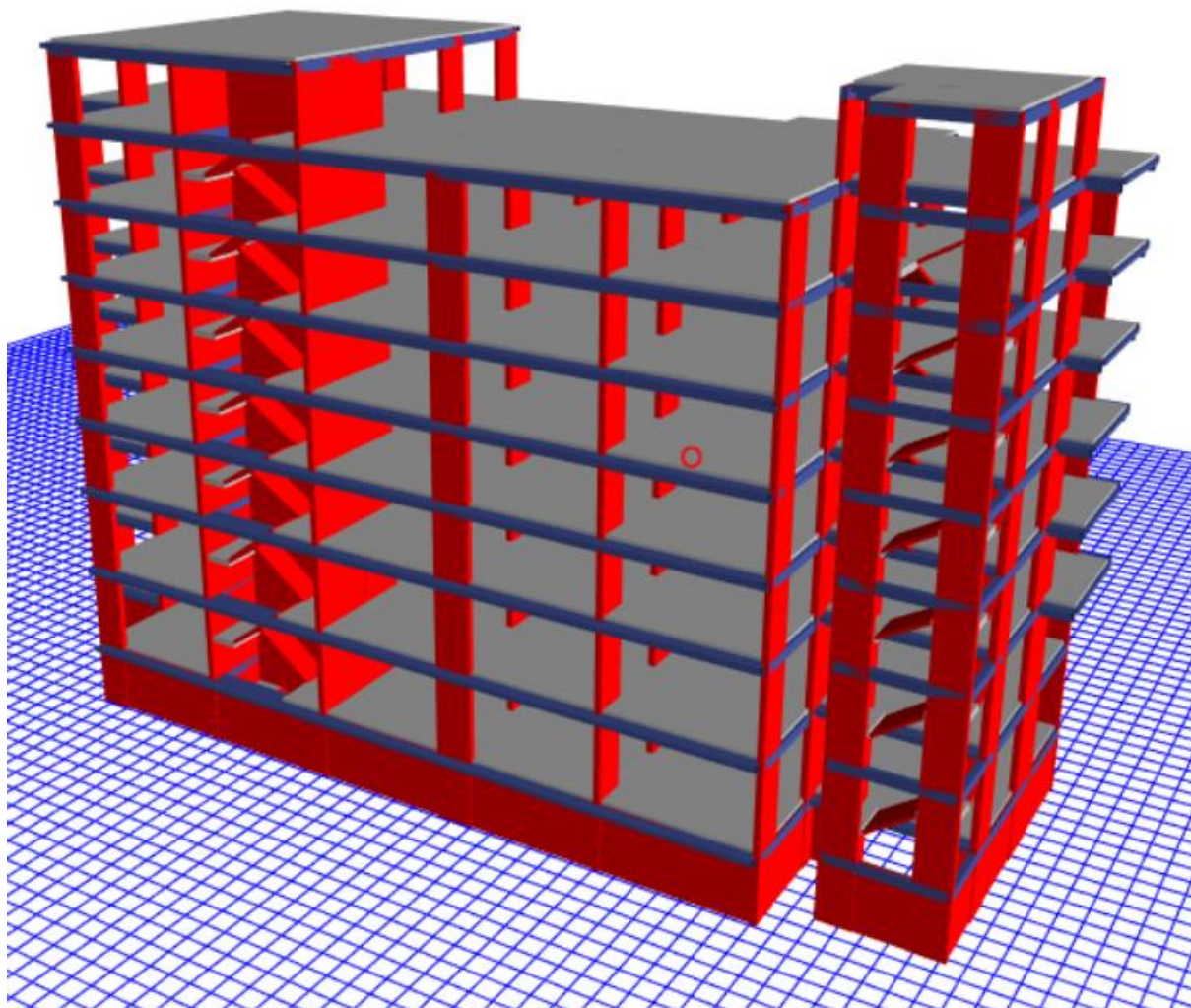


Figure IV.1 : schéma de la structure en 3D.

IV.a.4. Présentation de méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV. a. 4.1. Méthode statique équivalente : RPA (Art 4.2)

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- ✓ le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation avec une hauteur du bâtiment au plus égale à 65 m en zone II à 30 m en zone III et IIb.
- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes d'usages.

Zone II : Groupe d'usage 3.

Groupe d'usage 2..... $H_T \leq 7$ niveaux ou 23 m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1A..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10 m.

Zone III : Groupe d'usage 2 et 3..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10 m.

IV. a.4.2. Méthode d'analyse modale spectrale:

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

IV. a. 5. Choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, **Blida** est classée dans une zone de sismicité forte **ZONE III**, ainsi que notre ouvrage étant un bâtiment classé en **Groupe2**.

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale

IV. a. 6. Méthode dynamique modale spectrale :

IV. a. 6.1. Spectre de réponse de calcul :

Selon le **RPA99V2003** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7/(\xi + 2)} > 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

➤ **Classification du site :**

Selon le **RPA99V2003** Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent .

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble (**Catégorie S3**).

➤ **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \dots \dots T \geq 3.00s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique dépendant du site: pour un site ferme (S3).

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{array} \right. \dots \dots \dots \text{(Tableau 4.7 R.P.A V2003).}$$

- **Coefficient de correction d'amortissement η :**

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(\xi + 2)} = 0.764 \quad \dots\dots \text{(Article 4.2 R.P.A V2003)}$$

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.... [tab4-2].

On prend le cas le plus défavorable pour $\xi = 10\%$.

- **Estimation de la période fondamentale :**

La période fondamentale $T = 0.808s$ inférieure à celle calculée par les formules empiriques données par le RPA99 :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (\text{ART 4-2-4 RPA99/VER2003}).$$

C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6 R.P.A V2003) :

Pour une structure dont le contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie $\longrightarrow C_T = 0.05$

$$h_N = 31.62 \text{ m.}$$

$$D'où : \quad T = 0.05(31.62)^{3/4} \quad T = 0.667 (s)$$

$$T_2 \leq T_x = 0.667 \text{ s} \leq 3 \text{ s} \quad \longrightarrow \quad D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\text{Donc : } \quad D = 1.576$$

- **Coefficient de comportement R :**

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 de RPA 99/ Version 2003), en fonction du système de contreventement ($R = 3.5$).

- **Facteur de qualité Q :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \quad \dots\dots\dots \text{(Art 4 .4 R.P.A V2003)}.$$

Où : P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4 R.P.A V2003).

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités.

Critère	Observé	Non observé
Condition minimale sur les files de contreventement	/	0.05
Redondance en plan	/	0.05
Régularité en plan	/	0.05
Régularité en élévation	/	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	/	0
Contrôle de la qualité d'exécution	/	0
Q (totale)	1.2	

➤ **Poids total de la structure W :**

Pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{gi} + 0,4W_{Qi}$

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99, $\beta = 0,40$

W_{gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitations.

Tableau IV.2 : Les valeurs obtenues.

A	D	Q	R	T(s)	W(KN)
0.25	1.576	1.20	3.5	T = 0.667s	63870,0102

IV.a. 6.2. Modélisation de la structure :

Il est à présent clair que l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate.

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme et irrégulière en plan et élévation, contreventée par des voiles.

le choix du positionnement des voiles. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.
- En respectant l'architecture et en suivant les critères ci-dessus on a opté pour la distribution suivante.

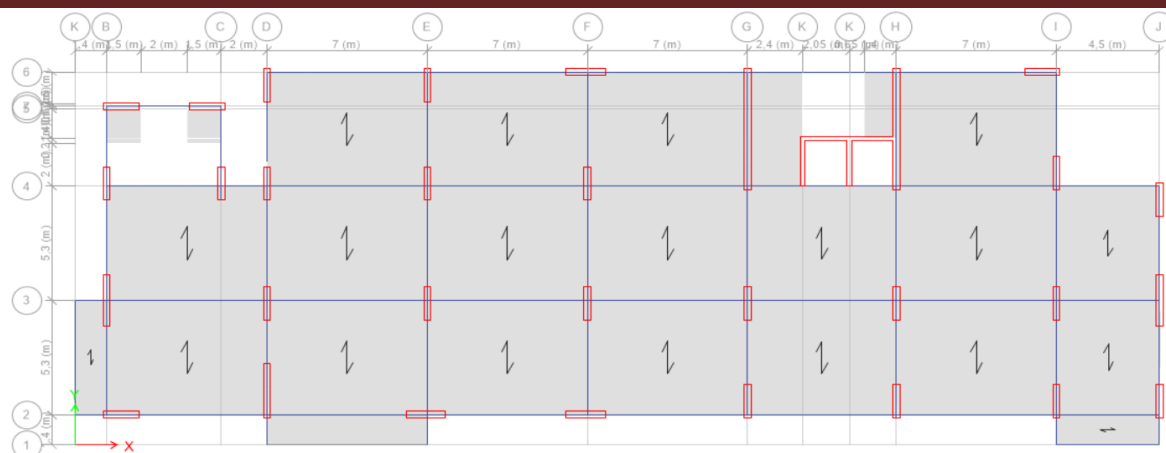


Figure IV.2 : disposition des voiles.

IV. a. 6.2.1. Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

➤ **détermination des masses et centre de masse par étages :**

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i .

X_i, Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

➤ **Caractéristiques massiques :**

Tableau IV.3 : Centre de masse et inertie des niveaux.

TABLE: Centers Of Mass And Rigidity								
Story	Diaph	Mass X	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ey	ex
		ton	m	M	m	m	m	m
Story9	D1	272,5334	35,8431	9,8917	26,8618	11,8718	Comble	
Story9	D2	72,05	4,3445	11,1956	10,1835	13,0391		
Story8	D3	708,8553	24,1928	9,334	24,4952	11,4215	-2,0875	-0,3024
Story7	D4	757,6745	23,9873	9,2565	24,5577	11,4773	-2,2208	-0,5704
Story6	D5	757,6745	23,9873	9,2565	24,6696	11,4975	-2,241	-0,6823
Story5	D6	757,6745	23,9873	9,2565	24,7923	11,4964	-2,2399	-0,805
Story4	D7	756,7751	23,978	9,2478	24,8901	11,4575	-2,2097	-0,9121
Story3	D8	819,2526	24,2829	8,9825	24,8913	11,2968	-2,3143	-0,6084
Story2	D9	775,5594	24,1274	9,4256	24,4714	10,4661	-1,0405	-0,344
Story1	D10	832,6551	24,162	9,3217	22,6667	8,8631	0,4586	1,4953

e_x : excentricité théorique suivent x.

e_y : excentricité théorique suivent y.

➤ **L'excentricité accidentelle** : (article 4.2.7 RPA99/Version 2003)

Dans notre cas (analyse tridimensionnelle) en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion.

$$e_{acc} = \pm 0.05 \max (l_x ; l_y) = \pm 0.05 \max (47.4; 17.3) = 2.35\text{m} \quad e_{acc} = 2.35\text{m}$$

$$\left\{ e_x = 2.35 \text{ m.} \right.$$

$$W_t = M_t \times g = 6510,7044 * 9.81 = 63870,0102 \text{ KN}$$

➤ **Nombre de modes à considérer** :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales les nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée
- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} : T_k \leq 0.20 \text{ sec} \quad (\text{article 4-14 RPA/2003}).$$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_k la période du mode K.

Le nombre de modes à considérer est : 18 modes.

IV.a.6.2.2. Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires :

• **Mode de vibrations et taux de participation des masses :**

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS 18.2 on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau:

Tableau IV.4 : périodes, modes et facteurs de participation massique.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	Nature
	Sec						
1	0,808	0,6537	0,0206	0,6537	0,0206	0,0144	Translation x-x
2	0,671	0,0107	0,5994	0,6644	0,6201	0,0513	Translation y-y
3	0,602	0,0245	0,0431	0,689	0,6632	0,6004	Rotation z-z
4	0,227	0,1153	0,0023	0,8043	0,6655	0,0015	
5	0,162	0,0017	0,1401	0,806	0,8056	0,0158	
6	0,155	0,003	0,0125	0,809	0,8181	0,1172	
7	0,116	0,0226	1,8E-05	0,8315	0,8181	0	
8	0,105	0,0135	0,0006	0,8451	0,8187	0,0015	
9	0,076	0,0101	0,006	0,8552	0,8246	0,0045	
10	0,069	0,0048	0,0483	0,86	0,8729	0,0003	
11	0,068	0,0014	3,7E-05	0,8614	0,873	0,0437	
12	0,059	0,01	0,0065	0,8714	0,8795	0,0019	
13	0,051	0,0032	0,0012	0,8746	0,8806	0,0034	
14	0,047	0,0078	0,0008	0,8824	0,8815	0,0052	
15	0,04	0,0037	0,0262	0,886	0,9076	0,0005	
16	0,039	0,0057	0,0111	0,8917	0,9188	0,0071	
17	0,036	0,0009	0,0011	0,8926	0,9199	0,0234	
18	0,03	0,0084	0,0001	0,901	0,92	9,6E-07	

➤ **Modes de vibrations obtenus :**

✓ **Premier mode de vibration : « Translation suivant X ».**

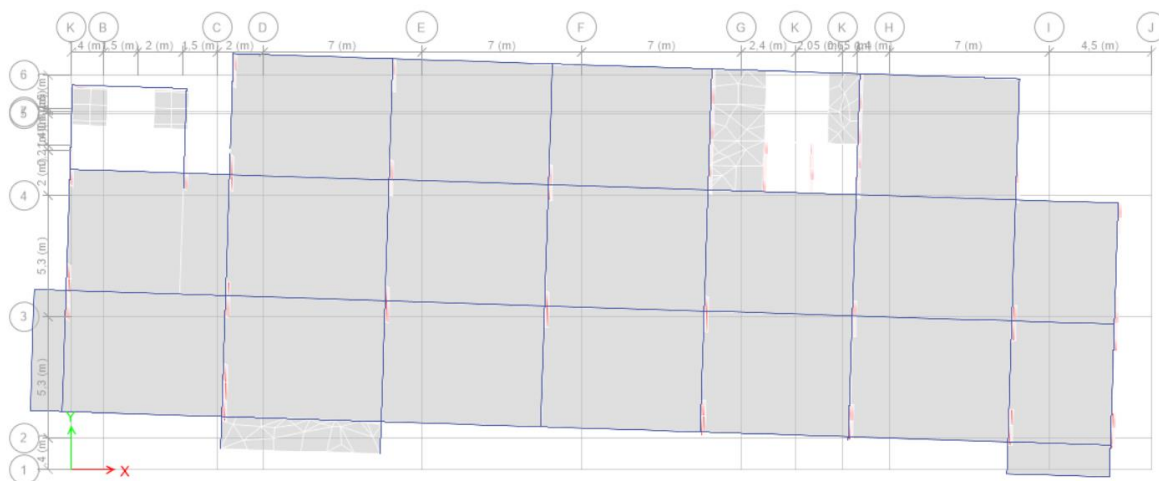


Figure IV.3 : 1^{er} Mode de translation suivant le sens XX de période $T = 0.808$ s.

✓ **Deuxième mode de vibration : « Translation suivant Y ».**

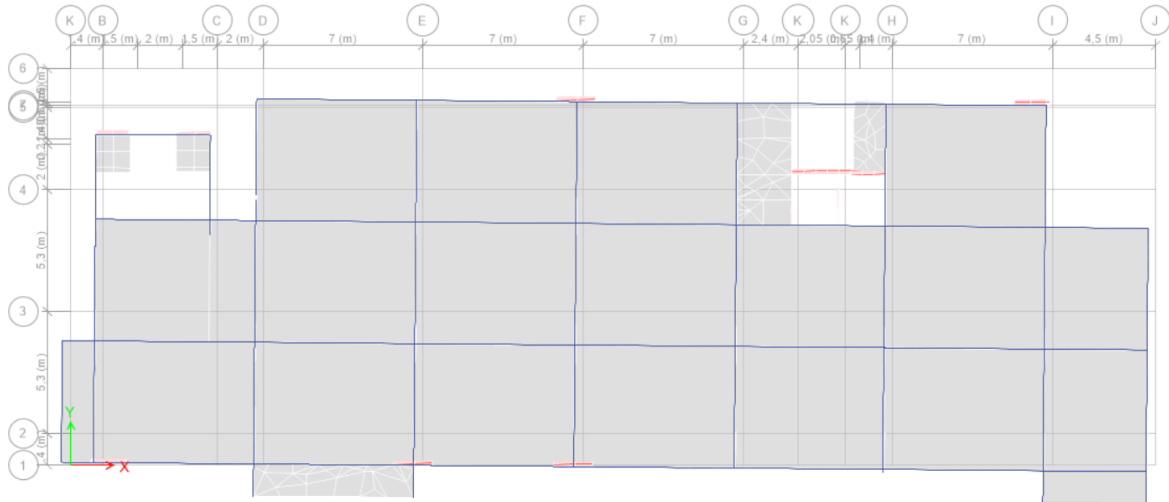


Figure IV.4 : 2^{ème} Mode de translation suivant le sens YY de periode $T = 0.671s$.

✓ **Troisième mode de vibration : « Rotation ».**

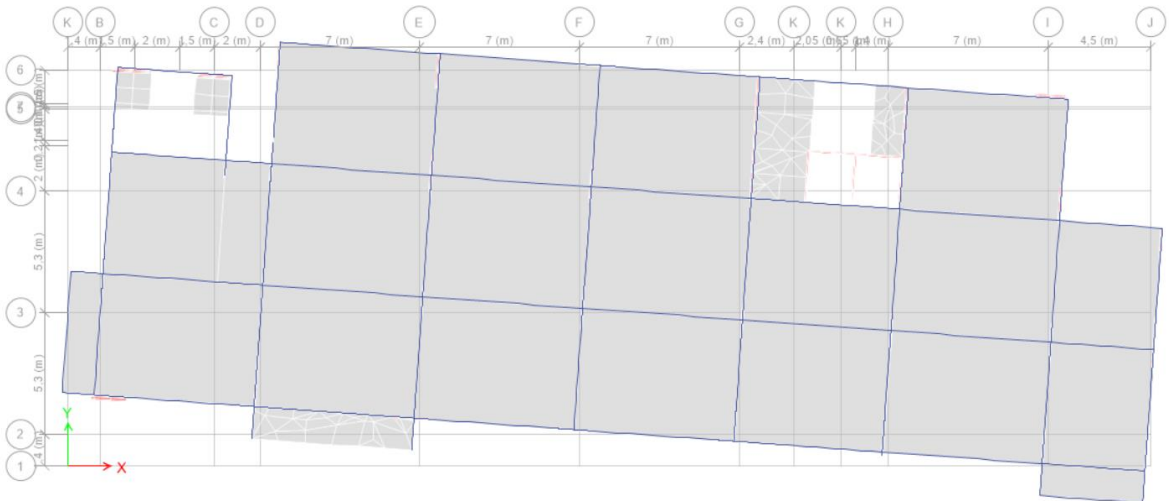


Figure IV.5 : 3^{ème} Mode de rotation autour de laxe Z de periode $T = 0.602s$.

➤ **Commentaire :**

D’après le RPA99 Version 2003, la valeur de T_E calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$T = 0.808 s < T = 0.667 * 1.30 = 0.867s$ **Condition Vérifiée**

V. b. Etude sismique :

IV. b. 1. L'effort tranchant modal à la base :

Tableau IV.5 : L'effort tranchant modal et les moments à la base (ETABS).

TABLE: Story Forces						
Output Case	P	VX	VY	T	MX	MY
	kN	kN	Kn	kN-m	kN-m	kN-m
EX	0,0001	45942,5998	9427,1895	517822,8597	206026,8371	1010634,073
EY	0,00003582	1522,536	7610,6276	193223,2384	164660,8952	33133,42

IV. b.2. Vérification des exigences de RPA99/2003 :

➤ *Vérification de la force sismique :*

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par la méthode de l'analyse modale **F** ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente **V**. (RPA /version 2003 article 4-3-6) :

Si $V_{dy} < 0.8 V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0.8V/V_t$.

• *Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente :*

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/V2003 par la formule suivante :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

W : Poids total de la structure.

Donc

$$V = \frac{A * D_x * Q}{R} * W = \frac{0.25 * 1.576 * 1.2}{3.5} * 63870,010$$

$$V=8627.92KN$$

Tableau IV.6 : Vérification de la force sismique (statique et dynamique).

	$V_{statique} (KN)$	$V_{dynamique} (KN)$	$0.8 V_{statique} (KN)$	$0.8 V_s < V_{dyn}$
<i>Sens X-X</i>	8627.92	45942,5998	6902.34	<i>Vérifiée</i>
<i>Sens Y-Y</i>	8627.92	9427,1895	6902.34	<i>Vérifiée</i>

➤ **Spectre de réponse :**

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le logiciel **Spectre 99 V 2003**.

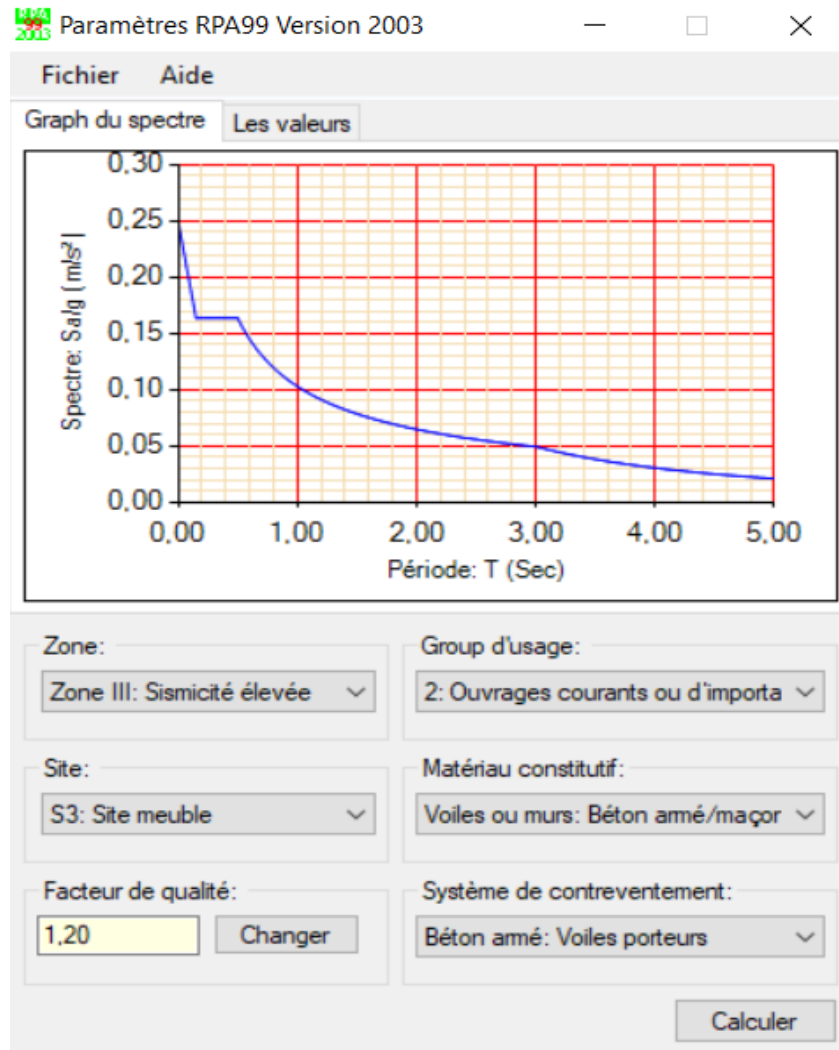


Figure IV.6 : s.pectre de réponse.

IV. b. 3. Distribution des forces sismique selon la hauteur : (RPA99/V2003Art.4.2.5) :

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$\mathbf{V} = F_t + \sum F_i \quad \dots\dots (4-10)$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure .permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07* T*V$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0.7 secondes.

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \dots \dots \dots (4-11).$$

$$F_{tx} = 0.07TV = 0.07 \times 0.808 \times 45942,59$$

dans notre cas : $T=0822 > 0.7$ \longrightarrow $F_{ty} = 0.07TV = 0.07 \times 0.808 \times 9427,18$

$$F_{tx} = 2598.47 \text{KN}$$

$$F_{ty} = 52.79 \text{KN}$$

➤ *Sens xx :*

Tableau IV.8 : La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens xx.

Niveau	W(ton)	Hi(m)	W*hi (KN.m)	$\sum W*hi$	V (KN)	Ft(KN)	Fi(KN)
Niveau 8	708,8553	28,22	20003,897	97033,545	45942,59	2598,47	8935,58298
Niveau7	757,6745	24,82	18805,481	97033,545	45942,59	2598,47	8400,26023
Niveau 6	757,6745	21,42	16229,388	97033,545	45942,59	2598,47	7249,53965
Niveau 5	757,6745	18,02	13653,294	97033,545	45942,59	2598,47	6098,81907
Niveau 4	756,7751	14,62	11064,052	97033,545	45942,59	2598,47	4942,22484
Niveau3	819,2526	11,22	9192,0142	97033,545	45942,59	2598,47	4106,0003
Niveau 2	775,5594	7,14	5537,4941	97033,545	45942,59	2598,47	2473,55499
Niveau 1	832,6551	3,06	2547,9246	97033,545	45942,59	2598,47	1138,13785

➤ *Sens yy :*

Tableau IV.9 : La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens yy.

Niveau	W(ton)	Hi(m)	W*hi (KN.m)	$\sum W*hi$	V (KN)	Ft(KN)	Fi(KN)
Niveau 8	708,8553	28,22	20003,897	97033,545	9427,47	52,79	1932,63195
Niveau7	757,6745	24,82	18805,481	97033,545	9427,47	52,79	1816,8497
Niveau 6	757,6745	21,42	16229,388	97033,545	9427,47	52,79	1567,96618
Niveau 5	757,6745	18,02	13653,294	97033,545	9427,47	52,79	1319,08266
Niveau 4	756,7751	14,62	11064,052	97033,545	9427,47	52,79	1068,92876
Niveau3	819,2526	11,22	9192,0142	97033,545	9427,47	52,79	888,065992
Niveau 2	775,5594	7,14	5537,4941	97033,545	9427,47	52,79	534,99267
Niveau 1	832,6551	3,06	2547,9246	97033,545	9427,47	52,79	246,162065

IV. b.4. Vérification des déplacements latéraux inter-étage :

D'après l'article (Art 5.10) du RPA99, les déformations relatives latérales d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

a) *Principe de calcul* : (Art 4.43)

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{eK} \quad \text{Avec :}$$

- ✓ R : coefficient de comportement.
- ✓ δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques.
- ✓ Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Le déplacement admissible est : $\Delta_{k \text{ adm}} = 1\%h_0$ Avec : h_0 : la hauteur d'étage.

Les résultats sont représentés dans les deux tableaux suivants :

➤ *Sens longitudinal:*

Tableau IV.10 : Le déplacement inter-étage dans le sens xx.

Niveau	$\delta_{ek} (m)$	R	$\delta k(m)$	$\Delta k-1(m)$	$\Delta_k (x)$	$h_0 (m)$	$\Delta_{k \text{ adm}}(m)$	Obs
Niveau 8	0,009263	3.5	0,032421	0,036836	-0,00441	3.40	0.0340	C.V
Niveau 7	0,010524	3.5	0,036836	0,041192	-0,00435	3.40	0.0340	C.V
Niveau 6	0,010524	3.5	0,041192	0,044376	-0,0031	3.40	0.0340	C.V
Niveau 5	0,010524	3.5	0,044376	0,045489	-0,0011	3.40	0.0340	C.V
Niveau 4	0,010524	3.5	0,045489	0,041587	0,00390	3.40	0.0340	C.V
Niveau 3	0,010524	3.5	0,041587	0,026599	0,01498	4.08	0.0408	C.V
Niveau 2	0,010524	3.5	0,026599	0,001599	0,02500	4.08	0.0408	C.V
Niveau 1	0,010524	3.5	0,001599	0	0,00159	3.06	0.0306	C.V

➤ *Sens transversal:*

Tableau IV.11 : Le déplacement inter-étage dans le sens yy.

Niveau	$\delta_{ek} (m)$	R	$\delta k(m)$	$\Delta k-1(m)$	$\Delta_k (x)$	$h_0 (m)$	$\Delta_{k \text{ adm}}(m)$	Obs
Niveau 8	0,001362	3.5	0,004768	0,004930	-0,000161	3.40	0.0340	C.V
Niveau 7	0,001408	3.5	0,004930	0,004951	-2,17E-05	3.40	0.0340	C.V
Niveau 6	0,001414	3.5	0,004951	0,004789	0,000162	3.40	0.0340	C.V
Niveau 5	0,001368	3.5	0,004789	0,004485	0,000304	3.40	0.0340	C.V
Niveau 4	0,001281	3.5	0,004485	0,004005	0,000479	3.40	0.0340	C.V
Niveau 3	0,001144	3.5	0,004005	0,002489	0,001516	4.08	0.0408	C.V
Niveau 2	0,000711	3.5	0,002489	0,000494	0,001995	4.08	0.0408	C.V
Niveau 1	0,000141	3.5	0,000494	0	0,000494	3.06	0.0306	C.V

➤ *Conclusion :*

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée.

IV.b. 5. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (RPA99/V2003.Art.5.9)

Les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

P_K : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au dessus du niveau (K).

$$\text{Tel que : } P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau K.

Δ_K : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

h_K : hauteur d'étage K.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal :**

Tableau IV.12 : Vérification de l'effet P-Delta sens xx.

Niveau	P_k (KN)	V_X (KN)	H_k (m)	Δ_k (m)	θ_{Kx}	< 0.1
Niveau 8	1053,4387	3088,8213	3,4	0,00441	0,00044236	Vérifier
Niveau 7	1811,1132	4857,2173	3,4	0,00435	0,00047705	Vérifier
Niveau 6	2568,7877	6333,1448	3,4	0,0031	0,00036982	Vérifier
Niveau 5	3326,4622	7526,3455	3,4	0,0011	0,00014299	Vérifier
Niveau 4	4083,2373	8419,9376	3,4	0,0039	0,00055626	Vérifier
Niveau 3	4902,4899	9072,2189	4,08	0,01498	0,00198406	Vérifier
Niveau 2	5678,0493	9368,4156	4,08	0,025	0,00371375	Vérifier
Niveau 1	6510,7044	9427,1895	3.06	0,00159	0,00516481	Vérifier

➤ **Sens transversal :**

Tableau IV.13 : Vérification de l'effet P-Delta sens yy.

Niveau	P_k (KN)	V_X (KN)	H_k (m)	Δ_k (m)	θ_{Ky}	< 0.1
Niveau 8	1053,4387	560,1912	3,4	0,000161	8,9047E-05	Vérifier
Niveau 7	1811,1132	821,8848	3,4	2,17E-05	1,4064E-05	Vérifier
Niveau 6	2568,7877	1030,4852	3,4	0,0001623	0,00011899	Vérifier
Niveau 5	3326,4622	1199,2835	3,4	0,0003045	0,00024841	Vérifier
Niveau 4	4083,2373	1347,4767	3,4	0,0004796	0,00042745	Vérifier
Niveau 3	4902,4899	1449,1465	4,08	0,0015161	0,00125711	Vérifier
Niveau 2	5678,0493	1512,8174	4,08	0,0019955	0,00183571	Vérifier
Niveau 1	6510,7044	1522,536	3.06	0,000494	0,00226481	Vérifier

➤ **Conclusion :**

On constate que Θ_{kx} et Θ_{ky} sont inférieure à **0,1**.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

IV.b. 6. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble:

➤ **vérification au renversement : (RPA99/VERS03 Art.5.5)**

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact du sol fondation.

Le moment de stabilisation sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$) avec :

M_s : moment stabilisant.

M_r : moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

$$\checkmark \quad M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$\checkmark \quad M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b$$

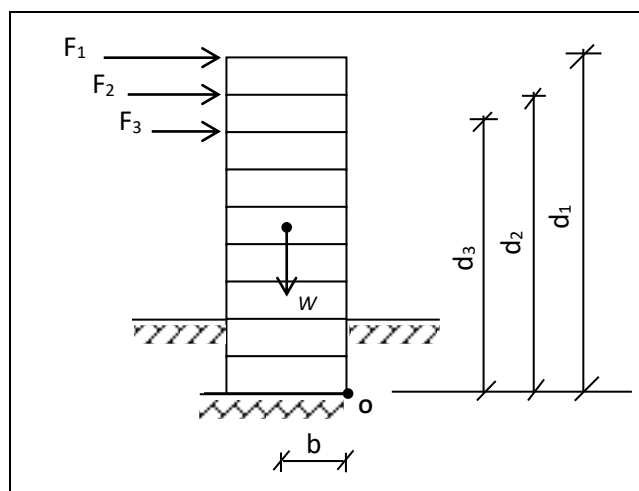


Figure IV.7 : moment de renversement.

b : la distance au centre de gravité selon la direction xx et yy (X_g , Y_g).

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

➤ **Sens xx :**

Tableau IV.14 : Calcul le moment de renversement sens xx.

Niveau	Di(m)	Fxi(KN)	Fxi*di(KN.m)
Niveau 1	3,06	8935,583	27342,884
Niveau 2	7,14	8400,2602	59977,858
Niveau 3	11,22	7249,5397	81339,835
Niveau 4	14,62	6098,8191	89164,735
Niveau 5	18,02	4942,2248	89058,892
Niveau 6	21,42	4106,0003	87950,526
Niveau 7	24,82	2473,555	61393,635
Niveau 8	28,22	1138,1379	32118,25
			$\Sigma=528346,61$

➤ *Sens yy :***Tableau IV.15 :** Calcul le moment de renversement sens yy.

Niveau	Di(m)	Fxi(KN)	Fxi*di(KN.m)
Niveau 1	3,06	1932,632	5913,85392
Niveau 2	7,14	1816,8497	12972,3069
Niveau 3	11,22	1567,9662	17592,5805
Niveau 4	14,62	1319,0827	19284,9885
Niveau 5	18,02	1068,9288	19262,0963
Niveau 6	21,42	888,06599	19022,3735
Niveau 7	24,82	534,99267	13278,5181
Niveau 8	28,22	246,16207	6946,69347
			$\Sigma=114273,41$

➤ *Calcul de centre de gravite de la structure :***Tableau IV.16 :** Centre de gravité et de torsion.

Niveau	xi (m)	Yi (m)	XG (m)	YG (m)
1	24,4952	11,4215	24,42929	10,997
2	24,5577	11,4773		
3	24,6696	11,4975		
4	24,7923	11,4964		
5	24,8901	11,4575		
6	24,8913	11,2968		
7	24,4714	10,4661		
8	22,6667	8,8631		
	195,4343	87,9762		

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{b_x} = \mathbf{L_x} - \mathbf{X_G} \longrightarrow \mathbf{b_x} = 47,4 - 24,429 = \mathbf{23,11m.} \\ \mathbf{b_y} = \mathbf{L_y} - \mathbf{Y_G} \longrightarrow \mathbf{b_y} = 17,3 - 10,997 = \mathbf{7,33m.} \end{array} \right.$$

b : les point les plus éloigner par apport au centre de gravite pour les deux direction.

Tableau IV.17 : Vérification de renversement.

	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	M_s/M_r
Sens longitudinal	63870,0102	23,11	1476035,93	528346,61	2.79
Sens transversal	63870,0102	7,33	468167,17	114273,41	4.09

➤ *Conclusion :*

L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$).

CHAPITRE V

Etude Thermique

V. Etude Thermique

Introduction :

Vu que l'une des dimensions en plan du bâtiment est supérieure à 25 m (L'ouvrage objet de l'étude est situé dans les régions *climat tempéré sec*).

Le règlement **CBA 93 (Art B.5.1)** exige pour toute structure qui dépasse les distances limite de prendre en compte dans les calculs des effets du retrait et des variations de température extérieure à moins que des dispositions spéciales ne soient prises pour pallier ces effets. En plus des contraintes produites par les chargements verticaux et horizontaux, notre structure sera sollicitée par des contraintes thermiques.

V.1. Effet des variations de la température :

La température a une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers ; une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux d'un ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces derniers.

➤ Principe de l'action de température :

Lorsqu'une construction est soumise à une variation de sa température, ses dimensions ont tendance à se modifier proportionnellement à son coefficient de dilatation α . Si cette dilatation ne peut pas s'effectuer librement, il se produit des autocontraintes qui provoquent des efforts internes.

➤ Variations de température et Coefficient de dilatation thermique :

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par les formules suivantes :

$$\Delta L = \alpha l_0 \Delta T \dots \dots \dots (1)$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta T}{l_0} \dots \dots \dots (2)$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient :

$$\varepsilon = \alpha \Delta T \dots \dots \dots (3)$$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = E. \varepsilon \dots \dots \dots (4)$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

$$\sigma = E. \alpha. \Delta T \dots \dots \dots (5)$$

Avec :

L : Variation de la longueur de l'élément.

ΔT : Variation de la température ($\Delta T=20^\circ\text{C}$).

α : Coefficient de dilatation thermique

l_0 : Longueur de la poutre.

σ : Contrainte thermique.

E : Module de Young.

On remarque que la variation de la température Δt a donné naissance à une contrainte σ sachant que les déplacements (allongements, rétrécissements) seront axiaux, donc la contrainte sera aussi axiale.

➤ **Convention de signe :**

La contrainte thermique produite par un accroissement de la température se traduit par une contrainte de traction ou de compression est cela en fonction de l'augmentation ou de la diminution de la température :

$\Delta T > 0 \Rightarrow \sigma > 0$ qui se traduit par une traction

$\Delta T < 0 \Rightarrow \sigma < 0$ qui se traduit par une compression

➤ **Méthode du calcul :**

Afin de quantifier les efforts induits par la température dans les différents éléments de contreventement de la structure en égard des dimensions en plan. Dans notre cas l'une des dimensions en plan s'entend sur une longueur $L_x=47.4\text{ m}$ et $L_y=17.3\text{ m}$

Donc un calcul à la température a été conduit sur la base de :

$$\Delta T=20^\circ\text{C}$$

Le calcul a été effectué sur les poutres de l'extrémité, les plus exposées à la variation de température

➤ **Combinaisons d'actions et l'effet de variation de la température :**

L'effet de variation de la température est introduit dans les combinaisons d'actions conformément aux textes réglementaires selon les cas, telles qu'ils sont définis dans l'article A.3.3, et donnés dans l'annexe C du D.T.R C.B.A 93.

Les sollicitations les plus défavorables sont :

A L'ELU : $1,35G+1,5Q+0,8T$

A L'ELS : $G +Q+0,6 T$

Le calcul se fait à l'aide du logiciel ETABS, en introduisant le gradient de température comme charge d'accompagnement.

➤ Poutres principales en T.

➤ Poutres secondaires (b, h) = (30, 45).

V.2. Resultats du calcul :

Les efforts résultants maximaux qui agissent sur les différentes poutres sont résumés dans les tableaux ci dessous :

Tableau V.1 : Sollicitations des poutres porteuses selon $1,35G + 1,5Q + 0,8 T$

Poutres	Mmax	Mmax
(cm)	(kN.m)	(kN.m)
T	-324.86	207.85
30x45	153.95	111.35

CONCLUSION :

On comparant les sections d'armatures données par le tableau ci-dessus avec celles trouvées dans le chapitre VI, on peut déduire que l'effet de la température sur la structure est négligeable.

CHAPITRE VI

Etude des éléments principaux

VI. Etudes des éléments structuraux

Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous entamons la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé (CBA 93, BAEL et RPA 99/ V.2003).

Notre structure dans sa globalité est constituée de deux types d'éléments structuraux qui sont :

- Les poutres qui sont soumises à la flexion simple dans un plan.
- Les voiles qui sont soumis à la flexion composée dans un seul plan

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (**ETABS 18**), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Les armatures seront calculées dans les situations durables et accidentelles sous l'effet des sollicitations les plus défavorables .

VI .1.Combinaisons d'actions :

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont réputés atteints si les critères ci-après relatifs à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble la stabilité des fondations, les joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme sont satisfaits simultanément Cette étape est nécessaire pour la détermination des Sollicitations revenant aux éléments de résistance.

VI.1.1. Les actions :

Les actions sont des forces et des couples, directement appliqués à une construction, ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température)

- Action permanente notée G.
- Action variable notée Q.
- Action accidentelle notée E.

VI.1.2. Les sollicitations :

Ce sont des efforts (normaux ou tranchants) et les moments (de flexion ou de torsion), développés dans une section par combinaison d'action, calculés par les méthodes de la RDM ou forfaitaires.

VI.1.3. Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions à considérer simultanément, et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments de résistance.

VI.1.4. Les combinaisons de l'RPA 99 :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limites.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

- $0.8G+Ex \dots\dots\dots (1).$
- $G+Q+ Ey\dots\dots\dots(2)$

La combinaison (1) comprend la totalité de la charge d'exploitation, est toute à fait improbable, une grande partie de celle-ci (environ 40 à 60 %) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

La combinaison (2) tient compte de la réduction de la charge qui se produit à cause des effets de l'accélération verticale.

VI.1.5. Les combinaisons de BAEL 91 :

Les combinaisons données par le BAEL 91 sont :

- L'ELU : $1.35 G + 1.5 Q.$
- L'ELS : $G + Q.$

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et dans les situations suivantes :

- Situation durable.
- Situation accidentelle.

VI.1.6. Caractéristiques des matériaux :**Tableau VI.1 : Les caractéristiques des matériaux.**

Matériaux	Caractéristiques	Situation durable	Situation accidentelle
Béton	f_{c28} Mpa	25	25
	γ_b	1.5	1.15
	σ_b Mpa	14.2	18.48
Acier	f_e Mpa	400	400
	γ_s	1.15	1
	σ_s Mpa	348	400

VI.2. Ferrailage des poutres :**VI.2.1 .Introduction :**

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'ELU et à l'EL sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003.

VI.2.2. Recommandation du RPA99/V03 en zone III : (Art 7.5.2).**❖ Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute la section $\Rightarrow A_{\min} = 0.5\% b.h.$
- le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{4\%} \Rightarrow A_{\max} = 4\% b.h \dots\dots\dots \text{ en zone courante.} \\ \mathbf{6\%} \Rightarrow A_{\max} = 6\% b.h \dots\dots\dots \text{ en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$
- La longueur minimale de recouvrement est de **50Φ** en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de **2 U** superposés formant un rectangle ou un carré.

❖ Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003.S_t .b.$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) & \dots\dots\dots \text{Dans la zone nodale.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \dots\dots\dots \text{En dehors de la zone nodale.} \end{cases}$$

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Vi.2.3. Recommandation du BAEL 91 :

❖ **Armatures longitudinales :**

- Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité suivante :

$$A_{l\min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- L'espacement S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}; 15\phi_{l\min} \neq 0). \text{ L'espacement max (Art A.4.2.5)} \\ S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} \\ S_t \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij})} \end{cases}$$

❖ **Armatures transversales :**

- Volume relatif d'armatures : $\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) 0,9 f_e / \gamma_s}$ Avec :

A_t Droites $\alpha = 90^\circ \longrightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$

$$k = \begin{cases} 0 \dots\dots \text{si reprise sans indentation.} \\ 0 \dots\dots \text{si fissuration très nuisible.} \\ 1 \dots\dots \text{en flexion simple.} \end{cases} \quad \text{Donc } k=1 \text{ (flexion simple).}$$

- $\tau_0 = 0,3 f_{ij}^* k$ et $f_{ij}^* = \text{Min} \{ f_{ij}; 3,3 \text{MPa} \} = 2,1 \text{MPa}$.

- $\tau_0 = 0,3 \times 2,1 \times 1 = 0,63 \text{MPa}$

D'où le volume relatif d'armature vaut : $\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj}}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$

Vi.2.4. Section minimale d'armature d'âme :

- Volume minimal d'armatures : $\rho_{t \min} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{MPa} \right\}$.
- Diamètre des armatures d'âme : $\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{t \min} \right\}$.
- Espacement maximale : $S_{t \max} = \text{Min} \left\{ 0.9 d; 40 \text{ cm} \right\}$.

Vi.2.5. Exemple de calcul :

Les poutres travaillent à la flexion simple sous le moment fléchissant. Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul ETABS.

❖ Calcul des armatures longitudinales :

➤ Poutres en T (poutres principales) :

- Ferrailage sous la combinaison 1.08G+EX :

• En travée :

Le moment maximal en travée : $M_{t \max} = 326.78 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 1.3 \times 0.2 \times \left(0.50 - \frac{0.2}{2} \right) \times 18.48 \times 10^3 = 1921.2 \text{ KN.m}$$

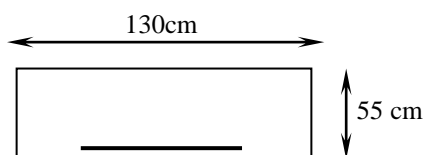
$$M_0 = 1921.2 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_0 > M_{t \max} \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression.

Remarque :

Si l'axe neutre se trouve de la table de compression le calcul se fera comme une section

rectangulaire (b*h)



➤ Calcul de moment réduit μ :

On a :

$$\mu = M_{t \max} / b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$$

$$\mu = 326.78 \cdot 10^6 / 1300 \cdot (500)^2 \cdot 18.48$$

$$\mu = 0.054$$

➤ **Calcul du moment réduit limite :**

$$\mu_l = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1) \quad \text{tel que } \alpha_1 = 0.668 \text{ pour } f_c E400$$

$$\mu_l = 0.391$$

Donc : $\mu = 0,054 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow$ (Pas d'armature comprimé $A' = 0$).

$$\text{On a : } A_s = \frac{M_{t \max}}{Z \cdot f_{ed}}$$

$$\text{Et : } Z = d (1 - 0.4 \alpha) \quad \text{avec : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.069$$

$$Z = 500 (1 - 0.4 \cdot 0.069) = 486.1 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } A_s = \frac{M_{t \max}}{Z \cdot f_{ed}} = \frac{326.78 \cdot 10^6}{486.1 \cdot 400} = 16.1 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 16.1 \text{ cm}^2$$

Et on prend : $A_s = 17\text{HA}12 + 6\text{HA}14 = 28.44 \text{ cm}^2$

• **En appuis :**

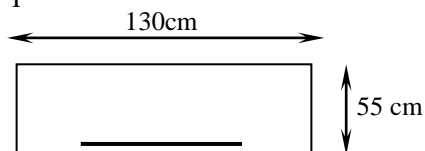
Le moment maximal en appuis : $M_{a \max} = 461.9 \text{ KN.m}$

Donc : $M_0 > M_{t \max} \Rightarrow \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression.

Remarque :

Si l'axe neutre se trouve de la table de compression le calcul se fera comme une section

rectangulaire ($b \cdot h$)



➤ **Calcul de moment réduit μ :**

On a :

$$\mu = M_{t \max} / b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$$

$$\mu = 461.9 \cdot 10^6 / 1300 \cdot (500)^2 \cdot 18.48$$

$$\mu = 0.077$$

➤ **Calcul du moment réduit limite :**

$$\mu_l = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1) \quad \text{tel que } \alpha_1 = 0.668 \text{ pour } f_c E400$$

$$\mu_l = 0.391$$

Donc : $\mu = 0,077 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow$ (Pas d'armature comprimé $A' = 0$).

$$\text{On a : } A_s = \frac{M_{t \max}}{Z \cdot f_{ed}} =$$

$$\text{Et : } Z = d (1 - 0.4\alpha) \quad \text{avec : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.100$$

$$Z = 500 (1 - 0.4 * 0.100) = 489.90 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } A_s = \frac{M_{t \max}}{Z \cdot f_{ed}} = \frac{461.9 * 10^6}{489.9 * 400} = 23.57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 23.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Et on prend : } A_s = 14\text{HA}12 + 6\text{HA}14 = 25.05 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité (BAEL91) :**

$$A_{\text{BAEL min}} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1300 \times 500 \times 2,1}{400} = 7,84 \text{ cm}^2.$$

➤ **Pourcentage exigé par RPA99/version 2003 :**

• **Poutre principale T :**

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0.005 \times S = 18.25 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.04 \times S = 146 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Zone courante.}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.06 \times S = 219 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Zone recouvrement.}$$

a. Poutre principale :

Tableau VI.2 : Calcul le ferrailage des poutres principales.

		Locali- Sation	M _{max} (KN .m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{Adopté} (cm ²)	Choix des barres
Poutre principale	T	Appuis	-461.9	23.57	0	18.25	25.05	14HA12+ 6HA14
		Travée	326.78	16.1	0	28.44	17HA12+ 6HA14	

➤ **Pourcentage exigé par RPA99/version 2003 :**

• **Poutre secondaire : 30 x 45 :**

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Zone courante.}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Zone recouvrement.}$$

b. Poutre secondaire :**Tableau VI.3 : Calcul le ferrailage des poutres secondaires.**

		Locali- Sation	M _{max} (KN .m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{Adopté} (cm ²)	Choix des barres
Poutre secondaire	30x45	Appuis	172.3	11.23	0	6.75	12.62	6T14+3T12
		Travée	134.6	8.63	0		12.62	6T14+3T12

❖ Dispositions constructives :

D'après l'article 7.5.2.2 du RPA99/VERSION2003 concernant les dispositions constructives pour les portiques, l'armature supérieure filante A'sup doit avoir pour section :

$$A'_{sup} \geq \max\left(\frac{A_{appui}}{4}, \frac{A_{appui2}}{4}, 3 \text{ cm}^2\right)$$

En ce qui concerne l'armature inférieure filante A'inf :

$$A'_{inf} \geq \max\left(\frac{A_{appui}}{2}, \frac{A_{travée}}{4}, 3 \text{ cm}^2\right)$$

- Poutre secondaire :

$$A'_{sup} \geq 3.15 \quad ? \quad \text{on prend : } 3T14 \quad A'_{sup} = 4.61 \text{ cm}^2$$

$$A'_{inf} \geq 6.31 \quad ? \quad \text{on prend } \dots \quad A'_{inf} = 8.01 \text{ cm}^2 \quad 3T14+3T12$$

❖ Calcul des armatures transversales :

Le ferrailage transversal se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de traction et de compression dans le béton, Ces armatures transversales reprennent les efforts de traction.

a. Poutres principales :

➤ Selon le **BAEL91** (Art 7-4-2-4) :

la section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t \geq 0,4 \cdot b \cdot St / f_e$$

Avec : $\begin{cases} b : \text{largeur de la poutre.} \\ St : \text{l'espacement des cours d'armatures transversales.} \end{cases}$

$$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm})$$

Donc: $\begin{cases} St \leq \min(50, 40\text{cm}) = 40 \quad \text{on adopte } St = 15\text{cm.} \\ A_t \geq 0.4 \times 130 \times 15 / 400 \Rightarrow A_t \geq 2.6 \text{ cm}^2. \end{cases}$

➤ Diamètre des armatures d'âme (BAEL Art 7-4-2-3):

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l_{\min}} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{55}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right\} = 12 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

➤ Selon le **RPA99 version 2003** :

La section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t = 0.003. S_t . b$$

L'espace maximal:

$$\begin{cases} S_t \leq \min (h/4 ; 12 \phi_L) = 13.75 \text{ cm} \dots\dots \text{En zone nodale :} \\ S_t \leq h/2 = 27.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{En zone courante :} \end{cases}$$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : $S_t \text{ adopte} = \min (S_t \text{ BAEL}, S_t \text{ RPA}) \dots\dots\dots \mathbf{S_t = 10cm.}$

- En zone courante: $S_t \text{ adopte} = \min (S_t \text{ BAEL}, S_t \text{ RPA}) \dots\dots\dots \mathbf{S_t = 15cm.}$

On aura alors :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2 < 2.6 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : $\mathbf{A_t = 3.02cm^2.}$

On aura un cadre et un étrier de diamètre « $\Phi 8$ » . $\mathbf{6\Phi 8.}$

- La longueur minimale de recouvrement :

$$L_r = 50\phi = 50 \times 1,4 = \mathbf{70cm.}$$

b. Poutres secondaires :

➤ Selon le **BAEL91** (Art 7-4-2-4) :

la section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t \geq 0,4. b. S_t / f_e$$

Avec : $\begin{cases} b : \text{ largeur de la poutre.} \\ S_t : \text{ l'espacement des cours d'armatures transversales.} \end{cases}$

$$S_t \leq \text{min} (0.9d, 40\text{cm})$$

Donc: $\begin{cases} S_t \leq \text{min} (40, 40\text{cm}) = 40 \text{ on adopte } S_t = 15\text{cm.} \\ A_t \geq 0.4 \times 30 \times 15 / 400 \Rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2. \end{cases}$

➤ Diamètre des armatures d'âme (BAEL Art 7-4-2-3) :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l_{\min}} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right\} = 12 \text{ mm.}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

➤ **Selon le RPA99 version 2003 :**

La section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t = 0.003 \cdot St \cdot b$$

L'espace maximal:

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (h/4 ; 12 \phi_L) = 11.25 \text{ cm} \dots\dots \text{En zone nodale.} \\ St \leq h/2 = 22.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{En zone courante.} \end{array} \right.$$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : $St_{\text{adopte}} = \min (St_{\text{BAEL}}, St_{\text{RPA}}) \dots\dots\dots St = 10\text{cm.}$

- En zone courante: $St_{\text{adopte}} = \min (St_{\text{BAEL}}, St_{\text{RPA}}) \dots\dots\dots St = 15\text{cm.}$

On aura alors :

$$A_t = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 > 0.6 \text{ cm}^2.$$

Le choix des barres est le suivant : **$A_t = 3.02\text{cm}^2$**

On aura un cadre et un étrier de diamètre « $\Phi 8$ ». **$6\Phi 8$.**

- La longueur minimale de recouvrement vaut :

$$L_r = 50 \phi = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm}$$

VI.2.6. Vérification :

VI.2.6.1. Vérification du cisaillement du béton :

➤ La contrainte tangentielle conventionnelle : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < \bar{\tau}$

➤ La contrainte tangentielle admissible : en fissuration peut préjudiciable avec des armatures droit ($\alpha=90^\circ$) on aura :

$$\bar{\tau} = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5\text{MPa}) = 4.348 \text{ MPa} \dots\dots \text{situation - accidentelle}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{situation - durable}$$

Tableau VI.4 : Vérification du cisaillement du béton.

Les poutres	Section (cm ²)	V _u (KN)	τ_v (MPa)	$\bar{\tau}_v$ (MPa)	Observation
Poutre principale	T	83.16	0.51	4.348	C V
Poutre secondaire	30 x 45	203.1	1.50	4.348	C V

VI.2.6.2. Vérification de contrainte de compression dans le béton :

- Calcul de la position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (d-y) - n A_s (d-y) = 0$$

- Calcul du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A'_s (d-y)^2 + n A_s (d-y)^2$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{I + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - I \right]$$

Où : A_s : section d'armatures tendue.

A'_s : section d'armatures comprimées.

n : 15 coefficient d'équivalence.

On a utilisé un logiciel de calcul (SOCOTEC), pour les vérifications des contraintes. La fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables dans la travée et appuis.

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}}. \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Les résultats de cette vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : Vérification de Contrainte de compression dans le béton.

Les poutres	Zone de Vérification	A_s (cm)	A'_s (cm)	M_{Ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observatio n
Poutre principales	Sur appuis	15.25	0	237.42	6.94	15	C V
	En travée	28.44	0	112.27	3.14	15	C V
Poutres secondaires	Sur appuis	12.62	0	152.26	12.1	15	C V
	En travée	12.62	0	115.45	10.3	15	C V

VI.2.7. Influence de l'effort tranchant (BAEL91 art 7-6-3) :

$$IV2.7.1. \text{ Vérification de la compression du béton : } V_u \leq 0,4 \times 0,9 d \times b_0 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

- **Poutres principales :**

$$V_u = \mathbf{83.16 \text{ KN}} \leq (0,4 \times 0,9 \times 0,5 \times 0,30) 25 \cdot 10^3 / 1,15 = \mathbf{1173.9 \text{ KN}} \longrightarrow \mathbf{C V.}$$

- **Poutres secondaires :**

$$V_u = \mathbf{203.1 \text{ KN}} \leq (0,4 \times 0,9 \times 0,4 \times 0,30) 25 \cdot 10^3 / 1,15 = \mathbf{939.1 \text{ KN}} \longrightarrow \mathbf{C V.}$$

VI.2.7.2. Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum \mu_i} \leq \tau_{su} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

- **Poutres principales :**

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \varphi = 82.89 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 2.22 \text{ MPa} < \tau_{su} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{C V.}$$

- **Poutres secondaires :**

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \varphi = 67.822 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 0.665 \text{ MPa} < \tau_{su} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{C V.}$$

VI.2.8. Vérification de la flèche:

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier : Il n'est nécessaire de vérifier la flèche, si les trois conditions sont satisfaites

➤ **Condition N°1 :** $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0,065 .$

➤ **Condition N°2 :** $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} .$

➤ **Condition N°3 :** $\frac{A_s}{b_0 d} < \frac{4.2}{f_e} .$

Avec : L : portée de la travée entre nus d'appuis.

M_t : Moment fléchissant maximal en travée.

M₀ : Moment isostatique.

A : Section d'armatures tendue.

Tableau VI.6 : Les résultants des poutres.

Poutres :	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	A _s (cm)	h (cm)
Poutre principales	6.70	237.42	112.27	18.44	55
Poutres secondaires	5	152.26	115.46	12.62	45

Les résultats de cette vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7 : Vérification de la flèche.

Poutre :	Condition N°1	Condition N°2	Condition N°3	Observation
Poutre principales	0.082 > 0.0625	0.078 > 0,04	0,003 < 0,0105	CV
Poutres secondaires	0,09 > 0,065	0,09 > 0,07	0,0098 < 0,0105	C V

NB : Les trois conditions sont satisfaites dans toutes les poutres, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

VI.2.9 .Schéma de ferrailage des poutres :

❖ *poutres principales :*

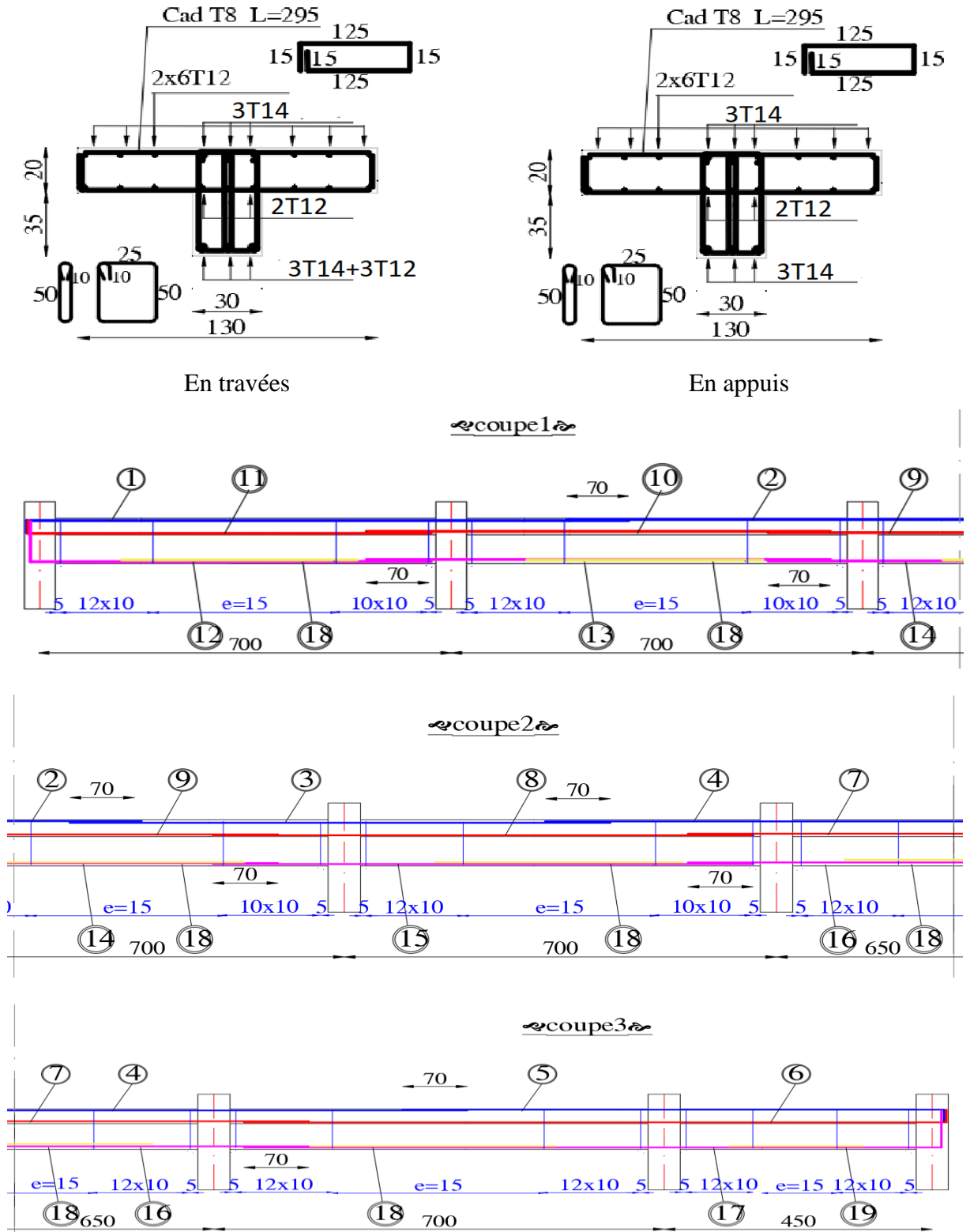


Figure VI.1 : Schéma de ferrailage des poutres principales .

Tableau VI.8 : Détails de ferrailage des poutre principales

Type	Num	Longueur (cm)	Type	Num	Longueur (cm)
1	6HA12+3HA14	15	11	8HA12	15
2	6HA12+3HA14		12	3HAA14	50
3	6HA12+3HA14		13	3HAA14	
4	6HA12+3HA14		14	3HAA14	
5	6HA12+3HA14	15	15	3HAA14	
6	8HA12	15	16	3HAA14	
7	8HA12		17	3HAA14	50
8	8HA12		18	18	
9	8HA12		19	3	
10	8HA12				

❖ poutres secondaires :

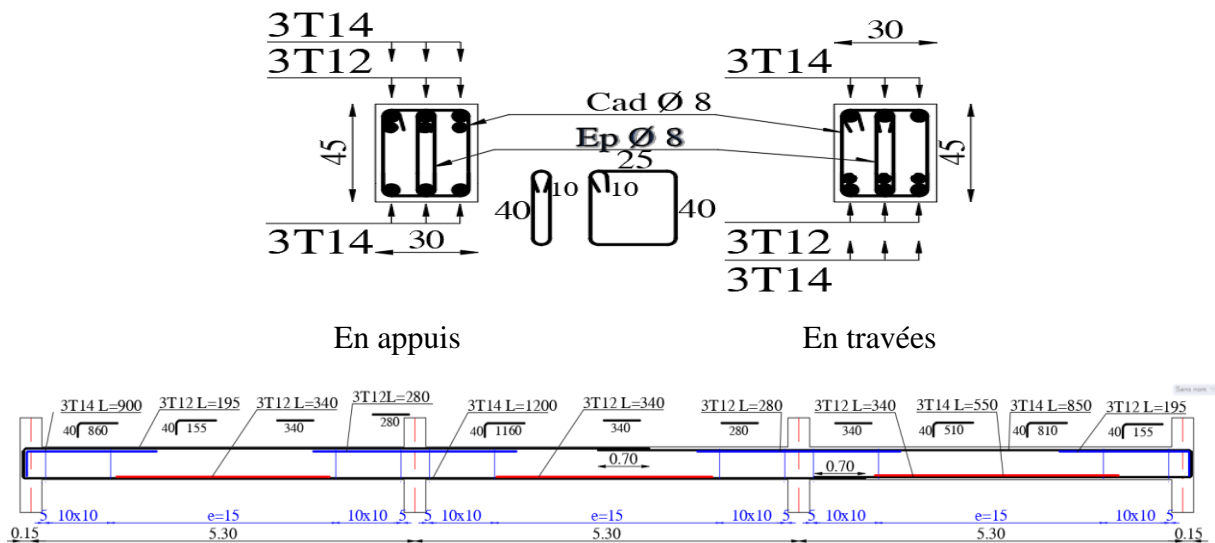


Figure VI.2 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires

VI.3 Ferrailage des voiles :

VI.3.1 . Introduction :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action du vent, ou d'un séisme.

Donc, le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrailage est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

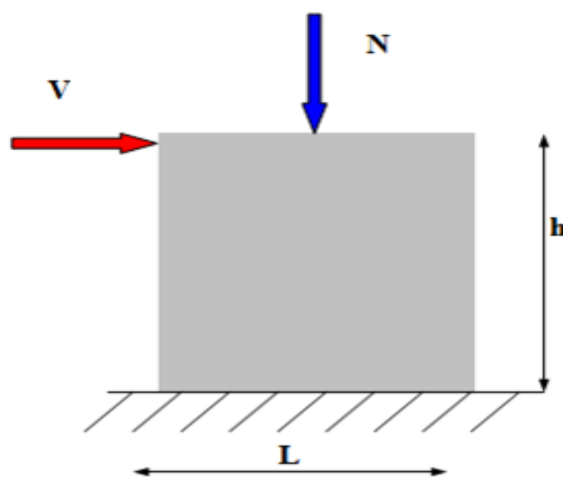


Figure VI.3 : Sollicitations des voiles.

➤ **Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales :**

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types de structures en béton armé :

- Structures auto stables
- Structures contreventées par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

VI.3.2. Rôle de contreventement :

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

VI.3.3. Les avantages des voiles :

- Leur présence limite les déformations latérales.
- Leur rigidité permet de protéger les éléments non structuraux et quelques poteaux existant.
- Leur présence permet de s'affranchir du difficile problème posé par la réalisation du ferrailage des nœuds des portiques
- Elle permet de ne pas être pénalisées dans le choix du coefficient de comportement en cas du panneau de remplissage.




VI.3.4. Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

- Etat limite ultime :
 - Situation durable : $1.35 G + 1.5 Q.$
 - Situation accidentelle : $G + Q \pm E_x$ et $G + Q \pm E_y.$
- Etat limite de service : $G + Q.$

VI.3.5. Procédure de ferrailage des voiles :

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée selon R.P.A .V2003 sous les sollicitations suivantes :

- M_{\max}  $N_{\text{corr.}}$
- N_{\max}  $M_{\text{corr.}}$
- N_{\min}  $M_{\text{corr.}}$

VI.3.6. Prescriptions imposées le RPA99 (art A-7-7-4-1) :**➤ Aciers verticaux :**

- Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction.
- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de 0.20 %.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $(L/10)$ de largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.
- Le pourcentage minimum des armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est pris comme suit :
 - En zone courante 0.1% .
 - Globalement dans la section du voile 0.15% .

- L'espace minimum des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S \leq 1.5 a$.
- $S \leq 30 \text{ cm}$.

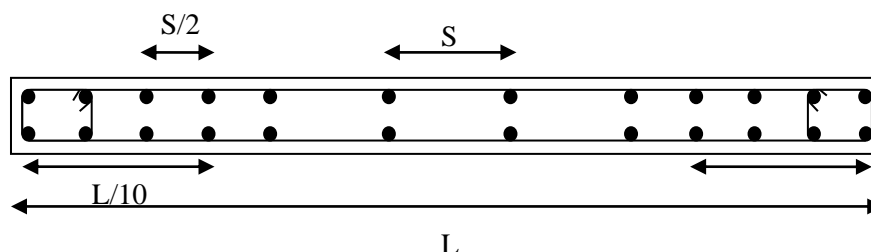


Figure VI.4 : Disposition des armatures verticales dans le voile.

➤ **Aciers horizontaux :**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

➤ **Aciers transversaux :**

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

a/ L'espace des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$\begin{aligned} S &\leq 1.5.e \\ S &\leq 30\text{cm} \end{aligned} \quad \text{Article 7.7.4.3 RPA.}$$

e : épaisseur du voile.

b/ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

c/ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

d/ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

VI.3.7 Méthode de calcul :

Le ferrailage d'un voile consiste en la détermination de ces armatures en **flexion composée** sous l'action des sollicitations verticales dues à G et Q et horizontales dues au séisme. Pour cela on a divisé la structure en quatre (4) zones de calcul :

Zone 1 : SS

Zone 2 : RDC et 1^{ème} étage.

Zone 3 : 2^{ème} et 3^{ème} et 4^{ème} étage.

Zone 4 : 5^{ème} et 6^{ème} et terrasse étage.

VI.3.7.1. Détermination des contraintes :

On utilise la méthode de Navier :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} \end{cases}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section transversale du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

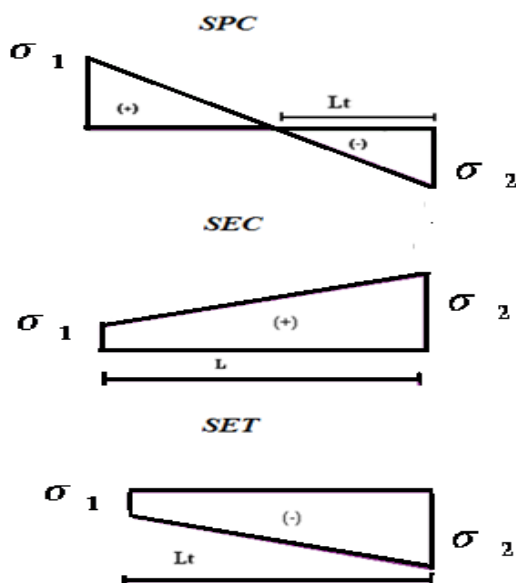


Figure VI.5 : Les différents types des contraintes.

On distingue 3 cas :

- **1^{er} cas** : $(\sigma_1; \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est **entièrement comprimée** (pas de zone tendue). La zone courante est armée par le minimum exigé par RPA 99 ($A_{\min} = 0.20\% . a.L$).
- **2^{ème} Cas** : $(\sigma_1; \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ La section du voile est **entièrement tendue** (pas de Zone comprimée). On calcul le volume des contraintes de traction F_t

D'où la section des armatures verticales $A_v = F_t / f_e$. On compare A_v avec la section minimale.

- Si : $A_v \leq A_{\min} = 0.20\% . a.L$ on ferraille avec la section minimale
- Si : $A_v > A_{\min} = 0.20\% . a.L$ on ferraille avec A_v
 - **3^{ème} cas** : $(\sigma_1; \sigma_2)$ Sont de signe différent \Rightarrow la section du voile est **partiellement comprimée**. On calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

VI.3.7.2. Calcul de L_t ou L_c :

- ❖ Section entièrement tendue (SET) : $L_t = L$.
- ❖ Section partiellement comprimée (SPC) : $L_t = L \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right)$.
- ❖ Section entièrement comprimée (SEC) : $L_c = L$.

VI.3.7.3. Calcul de l'effort normal ultime :

- ❖ Section entièrement tendue (SET) : $N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_t . e$
- ❖ Section partiellement comprimée (SPC) : $N_{ul} = \frac{\sigma_2}{2} L_t . e$
- ❖ Section entièrement comprimée (SEC) : $N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c . e$

VI.3.7.4. Calcul des armatures verticale :

- ❖ Section entièrement tendue (SET) : $A_v = \frac{N_{ul} - B \times f_{c28}}{f_e}$
- ❖ Section partiellement comprimée (SPC) : $A_v = \frac{N_{ul}}{f_e}$
- ❖ Section entièrement comprimée (SEC) : $A_v = \frac{N_{ul} - B \times f_{c28}}{f_e}$

VI.3.7.5. Armatures minimales de RPA 99:

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):

$A_{\min \text{ RPA}} = 0.20\% \times b \times L_t$ pour (SET et SPC).

$A_{\min \text{ RPA}} = 0.20\% \times b \times L_c$ pour (SEC).

b : épaisseur du voile

L_t, L_c : longueur de la section tendue ou comprimée.

a. Dans la section du voile courante :

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times l.$$

b. Dans la zone courante: $A_{\min} = 0.10\% \times b \times l_{\text{courantes}}$.

VI.3.7.6. Ferrailage minimal (BAEL91) :

- Section entièrement tendue (SET) : $A_{\min} \geq \max\left(\frac{N_u}{2\sigma_s}; B \times \frac{f_{t28}}{f_e}; 0.005B\right)$
- Section partiellement comprimée (SPC) : $A_{\min} \geq \max\left(0.23 \times B \times \frac{f_{t28}}{f_e}; 0.005B\right)$
- Section entièrement comprimée (SEC) : $A_{\min} \geq \max\left(4\mu; \frac{0.2B}{100}\right)$

VI.3.7.7. Les potelets :

On doit prévoir à chaque extrémité du voile (où du trumeau) un potelet armé par des barres verticales dont la section est supérieure ou égale à $4\phi 10$.

Les armatures transversales sont des cadres dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur « e » du voile.

VI.3.8. Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99).

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4 V_{\text{cal}} / b_0 d$

Avec :

V : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

La contrainte limite est : $\bar{\tau}_u = 0.2 \times f_{c28}$.

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

▪ Calcul des armatures horizontales résistantes à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times k}{0.8 \times f_e} \quad \text{Avec : } St \leq \min (1,5 \times a ; 30 \text{ cm}).$$

$k = 0$ en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$k = 1$ en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$k = 1 + 3\sigma_{cm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de compression.

$k = 1 - 10\sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} ; étant les contraintes moyennes de traction et de compression obtenues en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on a de reprise de bétonnage ; donc on prend : $k=0$.

▪ Armatures horizontales :

Selon l'article 7.7.4.2 du RPA 2003, les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10 \emptyset$.

La détermination des armatures horizontales est comme suit :

$$A_h = 0,15\% \text{ b.h.}$$

VI.3.9. Ferrailage des voiles :

On procéda par la méthode des tronçons, (la méthode de RDM) qui se fait pour une bande de largeur L_t .

- Exemple du calcul :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant les voiles type 1 ($L=1.55 \text{ m}$) en zone 1 :

• Détermination des sollicitations :

$$N_{\max} = 4488 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corré}} = -3.02 \text{ KN.m} \quad ; \quad e = 30 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.30 \times 1.55^3}{12} = 0.0930 \text{ m}^4$$

$$\Omega = e \times L = 0,20 \times 1.50 = 0.3 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{L}{2} = \frac{0.3}{2} = 0.15 \text{ m}$$

a. Armatures verticales:

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{4488.94}{0.465} + \frac{3.02 * 0.15}{0.093} = 9657.53 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = \frac{4488.941}{0.465} - \frac{3.02 * 0.15}{0.093} = 15570.17 \text{ KN/m}^2$$

Donc : La section est **entièrement comprimée**.

a.1. Calcul de la sollicitation équivalente :

$$L_c = L = 1.50\text{m.}$$

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c \times e = \frac{9657.53 + 15570.17}{2} \times 1.55 \times 0.30 = 5865.44\text{KN}$$

- **Armature verticale :**

$$A_v = \frac{N_{ul} - B \times f_{c28}}{f_e} = \frac{5865.44 - 30 \times 155 \times 2.5}{40} = -14.39\text{cm}^2$$

- **Armature minimale :**

- Vérifications vis à vis du **RPAV2003 (art : 7.7.4.1) :**

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.2\% \ b \times L_c$$

b : épaisseur du voile.

L_c : longueur de la section comprimée.

$$0.2\% \ b \times L_c = (0.2\% \times 30 \times 155) = \mathbf{9.30 \text{ cm}^2}.$$

- Vérifications vis à vis du **(BAEL91) :**

$$A_{\min} = \max(4u ; 0.2B/100) = \max(2.7 ; 9.30) = \mathbf{9.30 \text{ cm}^2}.$$

La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du **RPA99V2003 :**

- **Zone d'about :** $(L/10)$ Avec $St = 10 \text{ cm}$.

- **Zone courante :** $L-(L/10)$ s'il a une seul zone d'about Avec $St = 20 \text{ cm}$.

$$A_{\text{adopt}} = \max(A_{\text{CAL}}; A_{\text{Rpa}}; A_{\text{BAEL}}) = \mathbf{9.30\text{cm}^2}$$

Conclusion :

On adopte comme ferrailage verticale **12T14** par nappe sur toute la longueur de voile

Donc : $A_s = \mathbf{18.46 \text{ cm}^2}$

b. Armature horizontale :

❖ **D'après le BAEL91:** $A_H = A_V / 4 = 18.46 / 4 = \mathbf{4.61 \text{ cm}^2}$.

❖ **D'après le RPA :** Globalement dans la section du voile :

$$A_{\min} = 0,15 \% \ b.h = 0.15 \% \times 30 \times 353 = \mathbf{15.88\text{cm}^2}.$$

$$A_{\min} = \mathbf{4.5\text{cm}^2}.$$

Soit donc : $A_H = \max [RPA.V2003 ; BAEL] = \mathbf{15.88 \text{ cm}^2}$.

$$A_H = \mathbf{24T10 = 18.84 \text{ cm}^2/\text{face/ml}}$$

Avec un espacement : $S_H = \mathbf{15 \text{ cm}}$.

c. Armature transversale :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre

(4) Epingles au mètre carré, soit : **6T8**.

VI.3.10. Vérification de contrainte de cisaillement:**❖ Selon le RPA:**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le **RPA99 [art 7.7.2]** à :

$$\tau_{adm} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

D'après les résultats obtenues des analyses on a $V_{max} = 412.53 \text{ KN}$.

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b.d} = 1.4 \times 412.53 \times 10^3 / (300 \times 0.9 \times 1550) = 1.38 \text{ MPa.}$$

$$\tau < \tau_{adm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ Selon le BAEL:

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} = 412.53 \times 10^3 / (0.30 \times 0.9 \times 1.55) = 0.98 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Vérification à L'ELS:

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq 0.6 \cdot f_{c28} \quad 6.12 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VI.3.11 Résultats trouvés :

Les résultats de calcul du ferrailage des autres voiles, ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés par les tableaux suivants :

- On a calculé les voiles de mêmes dimension, on choisie le voile le plus sollicité dans le cas le plus défavorables :

type 1 :

- Voiles ($V_1 \cdot V_2 \cdot V_3 \cdot V_4 \cdot V_5 \cdot V_6 \cdot V_7 \cdot V_8 \cdot V_9 \cdot V_{10} \cdot V_{11} \cdot V_{12} \cdot V_{13} \cdot V_{14} \cdot V_{15} \cdot V_{16} \cdot V_{17} \cdot V_{18} \cdot V_{19} \cdot V_{20} \cdot V_{21} \cdot V_{22} \cdot V_{23}$) $L=1.55 m$.

Tableau VI.9 : Calcul des sections d'armatures (situation durable).

Zones	N, M	N (KN)	M3 (KN. m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	sec	L _C	N _u	Av /Nppe (cm ²)	L _t
1	N (max)	4488,49	-3,02	9657,537	15570,17	EC	1,55	/	9,3	0
	N (min)	245,19	58,69	432,6290	824,003	EC	1,55	/	9,3	0
	M (max)	1232,5	-523,98	3495,666	4511,333	EC	1,55	/	9,3	0
2	N (max)	3951,3	-121,69	8693,693	13760,38	EC	1,55	/	9,3	0
	N (min)	779,19	-111,04	1854,774	2752,775	EC	1,55	/	9,3	0
	M (max)	3297,86	-610,45	8076,768	11714,25	EC	1,55	/	9,3	0
3	N (max)	2911,35	-75,11	6382,112	10132,20	EC	1,55	/	9,3	0
	N (min)	383,9	-66,38	932,6559	1361,531	EC	1,55	/	9,3	0
	M (max)	1394,12	-167,03	3267,510	4910,974	EC	1,55	/	9,3	0
4	N (max)	1437,58	-115,86	3278,440	5038,646	EC	1,55	/	9,3	0
	N (min)	46,87	87,34	-40,07526	123,1904	PC	0,380	7,03	17,5	1,16
	M (max)	159,23	148,52	102,881	485,3361	EC	1,55	/	9,3	0

On conclusion la section du voile est **entièrement comprimée** donc La zone courante est armée par le minimum exigé par RPA 99 ($A_{\min}=0.20\% \cdot a \cdot L$).

Tableau VI.10 : Calcul des sections d'armatures (situation accidentelle).

Zones	N, M	N (KN)	M3 (KN. m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	sec	Lc	Nu	Av /Nppe (cm ²)	Lt
1	N (max)	3504	124	7335,48	12098,09	EC	1,55	/	9,3	0
	N (min)	676	674	366,66	2040,86	EC	1,55	/	9,3	0
	M (max)	1090	745	1142,47	3444,84	EC	1,55	/	9,3	0
2	N (max)	608	295	831,72	1975,89	EC	1,55	/	9,3	0
	N (min)	3272	1149	5183,33	10831,18	EC	1,55	/	9,3	0
	M (max)	2668	2450	1786,02	8149,49	EC	1,55	/	9,3	0
3	N (max)	2485	394	4708,60	8441,83	EC	1,55	/	9,3	0
	N (min)	364	426	95,69	1070,48	EC	1,55	/	9,3	0
	M (max)	1391	652	1939,78	4530,83	EC	1,55	/	9,3	0
4	N (max)	1230	120	2451,61	4212,27	EC	1,55	/	9,3	0
	N (min)	127	130	63,44	381,89	EC	1,55	/	9,3	0
	M (max)	94	440	-507,52	127,64	PC	1.23	6,09	15,24	032

En conclusion ,la section du voile est **entièrement comprimée** donc La zone courante est armée par le minimum exigé par RPA 99 ($A_{\min}=0.20\% .a.L$).

Tableau VI.11 : Ferrailage vertical et horizontal des voiles et la Vérification de la contrainte de cisaillement.

Zone	/		Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4
Caractéristiques Géométriques	L (m)		1.55	1.55	1.55	1.55
	e (m)		0.30	0.30	0.30	0.30
	B (m²)		0.465	0.465	0.465	0.465
Sollicitation	σ_{\max} (KN/m²)		15570	13760	10131	123
	σ_{\min} (KN/m²)		9657	8593	6382	-40
	V_U (KN)		412	412	412	412
	L_t (m)		/	/	/	1.16
	L_c (m)		1.55	1.55	1.55	0.38
Ferrailages	A_v (cm²)		9.3	9.3	9.3	17.5
	A_{Rpa} (cm²)		9.3	9.3	9.3	9.3
	A_{Bael} (cm²)		9.3	9.3	9.3	9.3
	Choix par nappe		12T14	12T14	12T14	12T14
	A_{adopté} (cm²)		18.46	18.46	18.46	18.46
	S_t (cm)		13	13	13	13
	A_H (cm²)	(BAEL)	4.61	4.61	4.61	4.61
		(RPA)	4.5	4.5	4.5	4.5
	Choix par nappe/ml		6T10	6T10	6T10	6T10
	S_t (cm)		15	15	15	15
Vérification	Contrainte de cisaillement(RPA)	τ_b (MPa)	1.38	1.38	1.38	1.38
		$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5.00	5.00	5.00	5.00
	Contrainte de cisaillement (BAEL)	τ_b (MPa)	0.98	0.98	0.98	0.98
		$\bar{\tau}_b$ (MPa)	2.5	2.5	2.5	2.5
	Effort N à ELS	N _s (KN)	2865	2865	2865	2865
		σ_{bc} (MPa)	6.12	6.12	6.12	6.12
		$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15.00	15.00	15.00	15.00

Du tableau , on adopte comme ferrailage verticale **12T14** par nappe sur toute la longueur de voile type 1 avec St =13cm et 6T10 /ml avec St =15cm pour le ferrailage horizontale .

type 2 :

- Voiles (V_{24}, V_{25}) $L=5.6$ m.

Tableau VI.12 : Calcul des sections d'armatures (situation durable)

Zones	N, M	N (KN)	M3 (KN. m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	sec	L_t	N_u	A_v / N_{ppe} (cm ²)	Lc
1	N (max)	5291	3995	3012,90	13450,91	EC	5,6	/	33,6	0
	N (min)	5776	2093	3366,58	9931,04	EC	5,6	/	33,6	0
	M (max)	5291	3595	3026,56	12612,74	EC	5,6	/	33,6	0
2	N (max)	5085	1287	2982,81	7578,72	EC	5,6	/	33,6	0
	N (min)	6505	722	3847,35	7758,09	EC	5,6	/	33,6	0
	M (max)	6273	1390	3686,43	8935,10	EC	5,6	/	33,6	0
3	N (max)	2811	933	1641,33	4653,76	EC	5,6	/	33,6	0
	N (min)	4721	643	2788,1	5879,80	EC	5,6	/	33,6	0
	M (max)	3379	1106	1973,51	5561,58	EC	5,6	/	33,6	0
4	N (max)	2671	410	1575,87	3423,44	EC	5,6	/	33,6	0
	N (min)	206	23	121,83	245,967	EC	5,6	/	33,6	0
	M (max)	1698	1193	969,95	4130,02	EC	5,6	/	33,6	0

En conclusion la section du voile est **entièrement comprimée** donc La zone courante est armée par le minimum exigé par RPA 99 ($A_{min}=0.20\%.a.L$).

Tableau VI.14 : Calcul des sections d'armatures (situation accidentelle).

Zones	N, M	N (KN)	M3 (KN. m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	sec	L_t	N_u	A_v / N_{ppe} (cm ²)	Lc
1	N (max)	11078	3390	6478,21	17739,05	EC	5,6	/	33,6	0
	N (min)	3126	966	1827,70	5025,33	EC	5,6	/	33,6	0
	M (max)	5426	10745	2862,62	27724,65	EC	5,6	/	33,6	0
2	N (max)	3788	2738	2161,20	9373,99	EC	5,6	/	33,6	0
	N (min)	12714	2277	7490,05	16977,50	EC	5,6	/	33,6	0
	M (max)	1338	18994	147,43	41085,10	EC	5,6	/	33,6	0
3	N (max)	389	780	204,89	2007,89	EC	5,6	/	33,6	0
	N (min)	6389	1726	3744,00	9750,53	EC	5,6	/	33,6	0
	M (max)	4846	8172	2605,29	21776,28	EC	5,6	/	33,6	0
4	N (max)	148	734	63,01	1680,13	EC	5,6	/	33,6	0
	N (min)	2912	980	1699,84	4849,21	EC	5,6	/	33,6	0
	M (max)	1600	2311	873,41	6378,63	EC	5,6	/	33,6	0

En conclusion la section du voile est **entièrement comprimée** donc La zone courante est armée par le minimum exigé par RPA 99 ($A_{min}=0.20\%.a.L$).

Tableau VI.15 : Ferrailage vertical et horizontal des voiles et la Vérification de la contrainte de cisaillement.

Zone	/		Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4
Caractéristiques Géométriques	L (m)		5.6	5.6	5.6	5.6
	e (m)		0.30	0.30	0.30	0.30
	B (m²)		1.68	1.68	1.68	1.68
Sollicitation	σ_{max} (KN/m²)		23707	27264	13680	6228
	σ_{min} (KN/m²)		23993	5827	6178	2320
	V_U (KN)		437	437	437	437
	L_t (m)		/	/	/	/
	L_c (m)		5.6	5.6	5.6	5.6
Ferrailages	A_v (cm²)		33.6	33.6	33.6	33.6
	A_{Rpa} (cm²)		33.6	33.6	33.6	33.6
	A_{Bael} (cm²)		33.6	33.6	33.6	33.6
	Choix par nappe		38T14	38T14	38T14	38T14
	A_{adopté} (cm²)		58.46	58.46	58.46	58.46
	S_t (cm)		15	15	15	15
	A_H (cm²)	(BAEL)	4.61	4.61	4.61	4.61
		(RPA)	4.5	4.5	4.5	4.5
	Choix par nappe/ml		6T10	6T10	6T10	6T10
S_t (cm)		15	15	15	15	
Vérification	Contrainte de cisaillement (RPA)	τ_b (MPa)	0.4	0.4	0.4	0.4
		$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5.00	5.00	5.00	5.00
	Contrainte de cisaillement (BAEL)	τ_b (MPa)	0.26	0.26	0.26	0.26
		$\bar{\tau}_b$ (MPa)	2.5	2.5	2.5	2.5
	Effort N à ELS	N _s (KN)	4730	4730	4730	4730
		σ_{bc} (MPa)	2.67	2.67	2.67	2.67
		$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15.00	15.00	15.00	15.00

Du tableau ,on adopte comme ferrailage verticale **38T14** par nappe sur toute la longueur de voile type 1 avec St =15cm et 6T10 /ml avec St =15cm pour le ferrailage horizontale .

VI.3.12 .Schéma de ferrailage des voiles :

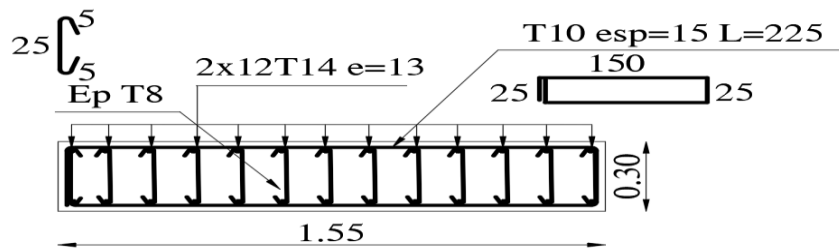


Figure VI.6 : Schéma de ferrailage des voiles type 01.

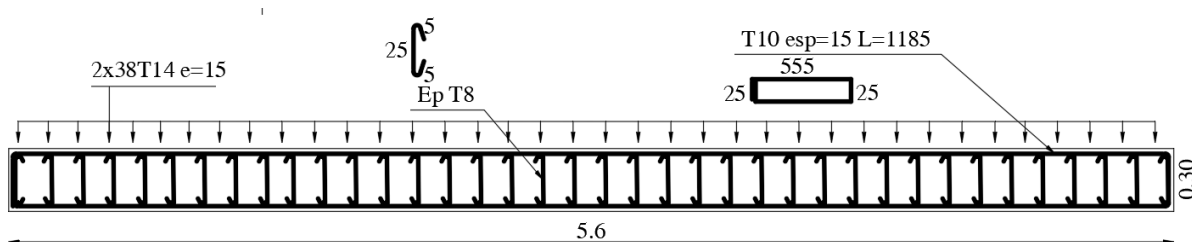


Figure VI.7 : Schéma de ferrailage des voiles type 02.

CHAPITRE IX

Etude de l'infrastructure

IX. Etude de l'infrastructure

Introduction :

Indépendamment de l'obligation légale faite au maître de l'ouvrage public de faire réaliser une étude géotechnique, tout constructeur doit, dans son propre intérêt, prendre en compte la nature du sol pour adapter son projet en conséquence, définir le système de fondation de l'ouvrage avec le meilleur rapport sécurité/coût et se garantir contre les effets de la réalisation des travaux sur les constructions voisines

IX.1. Etude du sol :

X.1.1. Introduction :

La reconnaissance des sols fait appel à différentes techniques de sondages et d'essais sur le site (in situ); elle a pour but d'étudier la structure géologique du sol (nature des couches ainsi que leurs profondeurs, niveau de la nappe d'eau, son comportement vis-à-vis de la résistance); comme elle fait appel à des essais de laboratoire pour déterminer les caractéristiques géotechniques du sol.

IX.1.2. Caractéristique du site :

A - Situation et topographie :

Le site étudié se trouve dans la localité Khazrouna willaya de BLIDA, comme suit

- Au Nord : Hopital en construction
- A l'Est : terrain nul
- A l'Ouest : piste
- Au Sud : usine en construction.

Le terrain présente un relief topographique plat, et ne présente aucun désordre apparent.

B - Nature des l'ouvrages :

Le projet consiste en la réalisation d'un hôtel en R+6+ attique et un complexe sportif avec piscine semi olympique.

C.- Aperçu géologique et sismique :

Le secteur d'étude est formé par des terrains **sédimentaires** constitués par :

- des alluvions actuelles ; éboulis et dépôts de pentes.
- des alluvions récentes d'âge *Néo -Miocène*.
- A la base se trouve les alluvions de basses terrasses des vallées d'âge Miocène

Du point de vue sismique, la région de khazrouna correspond à une zone de moyenne sismicité, classée en Zone **(III)** d'après le zonage sismique de l'Algérie. (Selon le RPA99/version 2003).

IX.2. Etude des fondations :

IX.2.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission des charges de la superstructure à ce dernier. En cas de séisme, les fondations se déplacent en même temps que le sol.

Le choix du type de fondation est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Le type de structure.
- Les caractéristiques du sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- L'importance des charges.
- Rapprochement des poteaux et des voiles.
- La profondeur à atteindre pour fonder sur le bon sol.

XI.2.2. Différents types de fondations :

Lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles, lorsque ces couches sont à une grande profondeur on réalise des fondations profondes appuyées sur une couche résistante ou flotter dans un terrain peu résistant; On mobilise alors les forces de frottement du sol sur les fondations pour soutenir l'ouvrage.

IX.2.3. Choix du type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise égal à 1.7 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles du type :

- Semelles filantes.
- Radier évidé.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification tel que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

($S_s / S_b < 50 \%$).

Lorsque la conception de semelles filantes ne devient plus possible, le choix de la conception radier s'impose.

Il existe quatre types de radiers :

- Le radier dalle (peu utilisé).
- Le radier nervuré (le plus courant).
- Le radier champignon sous poteaux (très peu utilisé).
- Le radier voûte (rarement utilisé).

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

N_{ser} : l'effort normal total à l'ELS

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

$$\sigma_{sol} = 1.7 \text{ bars} = 170 \text{ kN/m}^2$$

IX.2.4. Calcul des surfaces revenant aux semelles :

Avec : $N_{s \text{ voil}} = 74670.0 \text{ KN}$.

$$S_s = \frac{N_{s \text{ pot}}}{170} \longrightarrow S_s = \frac{74670.01}{170} = 439.23 \text{ m}^2$$

$$S_s = 439.23 \text{ m}^2$$

On a :

$$S_{\text{bloc}} = (46.3 \times 116.2) = 750.06 \text{ m}^2$$

- Surface totale des semelles = **439.23 m²** : (S_s).
- Surface total du bâtiment = **750.06 m²** (S_b).

❖ Vérification:

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{439.23}{750.06} = 0.58 = 58\% > 50\%$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit un chevauchement des semelles. Ceci qui nous amène à envisager **un radier général comme fondation.**

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.

- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- La facilité de l'exécution.

IX.3. Etude du radier général :

Le radier général est défini comme étant une fondation superficielle, travaillant comme un plancher renversé, soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier dont les appuis sont constitués par les poteaux et les voiles de l'ossature.


IX.3.1. Calcul des sollicitations :

$$N_{ser} = 74669.9 \text{ KN}$$

$$S_s = \frac{74670.01}{170} = 439.23 \text{ m}^2$$

Donc: $S = 439.23 \text{ m}^2$

☞ Remarque:

si $S_{radier} < S_{bloc}$  calculer nouvelle section de radier .

IX.3.2. Pré dimensionnement du radier général :

❖ Epaisseur du radier :

L'épaisseur (h_r) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$L_{max} = 670 \text{ m}$ c'est la plus grande distance entre deux points d'appuis.

D'où : $83.75 \text{ cm} \leq h_r \leq 134 \text{ cm}$.

- **Condition de la rigidité:**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

L_{max} : Distance maximale entre deux files successives ($L_{max} = 6.7 \text{ m}$).

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164195 \text{ KN/m}^2$.

b : Largeur du radier.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. Pour un sol moyen ($K = 40000 \text{ KN/m}^3$).

$$\text{D'ou` : } L^e = \frac{4EI}{Kb}, \quad I = \frac{bh_r^3}{12} \quad \Rightarrow \quad hr \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^2}}$$

On a: $L_{\max} = 7.00\text{m}$, $E = 32146.195 \text{ MPa}$, $K = 40 \text{ MN/m}^3$.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^2}} \rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times (6.7)^4}{32164.195\pi^4}} \Rightarrow h \geq 1.07\text{m} \quad (1)$$

$$hr \geq 1.07 \text{ cm}$$

- **L'épaisseur de la dalle:**

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{670}{20} = 33.5 \quad h_d = 35\text{cm}$$

- **L'épaisseur de nervure :**

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{670}{10} = 67 \quad h_n = 75\text{cm}$$

- **Largeur de nervure:**

$$b_n \geq \frac{h_r}{2} = \frac{110}{2} = 55 \quad b_p = 60\text{cm}$$

- **Condition de non poinçonnement :**

Le poinçonnement se fait expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45° , La vérification se fait par la formule suivante (Art A.5.2.4) CBA93.

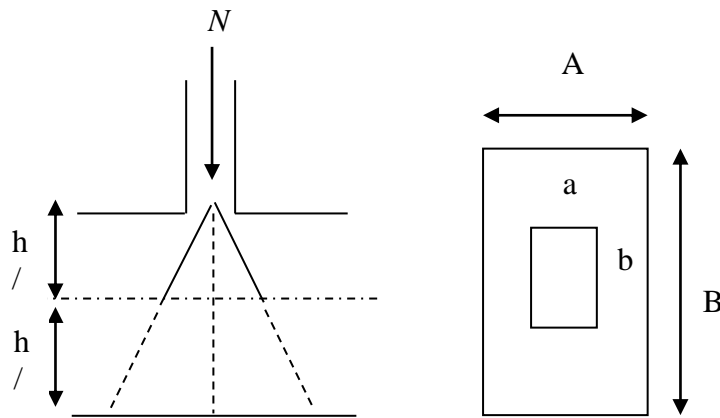


Figure IX.1 : Présentation de zone d'impact de la charge concentrée.

On doit vérifier :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b \dots\dots\dots \text{BAEL 91 page (358).}$$

Avec :

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

h : L'épaisseur du radier.

N_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime le plus sollicité.

• **Sous voile :**

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité (V_{15}) de longueur $L = 1.55 \text{ m}$.

$N_u = 5671.23 \text{ KN} = 5.671 \text{ MN}$.

μ_c : Périmètre du contour cisailé

$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0.2 + 3.50 + 2h)$.

$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$

$N_u \leq 0.045 \times 2(0.3 + 1.55 + 2h) \times h \times 25 / 1.5$

$N_u \times 1.5 \leq 2.25(1.85h + 2h^2)$

$4.5h^2 + 9.11h - 8.5 \geq 0 \implies h \geq 69 \text{ cm}$.

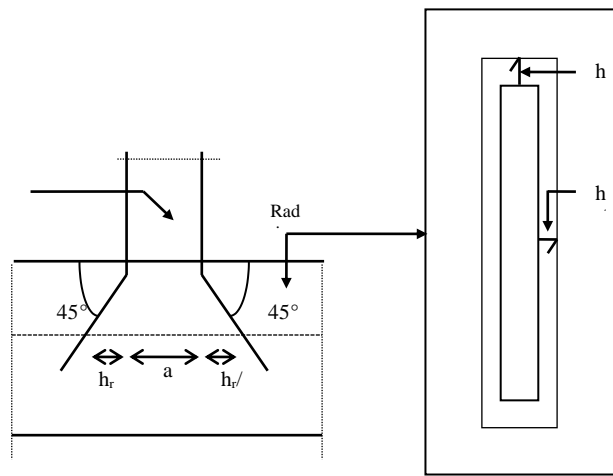


Figure IX.2 : Schéma de transmission des charges.

• **Condition de cisaillement :**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement CBA93 (Art. A.5.1) :

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0.06 f_{cj} / \gamma_b$ CBA page Art 5.1.1 page 38

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

$\gamma_b = 1.5$; $d = 0.9h$; $b = 1m$

$G_{totale} = 61681.93 \text{ KN}$; $Q_{totale} = 12808.65 \text{ KN}$

$L_x = 6.7 \text{ m}$.

$L_y = 5 \text{ m}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{bd} \\ V_{ux} = \frac{P}{2L_y + L_x} ; V_{uy} = \frac{P}{3L_y} \end{array} \right.$$

$$G = \frac{Gt}{S_{\text{rad}}} = \frac{61681.93}{750.06} = 82.23 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = \frac{Qt}{S_{\text{rad}}} = \frac{12808.65}{750.06} = 17.07 \text{ KN/m}^2$$

$$\mathbf{Nu = 1.35G + 1.5Q}$$

$$Nu = 1.35(82.23) + 1.5(17.07)$$

$$Nu = 136.81 \text{ KN/m}^2$$

$$\mathbf{P = Nu \times l_x \times l_y}$$

$$P = 136.81 \times 5 \times 6.7$$

$$P = 4583.14 \text{ KN}$$

$$V_{ux} = \frac{4583.14}{16.7} = \mathbf{274.44 \text{ KN/m}} ; \quad V_{uy} = \frac{4583.14}{15} = \mathbf{305.54 \text{ N/m}}$$

Donc :

$$\tau_u = \frac{V_{ux}}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.06f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow h_1 \geq \frac{V_{ux} \times \gamma_b}{0.06f_{cj} \times b \times 0.9}$$

$$\Rightarrow h_1 \geq \frac{274.44 \times 1.5}{0.06 \times 25 \times 10^3 \times 1 \times 0.9} \quad h_1 \geq \mathbf{30.49 \text{ cm}}$$

$$\tau_u = \frac{V_{uy}}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.06f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow h_1 \geq \frac{V_{uy} \times \gamma_b}{0.06 \times f_{cj} \times b \times 0.9}$$

$$\Rightarrow h_2 \geq \frac{305.54 \times 1.5}{0.06 \times 25 \times 10^3 \times 1 \times 0.9} \quad h_2 \geq \mathbf{33.94 \text{ cm}}$$

☞ **Conclusion :**

Pour satisfaire toutes les conditions précédentes on prend comme hauteur de radier :

h = 1.1 m.

❖ **Calcul du D (débordement) :**

$$D \geq \max \left\{ \frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right\} = \max \{ 55; 30 \text{ cm} \}$$

On prend : **D = 55 cm.**

On a : $P_{\text{(périmètre)}} = m$

$$S_{\text{debor}} = D \times \text{périmètre}$$

$$S_{\text{debor}} = 0.55 \times 125 \quad \text{Donc:}$$

$$S_{\text{debor}} = \mathbf{68.75 \text{ m}^2}$$

❖ *Calcul de la surface du radier :*

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{debor}} + S_{\text{bloc}}$$

$$S_{\text{radier}} = 68.75 + 750.06$$

$$\text{Donc: } S_{\text{radier}} = 818.81 \text{ m}^2$$

❖ *Détermination des charges et des surcharges :*

$$\text{Superstructure : } G_{\text{totale}} = 61681.93 \text{ KN} \quad ; \quad Q_{\text{totale}} = 12808.65 \text{ KN}$$

• **Infrastructure :**

$$\text{- Poids du radier : } G_{\text{rad}} = S_r \times h_r \times 25 = 818.81 \times 1.1 \times 25 = 22517.28 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{rad}} = 1.5 \times S_r = 1.5 \times 818.81 = 1228.22 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } G_{\text{totale}} = 120258.24 \text{ KN} \quad ; \quad Q_{\text{totale}} = 14036.87 \text{ KN}$$

• *Les combinaisons de calcul :*

$$\text{Avec : } G_{\text{totale}} = 120258.24 \text{ KN} \quad ; \quad Q_{\text{totale}} = 14036.87 \text{ KN.}$$

Les contraintes limites sont :

$$\text{A l'Elu : } \bar{\sigma} = 1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\text{A l'Els : } \bar{\sigma} = \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.17 \text{ MPa}$$

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\text{➤ A L'ELU : } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{adm}}}$$

$$\text{➤ A L'ELS : } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{adm}}}$$

❖ *Détermination des efforts :*

☞ Sollicitations :

$$\text{- ELU : } Nu = 1.35N_G + 1.5N_Q \quad Nu = 183403.93 \text{ KN}$$

$$\text{- ELS : } N_s = N_G + N_Q \quad N_s = 134295.11 \text{ KN}$$

❖ *Vérification de la surface de radier :*

$$\text{➤ A l'ELU : } S_{\text{rad}} = 818.81 \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{adm}}} = \frac{183403.93 \times 10^{-3}}{1,33 \times 0,17} = 797.4 \text{ m}^2$$

$$\text{➤ A l'ELS : } S_{\text{rad}} = 818.81 \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{134.295.11 \times 10^{-3}}{0.17} = 789.97 \text{ m}^2$$

VI.3.3. Caractéristique géométrique du radier :

- Centre de gravité du radier (infrastructure) :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

(X_i, Y_i) : Centre de gravité du panneau considéré.

Donc les coordonnées de centre de gravité du radier sont :

$$\begin{cases} X_G = 8.7m \\ Y_G = 23.65m \end{cases}$$

D'autre part on a les coordonnées de centre d'application des résultants des charges de la superstructure sont :

$$\begin{cases} X_{sup} = 24.43 \text{ m} \\ Y_{sup} = 10.99 \text{ m} \end{cases}$$

Calcul de l'excentricité entre le centre d'application des résultantes des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier :

$$\begin{cases} e_x = |23.65 - 24.43| = 0.78 \text{ m} \\ e_y = |8.70 - 10.99| = 2.29 \text{ m} \end{cases}$$

➤ Moment d'inertie :

Le moment d'inertie de radier se calcule comme suit :

$$\begin{cases} I_{xx} = 20764.79 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 153444.53 \text{ m}^4 \end{cases}$$

IX.3.4. Vérification du radier :**❖ Vérification de la stabilité au renversement du radier :**

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux

Le rapport $\frac{M_s}{M_r}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5$$

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre

M_r : Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule suivante :

$$M_r = M_0 + V \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure calculer dans le chapitre IV

V : L'effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'infrastructure

$$M_{Sta,x} = W \times b_x = 63870.01 \times 23.11 = \mathbf{1476033 \text{ kN.m}}$$

$$M_{Sta,y} = W \times b_y = 63870.01 \times 7.99 = \mathbf{468167.17 \text{ kN.m}}$$

Et :

$$M_{Ren,x} = \mathbf{74077.08 \text{ kN.m}}$$

$$M_{Ren,y} = \mathbf{77582.04 \text{ kN.m}}$$

Donc :

$$\frac{M_{Sta,x}}{M_{Ren,x}} = 19.9 > 1.5$$

$$\frac{M_{Sta,y}}{M_{Ren,y}} = \mathbf{6.03} > 1.5$$

☞ *Conclusion :*

le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieure à 1.5 donc notre structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux sens.

❖ *Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :*

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique .On doit vérifier :

$$W \geq F_s \times \gamma \times Z \times S$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier :

$$W = W_{bat} + W_{radie}$$

$$W_{rad} = G_{rad} + 0.2 Q_{rad}$$

$$W_{rad} = 64243.53 \text{ KN}$$

$$W_{bat} = G_{sup} + 0.2 Q_{sup}$$

$$W_{bat} = 63870.01 \text{ KN}$$

$$W_{Total} = W_{bat} + W_{rad} = \mathbf{128113.54 \text{ KN.}}$$

F_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($F_s = 1.5$).

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$).

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 3 \text{ m}$).

S_{rad} : Surface du radier ($S_{rad} = 818.81 \text{ m}^2$).

$$F_s \times \gamma \times Z \times S = 1.5 \times 10 \times 3 \times 818.81 = 36846.45 \text{ KN.}$$

$$W = 58904.64 \text{ KN} \geq F_s \times \gamma \times Z \times S = 36846.45 \text{ KN.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

IX.3.5. Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA :

D'après le RPA le radier est stable si :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{l}{4}$$

Avec :

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment globale de la structure.

N : Effort normal globale de la structure.

Les efforts de la superstructure sont appliqués au centre de masse de la superstructure, donc pour transmettre les efforts au centre de masse de radier il faut prendre en considération l'excentricité entre le centre d'application des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier.

Donc le moment résultant appliquée au centre de masse de radier est la superposition de moment résultant de la superstructure et le moment dû à l'excentricité de l'effort normal.

Tableau IX.1 : Vérification de la stabilité au renversement du radier

	Sens XX	Sens YY
N (kN)	183403.93	183403.93
M_{stru} (kN. m)	1476033	468167.17
e (m)	8.04	2.55
l/4 (m)	11.85	4.33
Vérification	$e < l/4$	$e < l/4$

IX.3.6. Evaluation et vérification Etude de l'infrastructure des contraintes sous le radier :

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant, ce dernier engendre des contraintes de compression et de traction sous le radier, leurs contrainte moyenne doit être inférieure à la contrainte admissible.

La valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivant :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5\sigma_{\text{adm}}$$

Avec : $\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$

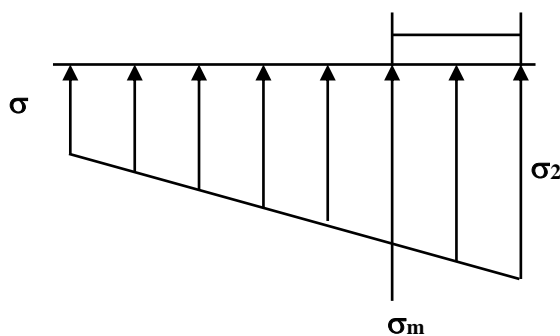


Figure IX.3: Diagramme des contraintes.

N : effort normal appliqué à la surface de radier,

M : moment fléchissant appliqué à la surface de radier.

B : surface total du radier,

V : distance entre le centre de gravité du radier et l'extrémité de la structure.

I : moment d'inertie du radier.

A cet effet les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- ☞ Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0.8G \pm E$.
- ☞ Aux contraintes de compression (tassement) avec la combinaison $G + Q + E$.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX.2 : Vérification des contraintes de sol sous le radier

	Sens XX	Sens YY
N (kN)	183403.93	183403.93
e(m)	0.78	2.29
M_{rad} (kN. m)	15560.07	161972.62
V (m)	23.66	11.54
I (m⁴)	20764.79	153444.53
S (m²)	818.81	818.81
σ_1 (kN/m²)	217.71	223.98
σ_2 (kN/m²)	206.25	211.8
σ_{moy} (kN/m²)	212.84	220.98
σ_{adm} (kN/m²)	170	170
1.5σ_{adm} (kN/	255	255
Vérification	Vérifié	Vérifié

IX.4.. Ferrailage du radier :

Le radier c'est un élément plaque sur sol élastique donc il fonctionne comme un plancher renversé chargé par la réaction du sol, d'où le ferrailage se fait les dalle du radier à la flexion simple à partir des sollicitations les plus défavorables.

IX.4.1.Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle du radier se fait à la flexion simple en travée et en appuis avec les sollicitations les plus défavorables.

❖ Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations dans les panneaux dalle il faut voir en début si le panneau porte dans un seul sens ou dans les deux sens :

Si $\alpha < 0.4$ le panneau porte dans un seul sens

Si $0.4 < \alpha < 1$ le panneau porte dans les deux sens

Avec : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

L_y : Le petit portée de panneau

L_x : La grande portée de panneau

Pour faire les calculs on prend le panneau le plus défavorable :

$$L_x = 7\text{m}$$

$$L_y = 5.3 \text{ m}$$

Donc : $\alpha = \frac{L_y}{L_x} = \frac{5.30}{7.0} = 0.75$ donc le panneau porte dans les deux sens

Les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_y = \mu_x q L_y^2$$

$$M_x = \mu_y M_x$$

Notre panneau est intermédiaire donc il est encasté aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Dans le sens de la petite portée :

- En travée : $M_{tx} = 0.75M_x \longrightarrow$ panneaux intermédiaires,

- En travée : $M_{tx} = 0.85M_x \longrightarrow$ panneaux de rive

- En appuis : $M_{ax} = -0.5M_x \longrightarrow$ panneaux intermédiaires,

- En appuis : $M_{ax} = -0.3M_x \longrightarrow$ panneaux de rive

Dans notre cas le panneau le plus sollicité le panneaux intermédiaires :

- Dans le sens de la grande portée :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.75M_y$$

$$\text{En appuis : } M_{ax} = -0.5M_x$$

❖ *Evaluation des Charges et Surcharges :*

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} = \frac{183403.93}{818.81} = 223.99 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{134295.11}{818.81} = 164.01 \text{ kN/m}^2$$

Donc :

➤ **A P'ELU :**

$$M_y = \mu_y q L_y^2 = 0.0622 \times 223.99 \times 5.3^2 = 391.35 \text{ kN.m}$$

$$M_x = \mu_x M_y = 0.509 \times 391.35 = 199.20 \text{ kN.m}$$

➤ **A P'ELS :**

$$M_y = \mu_y q L_y^2 = 0.0685 \times 164.01 \times 5.3^2 = 315.50 \text{ kN.m}$$

$$M_x = \mu_x M_y = 0.644 \times 342.30 = 203.23 \text{ kN.m}$$

Donc les moments en travée et en appuis sont :

❖ **A P'ELU :**

- Dans le sens de la grande portée :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.75M_x = 293.62 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_{ax} = -0.5M_x = -195.75 \text{ kN.m}$$

- Dans le sens de la petite portée :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.75M_y = 149.4 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_{ay} = -0.5M_x = -99.6 \text{ kN.m}$$

❖ **A P'ELS :**

- Dans le sens de la grande portée :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.75M_x = 236.625 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_{ax} = -0.5M_x = -157.75 \text{ kN.m}$$

- Dans le sens de la petite portée :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.75M_y = 152.42 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_{ay} = -0.5M_x = -101.61 \text{ kN.m}$$

Tableau IX.3: Tableau récapitulatif des moments de la dalle de radier

	grande portée			petite portée		
	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_{ax} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ay} (kN.m)
ELU	391.5	293.36	-195.75	199.2	149.4	-99.6
ELS	315.5	236.62	-157.75	203.23	152.42	-101.615

Vérification des moments : $M_i + \frac{M_{ad} + M_{ag}}{2} \geq 1,25 M_0$ (d'après le BAEL 91)

Tableau IX.4: Vérification des moments

ELU					
			$Mt+(Me+Mw)/2$	$1.25M_0$	Vérification
sens x-x	M_0	391.5	489.37	489.37	C.V
	M_e	195.75			
	M_w	195.75			
	M_t	293.62			
sens y-y	M_0	199.2	249	249	C.V
	M_e	99.6			
	M_w	99.6			
	M_t	149.4			
ELS					
			$Mt+(Me+Mw)/2$	$1.25M_0$	Vérification
sens x-x	M_0	315.5	394.37	394.37	C.V
	M_e	157.75			
	M_w	157.75			
	M_t	236.62			
sens y-y	M_0	203.23	251.53	251.53	C.V
	M_e	101.62			
	M_w	101.62			
	M_t	152.42			

❖ **Ferraillage :**

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire dans les deux sens avec:

$$b = 100 \text{ cm}, h = 110 \text{ cm}, d = 0.9h = 100 \text{ cm}.$$

➤ **Pourcentage minimale :**

Suivant le petit coté : $A_{y \min} \geq 0.0008h = 0.0008 \times 110 = 8.8 \text{ cm}^2$.

Suivant le grand coté : $A_{x \min} \geq 0.0008h [(3 - \alpha) / 2] = 9.9 \text{ cm}^2$ BAEL 91 Page (359).

➤ **Espacement maximal :**

$$S_{tx} \leq \min(33 \text{ cm}; 3hr) \Rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min(45 \text{ cm}; 4hr) \Rightarrow S_{ty} = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{BAEL 91 Page (360)}.$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \\ \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - \mu_{bu}} \right) \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) \\ A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \end{array} \right. \quad \text{avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \\ f_{bc} = 0.85 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \end{array} \right.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{Sx} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{c28} / f_e = 0.23 \times 100 \times 100 \times 2.1 / 400 = 12.075 \text{ cm}^2$$

$$A_{Sy} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{c28} / f_e = 0.23 \times 100 \times 100 \times 2.1 / 400 = 12.075 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IX.5: Tableau récapitulatif de calcul des armatures des panneaux de radier

Position		M_u	μ_U	μ_l = 0.392	Z (cm)	As (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	A_s adopté (cm ²)	VER
XX	Travée	391.5	0.003	SSA	99	11.36	12.08	5T20	15.7	CV
	Appuis	293.75	0.001	SSA	99	8.46	12.08	5T20	15.7	CV
YY	Travée	149.4	0.001	SSA	99	4.35	12.08	5T20	15.7	CV
	Appuis	99.6	0.001	SSA	99	2.89	12.08	5T20	15.7	CV

Conclusion :

On adopte comme ferrailage **5T20** par nappe sur toute la longueur de radier avec St = 20cm pour les deux sens .

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad M_{ser} = q_{ser} L^2 / 2$$

Contrainte maximal dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k.y$)

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau IX.6: Vérification des contraintes à l'ELS

Zone	M_{ser} (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée sens x-x	236.62	15.7	3	3.97	15	C.V
Appuis sens x-x	157.75	15.7	3	2.84	15	C.V
Travée sens y-y	152.42	15.7	3	2.76	15	C.V
Appuis sens y-y	101.61	15.7	3	1.86	15	C.V

Schéma de ferrailage du radier :

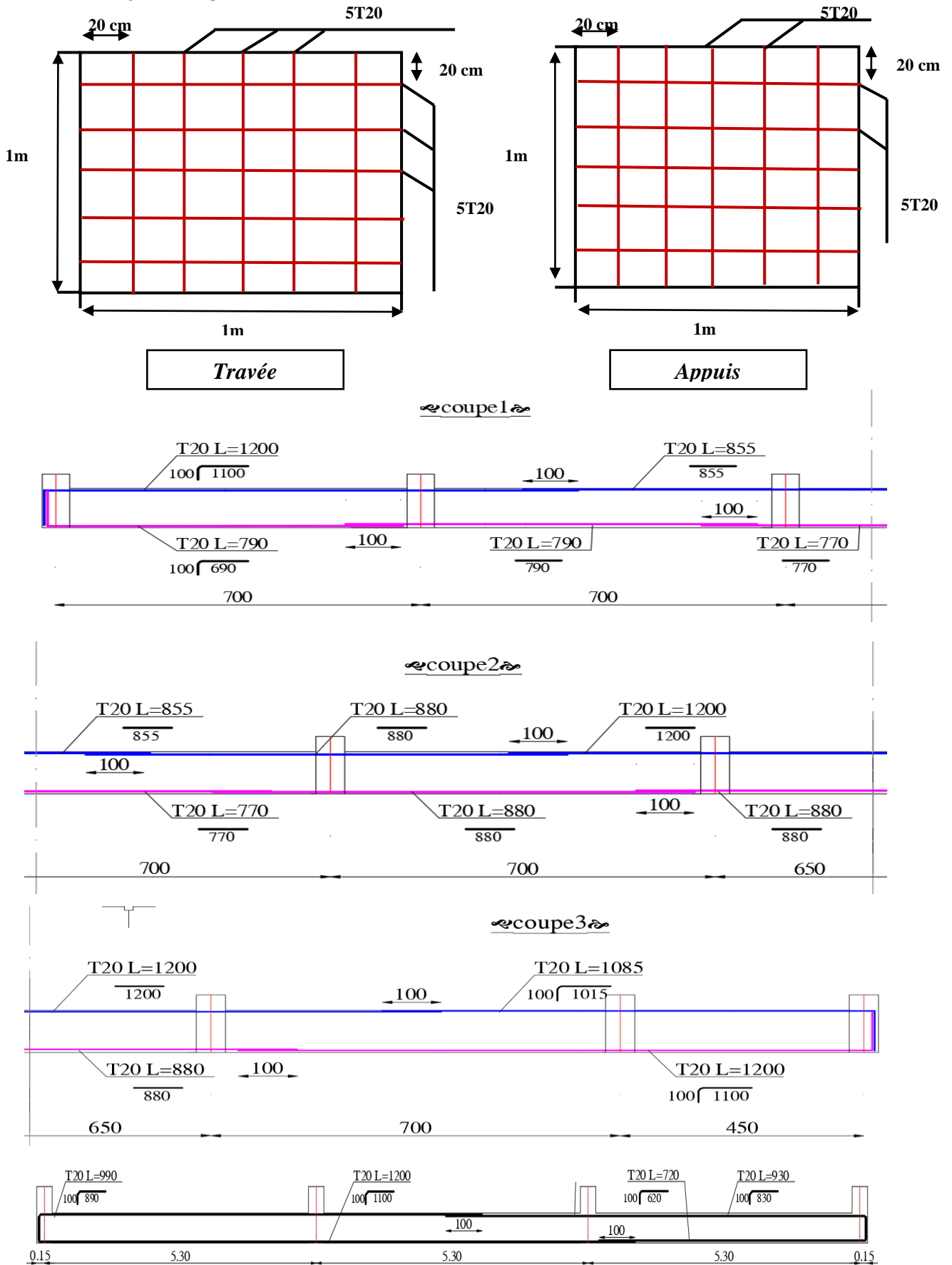


Figure IX.4 : Schéma de ferrailage du radier.

IX.4.2. Ferrailage des débords :

Le débord du radier est assimilé à un consol de largeur $L = 0.55\text{m}$, le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur $b = 1\text{ m}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1\text{ m.} \\ L = 55\text{ cm.} \\ h = 1.1\text{ cm.} \\ d = 0.9 h = 100\text{ cm.} \end{array} \right.$$

On a:

$$q_u = 223.99\text{ KN/m}^2 \times 1\text{ml}$$

$$q_{ser} = 164.01\text{ KN/m}^2 \times 1\text{ml}$$

$$f_{bc} = 14.2\text{MPa}$$

❖ **Schéma statique :**

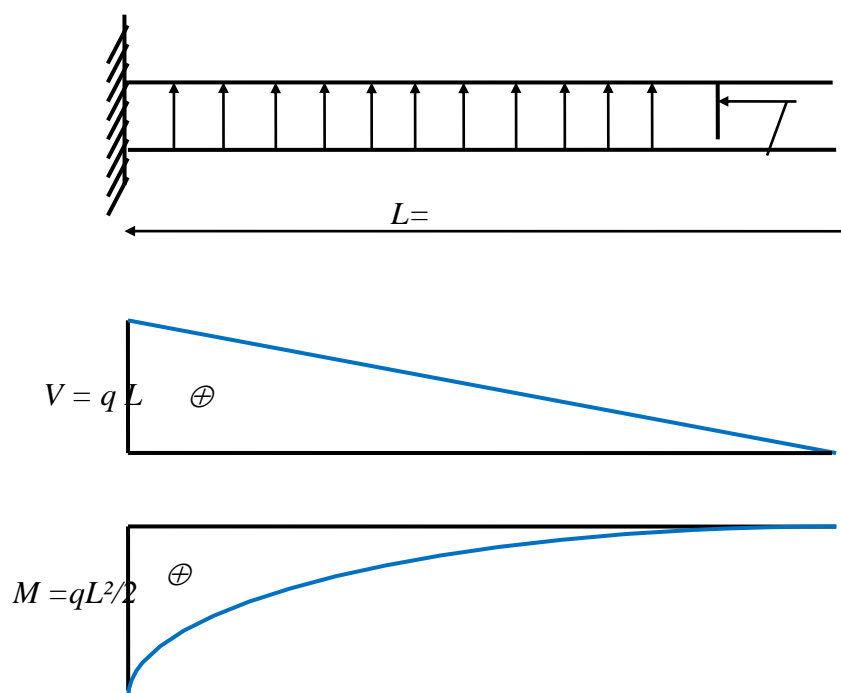


Figure IX.5 : Schéma statique .

donc :

$$M_u = \frac{Q_u L^2}{2} = \frac{223.99 \times 0.55^2}{2} = 33.87\text{ kN.m}$$

$$M_s = \frac{Q_s L^2}{2} = \frac{164.01 \times 0.55^2}{2} = 24.80\text{ kN.m}$$

Avec :

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \\ \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - \mu_{bu}}\right) \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) \\ A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \end{cases}$$

- Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau IX.7 : Tableau récapitulatif de ferrailage de débord

M_u	μ_U	$\mu_1=0.391$	Z (cm)	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	Choix	A_s adopté	$S_T(\text{cm}^2)$
33.87	0.002	$\mu_U < \mu_1$	99	0.98	12.08	5T20	15.7	20

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 12.08 \text{ cm}^2$$

2.Vérification de la position des armatures:

A)Vérification a ELU :

☞ **Armature longitudinale :**

On a la condition suivante : $S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(330\text{cm} ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Et on a $S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm}$ Condition Vérifier

☞ **Armature de répartition :**

On a la condition suivante : $S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = \min(440\text{cm} ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

Et on a $S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm}$ Condition Vérifier

☞ **Vérification de l'effort tranchant :**

D'après les règles BAEL on a :

$$\tau_u = T_u / bd \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_c 28; 5\text{Mpa})$$

On a : $T_u = 61.59\text{KN}$

$$\tau_u = 61.59 * 1000 / 1000 * 100 \leq \bar{\tau}_u = \min(3.25\text{MPa}; 5\text{MPa})$$

$$\tau_u = 0.062\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition, Vérifier}$$

2).Armature de répartition :

$$A_t = \frac{A_i}{4} = 3.925$$

Donc on prend : 5HA10 = 3.93 cm² avec S_t = 20cm

➤ **Ferrailage transversal :**

Les armatures transversales ne sont pas à prévoir si les deux conditions suivantes sont remplies :

- La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur.

$$\tau_b = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \dots\dots\dots \text{BAEL 91 Page (161)}.$$

V_u : effort tranchant maximum à L'ELU.

$$V_u = q_u \times L = 223.93 \times 10^{-3} \times 0.55 = 0.123 \text{ MN}$$

$$\tau_b = \frac{0.123}{1 \times 1} = 0.123 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

Le cisaillement est vérifié, les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

N.B : Le débord est coulé sans reprise du bétonnage donc l'armature transversale n'est pas nécessaire.

Vérification au cisaillement

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} \quad \text{avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad b = 1 \text{ m ; } d = 0,9h_r = 0.99 \text{ m}$$

$$V_u = \frac{q_u * l}{2} = 61.59 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.111 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Note : On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

IX .5. Etude de voile périphérique :

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- ✓ Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- ✓ Assurer la liaison avec le sol et répartissent les efforts.
- ✓ Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.

IX.5.1. Pré-dimensionnement

Un voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau de Sous-Sol.

D'après le **RPA99/V2003**, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- ✓ L'épaisseur du voile doit être $\geq 15 \text{ cm}$.
- ✓ Les armatures sont constitués de 2 nappes, le pourcentage minimal des armatures est de $0.1\% \mathbf{B}$ dans les deux sens (horizontal et vertical)

Notre voile périphérique a les dimensions suivantes :

- ✓ Epaisseur de 20 cm.
- ✓ Hauteur de 2,51 m.

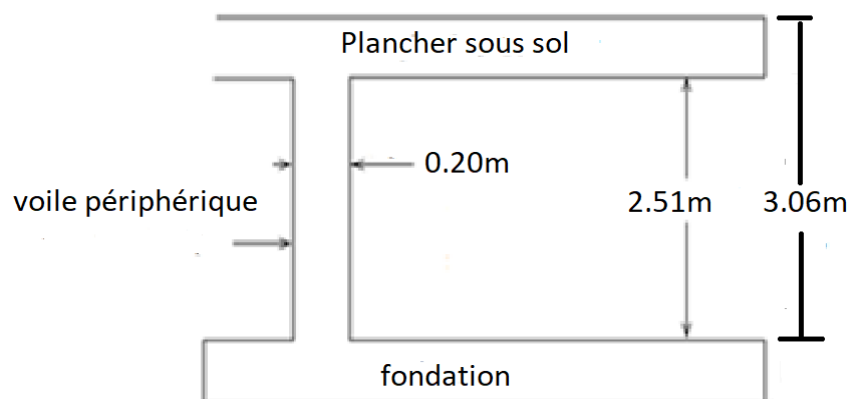


Figure IX.6 : Dimensions du voile périphérique

❖ Ferrailage

Le calcul de ferrailage se fait pour une bande de 1 ml.

On a :

$$A_V \geq 0,1\% \cdot 20 \cdot 100 \Rightarrow A_V \geq 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_H \geq 0,1\% \cdot 20 \cdot 100 \Rightarrow A_H \geq 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple.

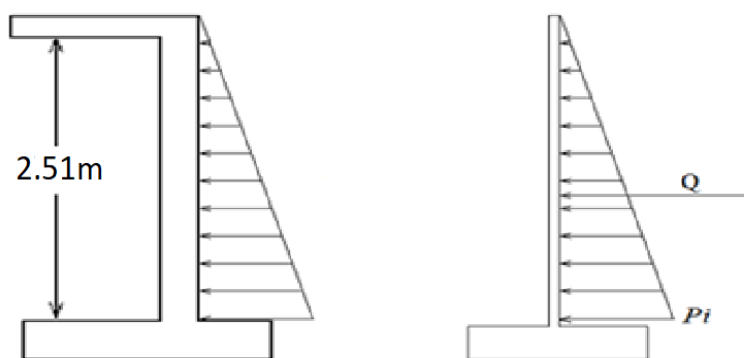


Figure IX.7 : Schéma statique du voile périphérique

On a : ϕ : L'angle de frottement du remblai ; $\phi = 30^\circ$

γ_d : Poids spécifique du remblai ; $\gamma_d = 18 \text{ KN/m}^2$

K_a : Coefficient de poussée (surface horizontale) ;

$$K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,33$$

➤ **Calcul de la force de poussée:**

$$P_i = \frac{1}{2K_a} \cdot \gamma_d \cdot h^2 = 0,5 \cdot 0,33 \cdot 18 \cdot 2,61^2 = 40,46 \text{ KN}$$

➤ **Poussée due aux surcharges :**

Une contrainte éventuelle d'exploitation $q = 5 \text{ KN/m}$

$$Q = 1/2 K_0 \cdot q = 1/2 \times 0.33 \times 5 = 1.65 \text{ KN}$$

➤ **Méthode de calcul :**

Le ferrailage des voiles périphériques, sera calculé comme étant une dalle appuyée sur quatre côtes.

➤ **Evaluation des sollicitations:**

ELU :

$$\begin{cases} Q_u = 1.35 Q_{h(0)} + 1.5 Q_q = 2.48 \text{ kN/m}^2 \\ Q_u = 1.35 Q_{h(3.06)} + 1.5 Q_q = 57.10 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} Q_u = Q_{h(0)} + Q_q = 1.65 \text{ kN/m}^2 \\ Q_u = Q_{h(3.06)} + Q_q = 42.11 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

IX.5.2 Ferrailage du voile :

Pour le ferrailage de la paroi on prendra sera calculé pour le panneau le plus sollicité en flexion simple avec une fissuration préjudiciable, le calcul se fait pour une bande de 1 m

$$L_x = 7 \text{ m} \quad L_y = 2.51 \text{ m}$$

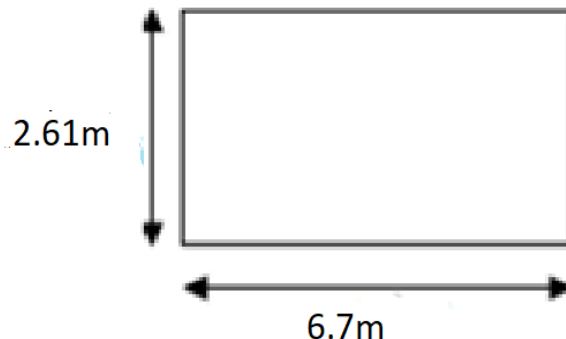


Figure IX.8 : Le panneau le plus sollicité du voile périphérique

▪ **Calcul du ferrailage vertical**

Le ferrailage du voile périphérique se fera en considérant la fissuration comme très préjudiciable.

A l'E.L.U :

$$\mu_x = 0.1094; \mu_y = 0.250$$

▪ **Dans le sens X-X :**

$$M_x = \mu_x \cdot Q_u \cdot l_x^2 = 0.1094 \cdot 57.10 \cdot 2.61^2 = 42.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 31.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0.5 M_x = -21.76 \text{ KN.m}$$

▪ Dans le sens Y-Y :

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.250 \cdot 42.55 = 10.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_y = 7.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5M_y = 5.31 \text{ KN.m}$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IX.8 : Tableau de ferrailage de voile

	Armatures longitudinales			
	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (KN.m)	21.76	31.92	5.31	7.98
μ_{bu}	0.131	0.069	0.01	0.01
$\mu_{bu} < \mu_{lu}$	Oui	Oui	Oui	Oui
Z_b (cm)	17.5	17.5	17.5	17.5
A_s (cm²)	3.57	5.24	0.87	1.3
A_{min} (cm²)	2.42	2.42	2.42	2.42
Choix des barres	2*6HA10	2*6HA10	2*5HA10	2*5HA10
A_s adopté (cm²)	9.42	9.42	7.85	7.85
Espacement (cm)	15	15	20	20
	Armatures transversales			
A_H (cm²)	2.35	2.35	1.96	1.96
A_{Hmin} (cm²)	2.42	2.42	2.42	2.42
Choix des barres	2*4HA8	2*4HA8	2*4HA8	2*4HA8
A_H adopté (cm²)	4.02	4.02	4.02	4.02
Espacement (cm)	25	25	25	25

Conclusion :

On adopte comme ferrailage verticale **6T10/ml** par nappe sur toute la longueur de voile t avec $St = 13\text{cm}$ et 6T10 /ml avec $St = 15\text{cm}$ pour le ferrailage horizontale .

Condition de non fragilité

$$b_0 = 1 \text{ m} ; d = 0.18 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm}$$

$$A_{min} = \frac{0,23b_0 \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 2.42 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

▪ Vérification des armatures transversales a l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{Art. A 5.2.2 du CBA.93}$$

$$\gamma_b = 1,15 ; \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

$$V_u = \frac{Qu.L}{2} = \frac{57.10 \cdot 6.7}{2} = 191.28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{191.3 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,18} = 1.06 \text{ MPa} < \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \cdot 25}{1,15} = 1.52 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

▪ Schéma Ferrailage

Sens X-X

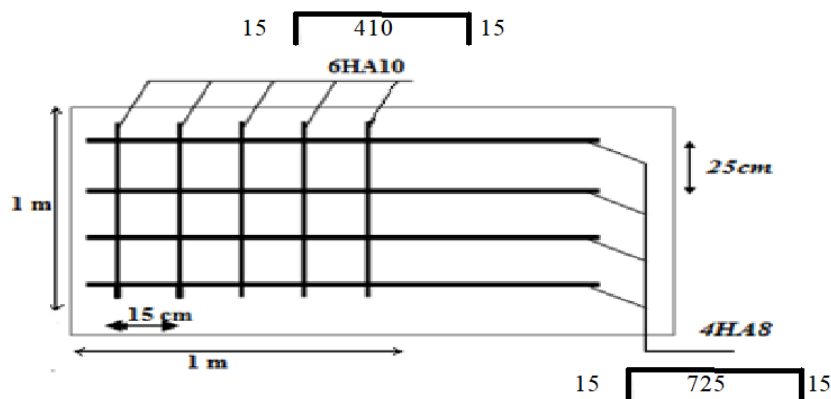


Figure IX.8 : Schéma Ferrailage de voile périphérique pour la travée et appuis (X-X)

Sens Y-Y

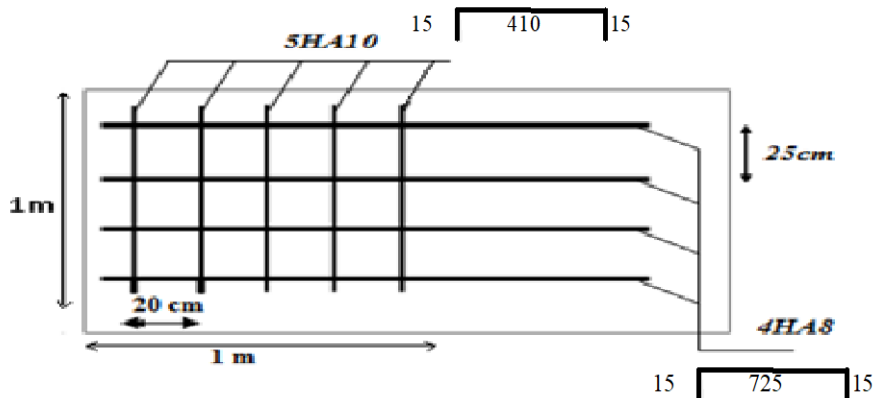


Figure IX.9 : Schéma Ferrailage de voile périphérique pour la travée et appuis (Y-Y)

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'ingénieur. En effet, il nous a été une meilleure occasion pour mettre en application les connaissances théoriques que nous avons acquises durant les cinq années d'étude.

Lors de notre travail, la première des choses que nous avons prise en considération c'est le lieu d'implantation de notre ouvrage qui est une zone de forte sismicité. De ce fait, après un pré dimensionnement préliminaire des éléments secondaires et principaux, notre préoccupation principale était le choix d'un meilleur système de contreventement. Suite à l'application du règlement parasismique algérien (RPA99/V2003), nous avons adopté un système de contreventement par des voiles pour la reprise des charges horizontales due au séisme. L'emplacement des voiles a été un compromis entre la fonction de l'ouvrage et une meilleure conception parasismique.

L'utilisation du logiciel de calcul de structures « ETABS » nous a permis de se familiariser avec l'outil informatique comme elle nous a facilité le calcul des efforts internes. Le calcul du ferrailage des éléments a été fait selon le règlement BAEL91 en adoptant les cas les plus défavorables. L'étude thermique qui réaliser ne pas donner des sollicitations importante va que la structure est implanté dans une zone de sismicité élevée (zone III) Le type de fondation que nous avons choisi est un radier général.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail, accompagné de quelques illustrations et définitions qui existent dans les règlements que nous avons utilisés apporte de l'aide aux prochaines promotions.

Bibliographie

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

📖 REGLEMENT :

📖 **RPA99/version2003** : Règles Parasismiques Algériennes.

📖 **CBA 93** : Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé.

📖 **BAEL91** : Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites.

📖 **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

📖 LIVRES :

📖 Construire parasismique.....Milan Zacek.

📖 Calcul des ouvrages en béton armé.....M.Belazougui.

📖 Conception et calcul des structures de bâtiment.....HENRY THONIER.

📖 Pratique de BAEL91.....JEAN PERCHAT - ROUX.

📖 Calcul dynamique des structures en zones sismiques.....ALAIN CAPRA.

📖 Thèses traités.

📖 COURS :

📖 *Béton armé*.....ENTP.

📖 Dynamique des structures.....ENTP.

📖 *Résistance des matériaux (RDM)*.....ENTP.

📖 *Bâtiments*.....ENTP.

📖 LOGICIELS :

📖 Logiciel **ETABS** version 18.1.....Analyse des structures.

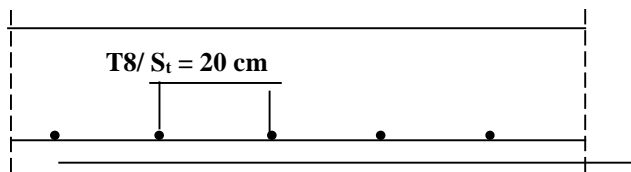
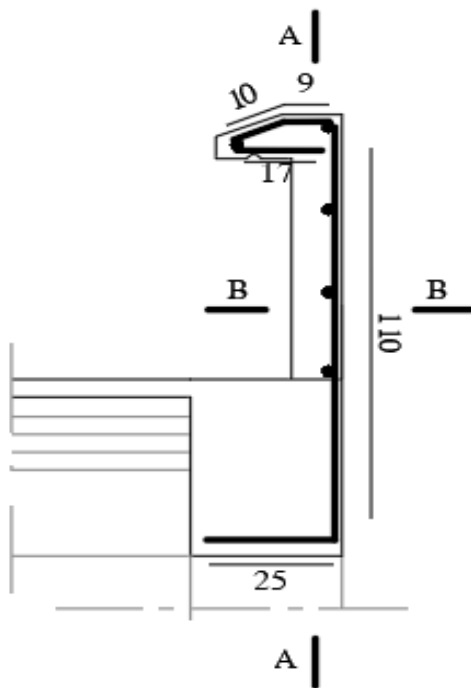
📖 Logiciel **SOCOTEC**.....Ferrailage.

📖 EXCEL 2013.....Calcul.

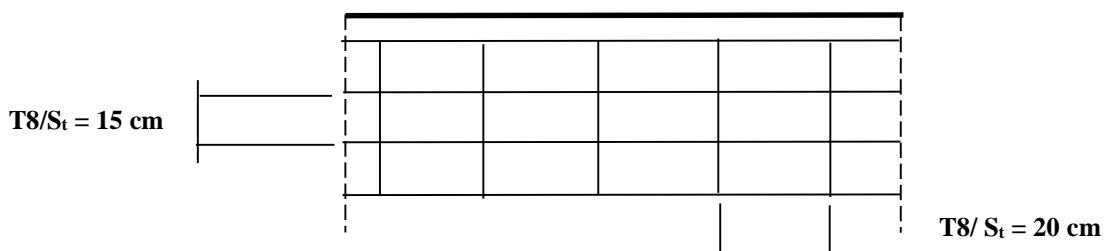
📖 WORD 2013.....Traitement du texte.

📖 AUTO CAD 2017.....Dessin.

Schéma de ferrailage de l'acrotère :



Coupe A-A



Coupe B-B

Schéma de ferrailage du balcon :

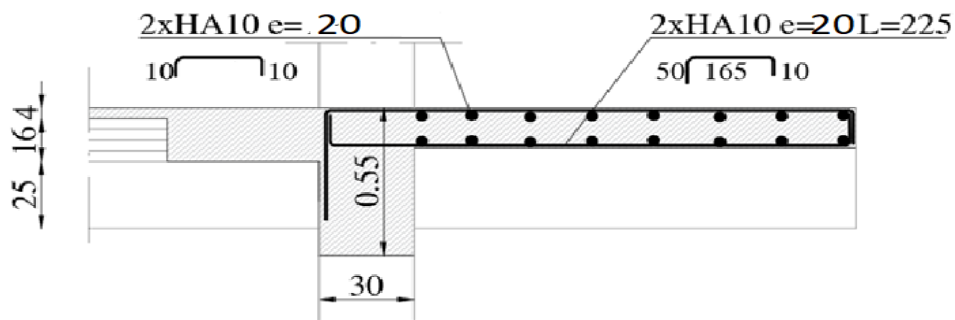


Schéma de ferrailage escalier type 01 :

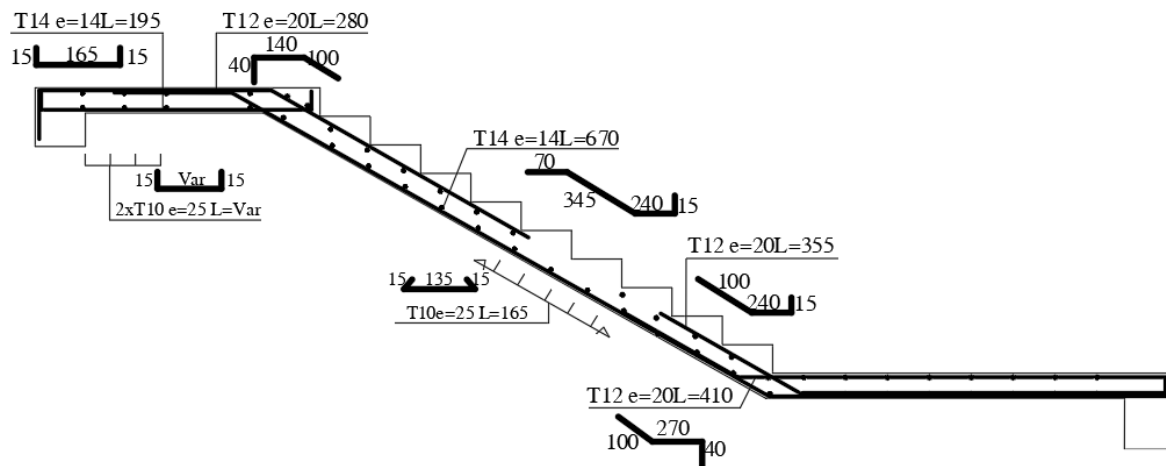
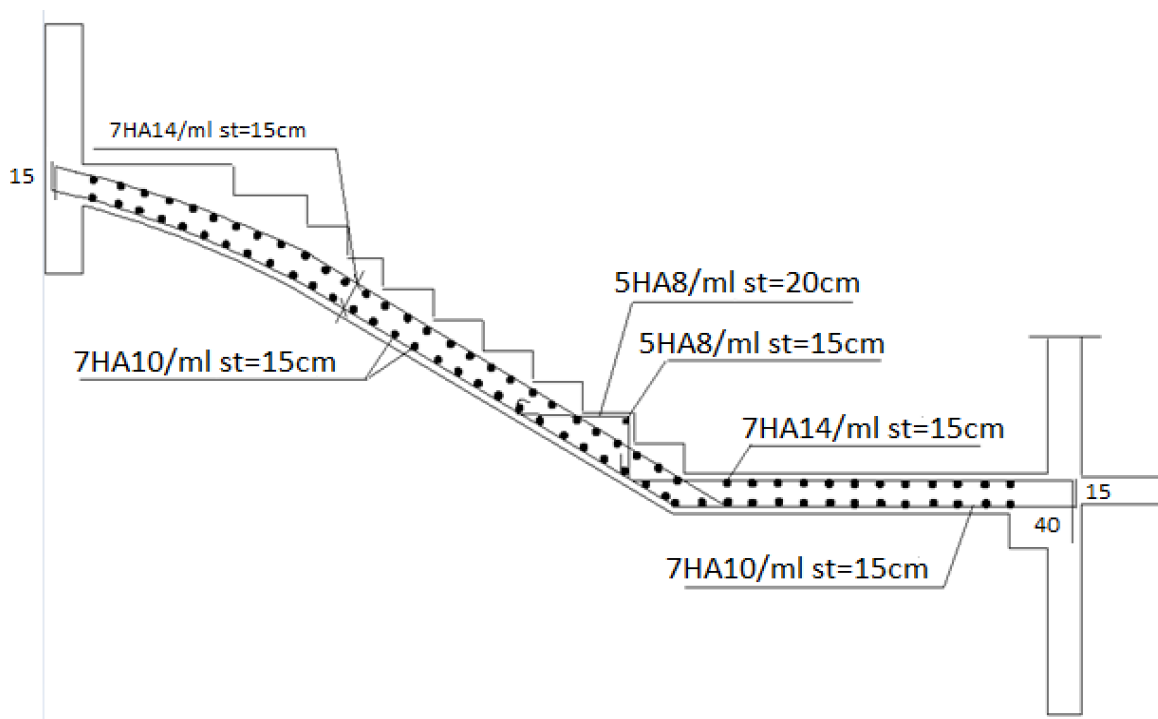
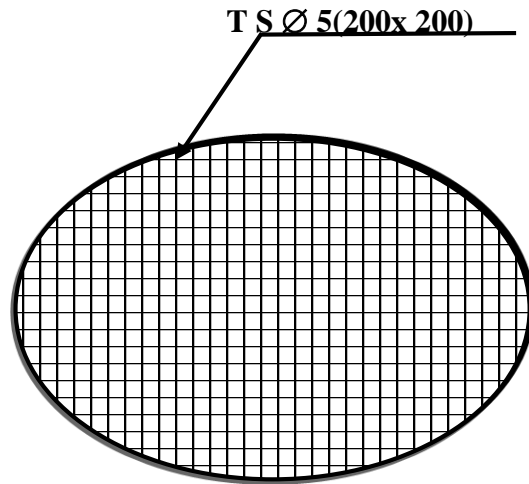


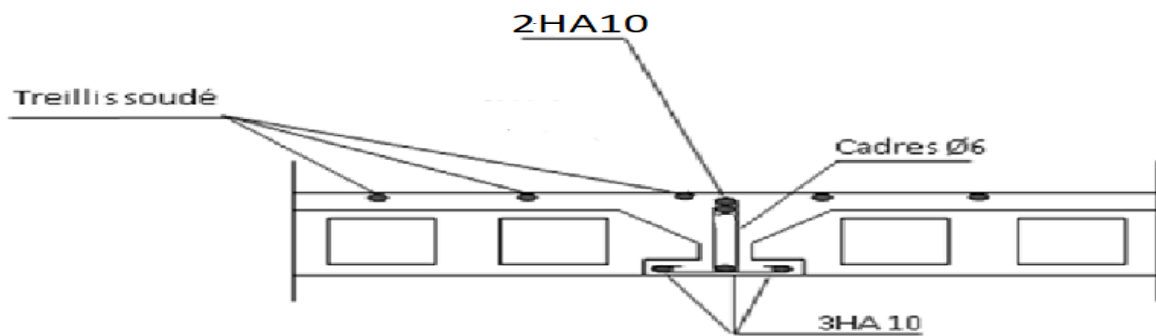
Schéma de ferrailage escalier type 02 :



. Schéma de ferrailage du plancher :



Ferrailage de la dalle de compression



Ferrailage de la poutrelle

chéma de ferrailage de la sale a machine:

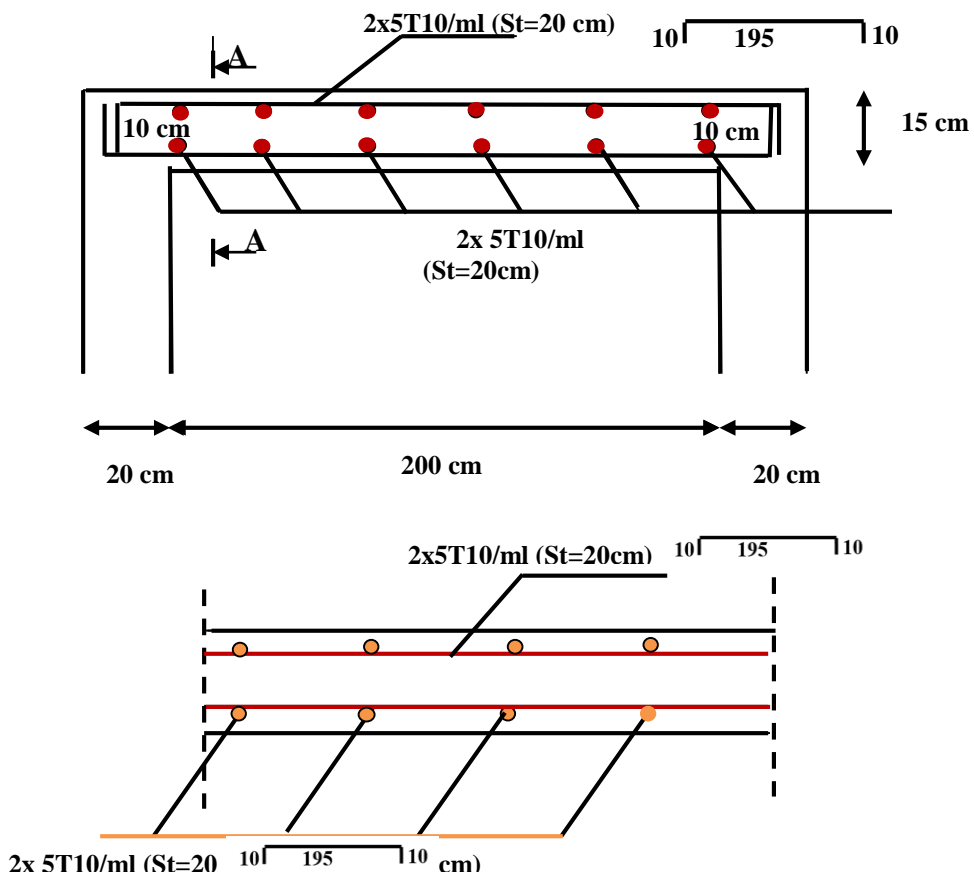
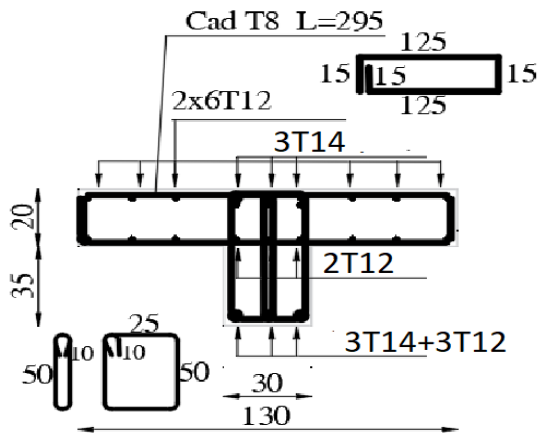
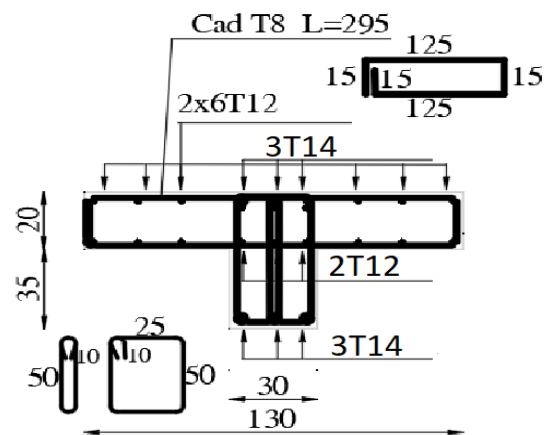


Schéma de ferrailage des poutres :

❖ poutres principales :

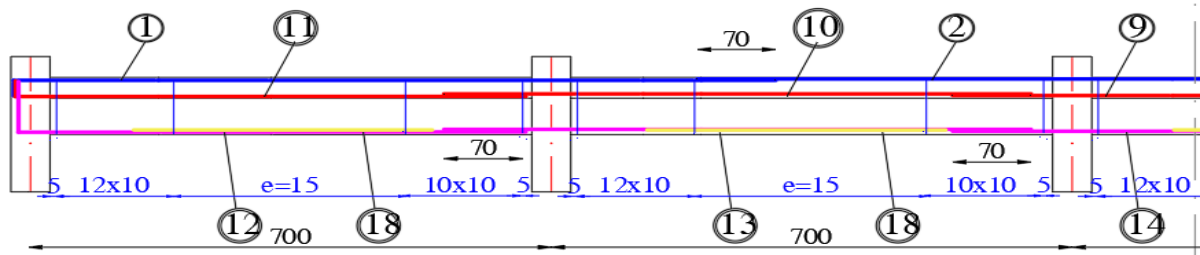


En travées

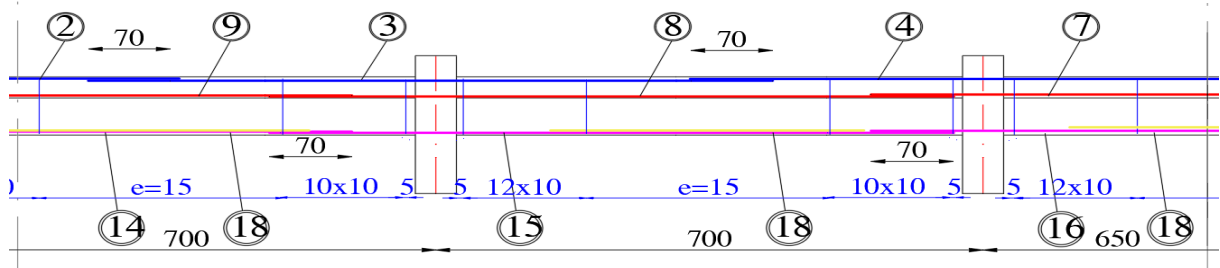


En appuis

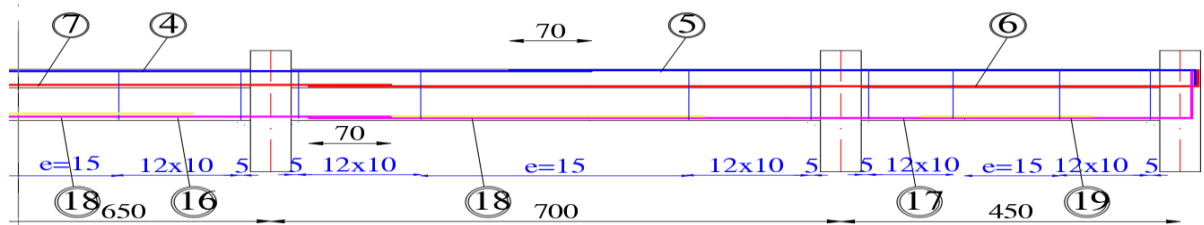
coupe1

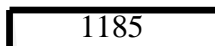
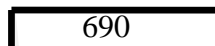
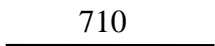
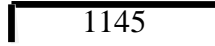

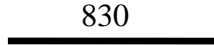

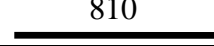
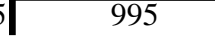
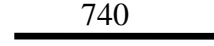
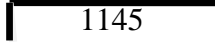
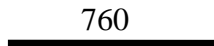
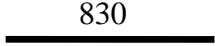
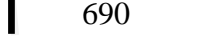
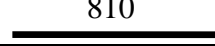
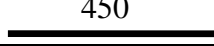
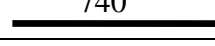
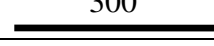
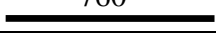


coupe2



coupe3



Type	Num	Longueur (cm)	Type	Num	Longueur (cm)
1	6HA12+3HA14	15 	11	8HA12	15 
2	6HA12+3HA14		12	3HAA14	50 
3	6HA12+3HA14		13	3HAA14	
4	6HA12+3HA14		14	3HAA14	
5	6HA12+3HA14	15 	15	3HAA14	
6	8HA12	15 	16	3HAA14	
7	8HA12		17	3HAA14	50 
8	8HA12		18	18	
9	8HA12		19	3	
10	8HA12				

❖ *poutres secondaires :*

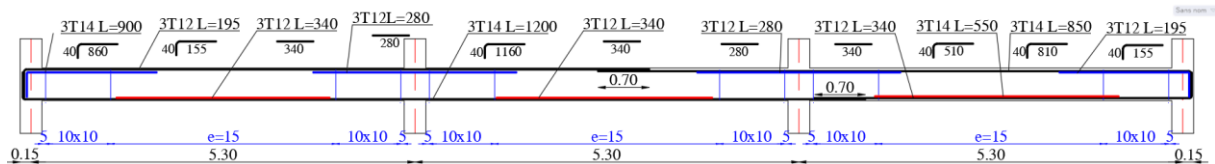
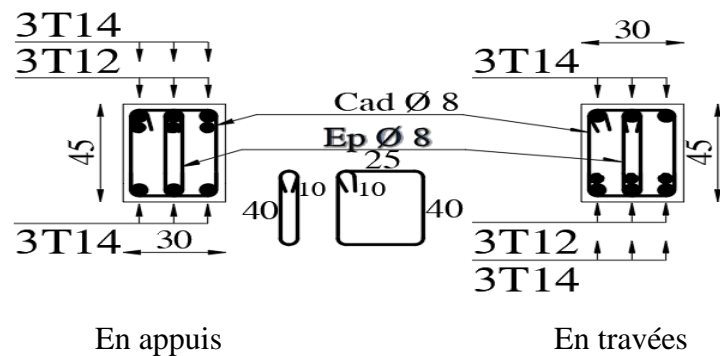


Schéma de ferrailage des voiles :

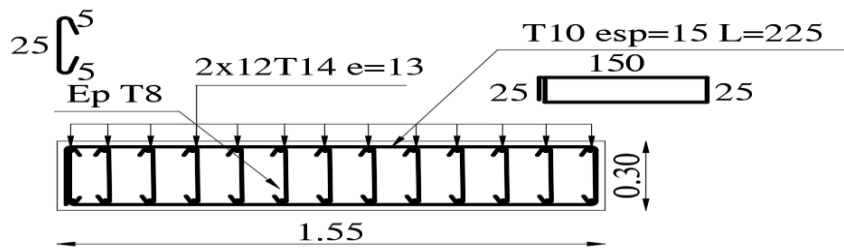


Schéma de ferrailage des voiles type 01.

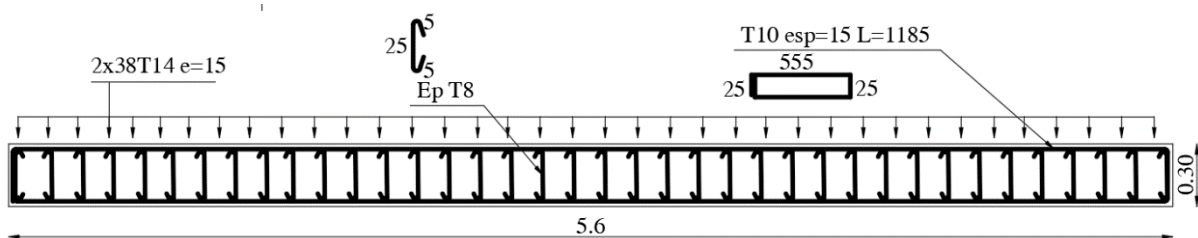
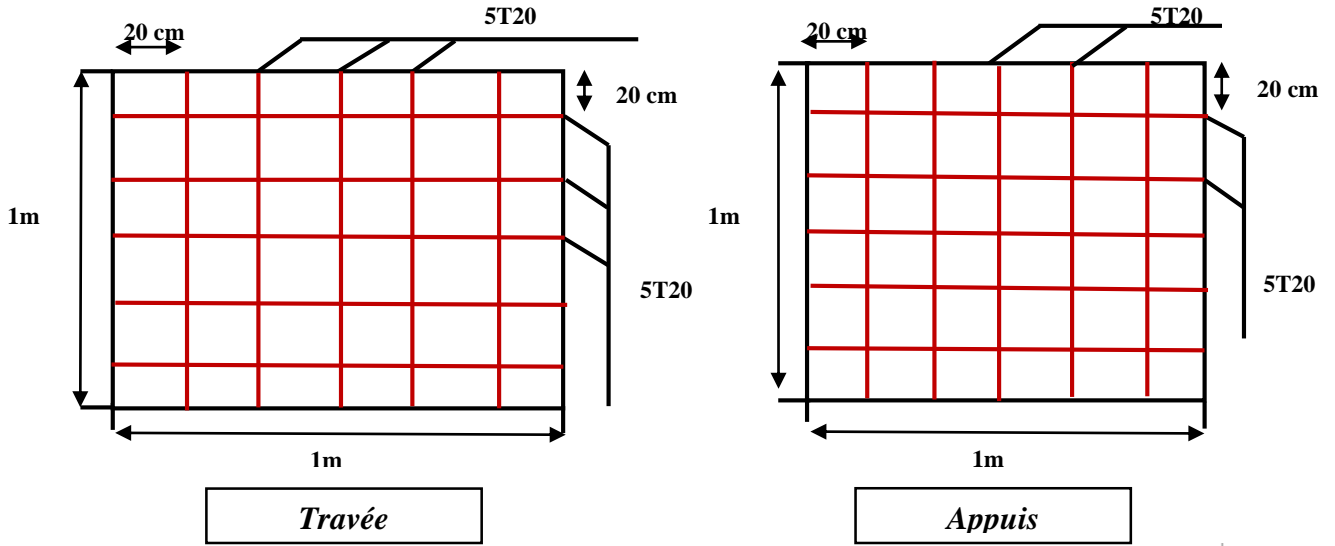
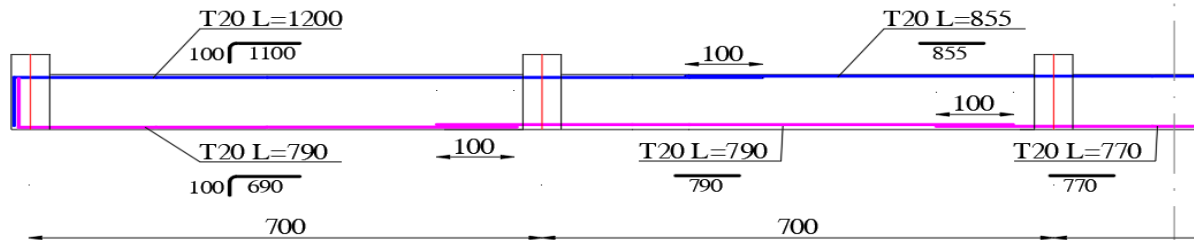


Schéma de ferrailage des voiles type 02.

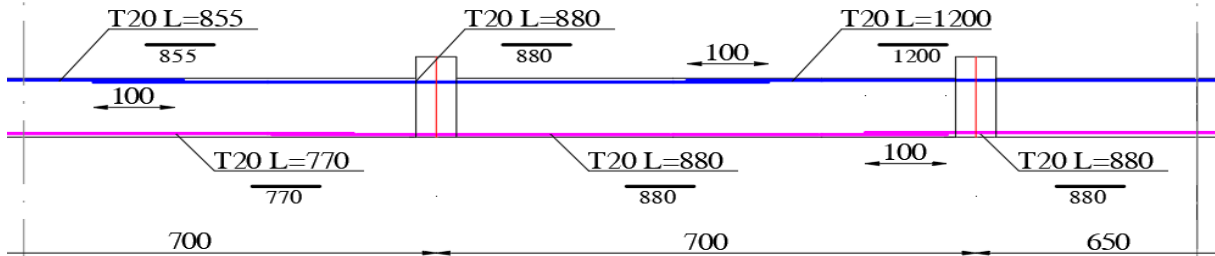
Schéma de ferrailage du radier :



coupe 1



coupe 2



coupe 3

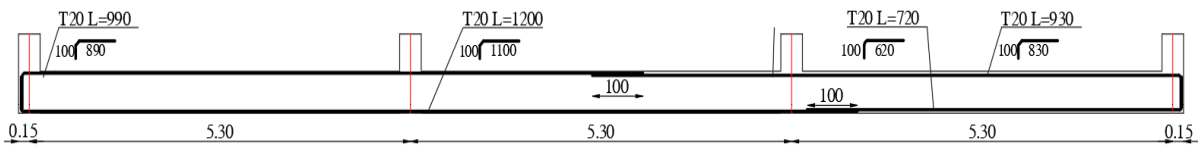
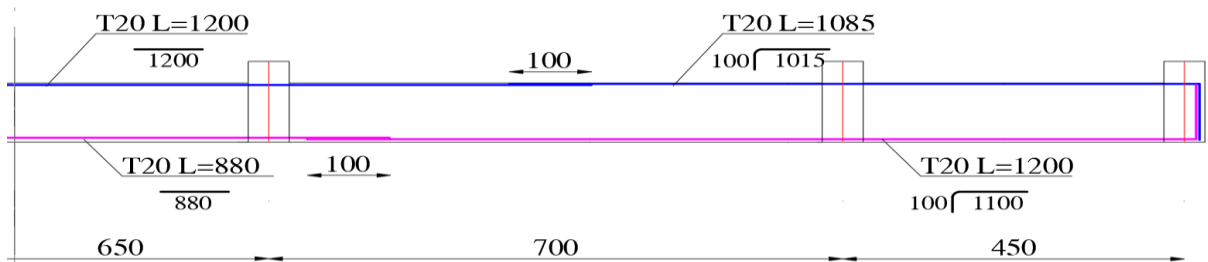


Schéma Ferrailage de voile périphérique :

- Sens X-X

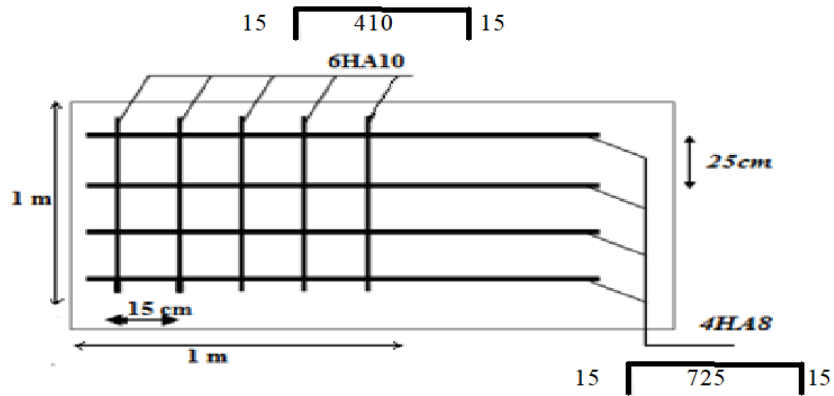


Schéma Ferrailage de voile périphérique pour la travée et appuis (X-X)

- Sens Y-Y

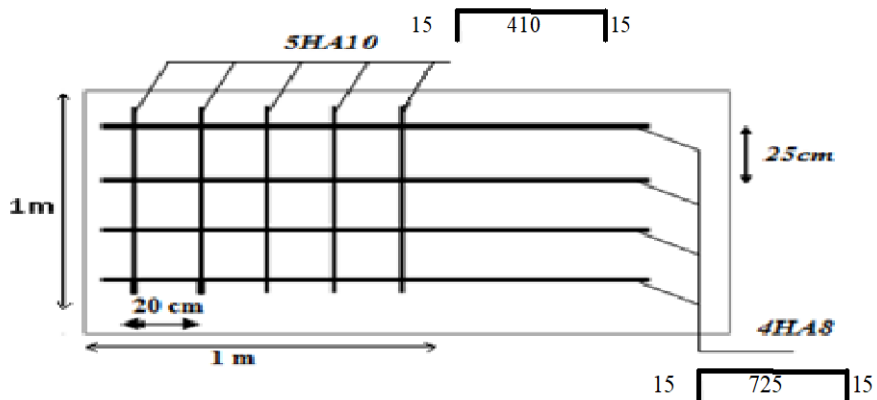
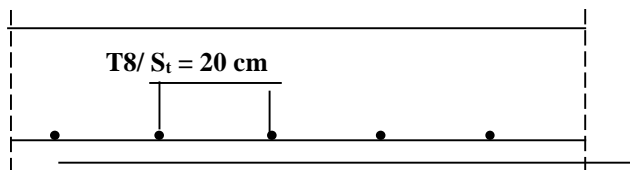
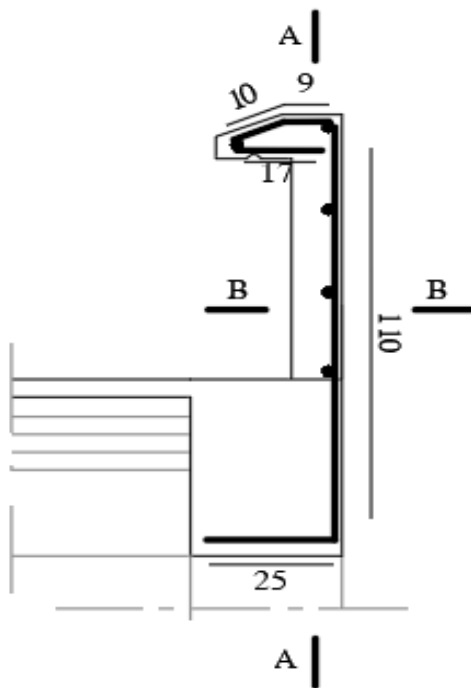
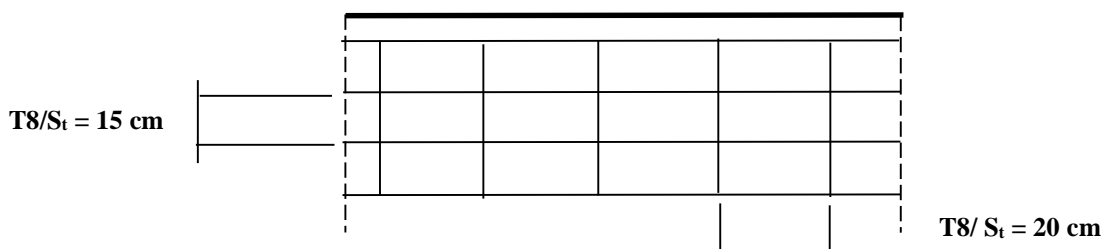


Schéma Ferrailage de voile périphérique pour la travée et appuis (Y-Y)

Schéma de ferrailage de l'acrotère :



Coupe A-A



Coupe B-B

Schéma de ferrailage du balcon :

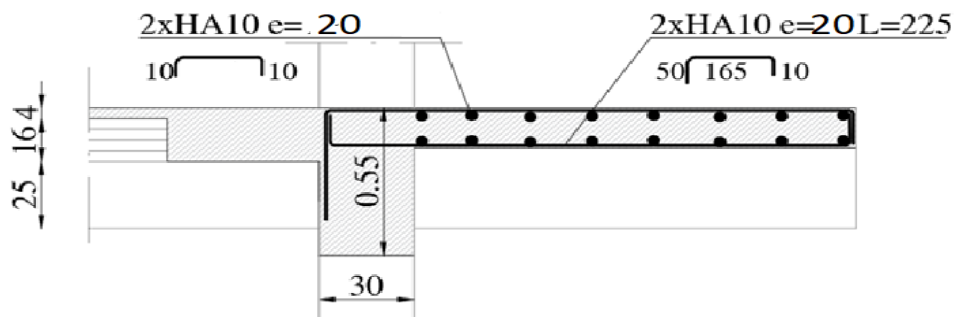


Schéma de ferrailage escalier type 01 :

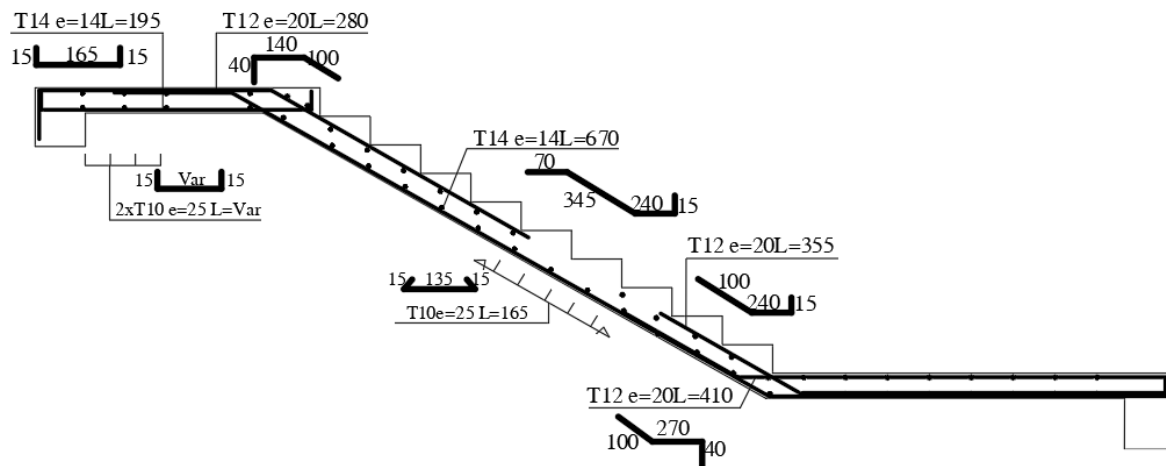
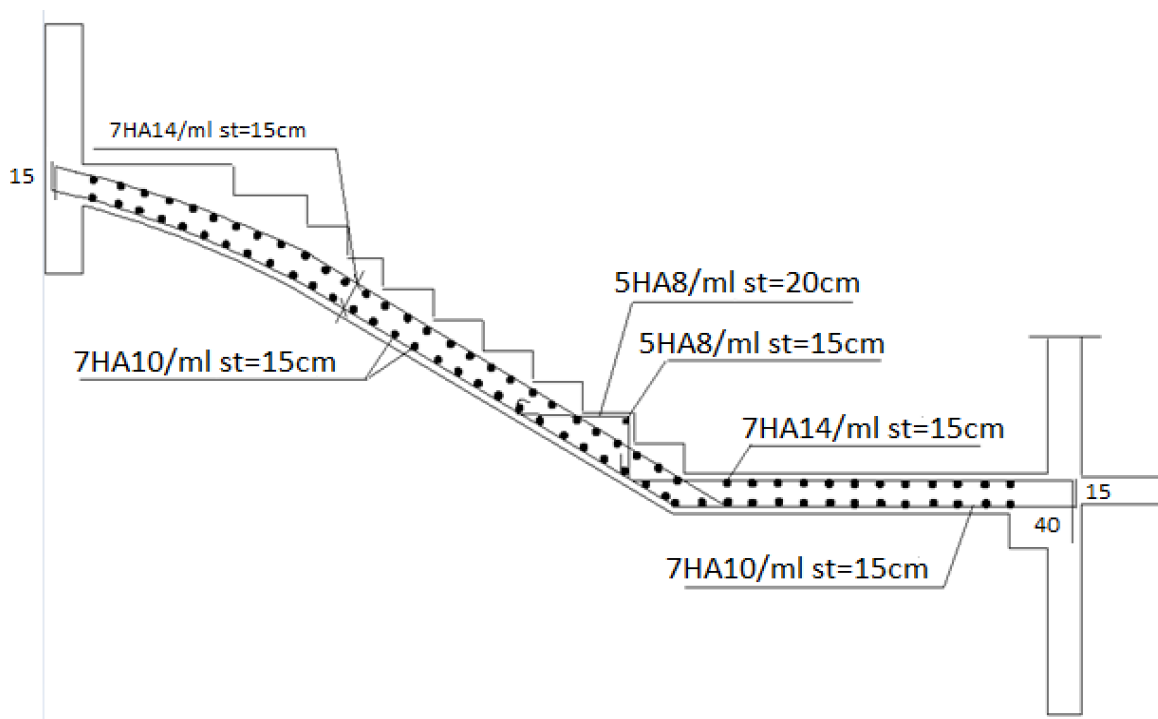
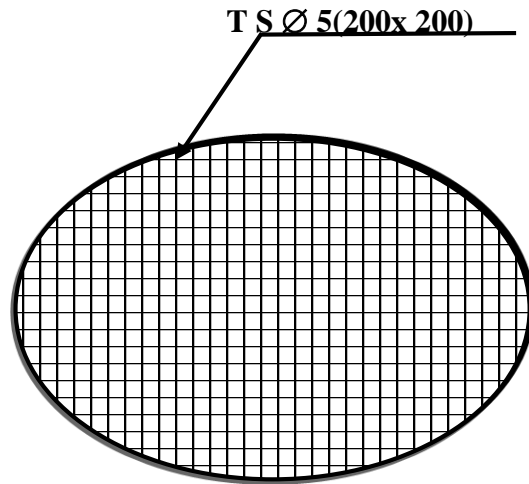


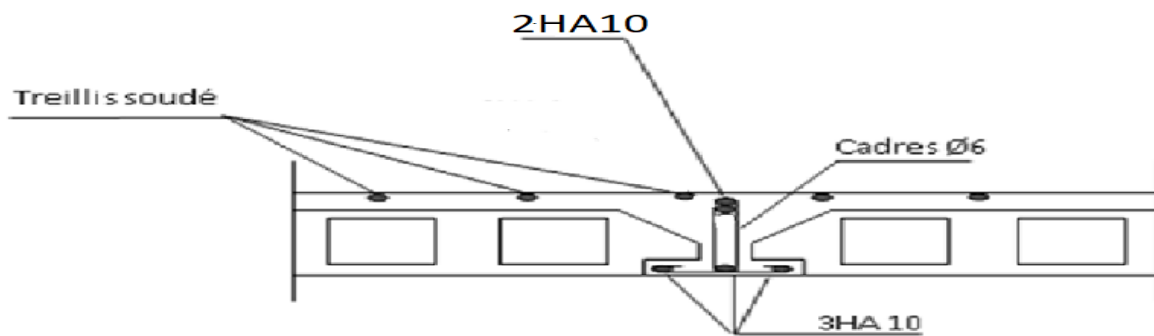
Schéma de ferrailage escalier type 02 :



. Schéma de ferrailage du plancher :



Ferrailage de la dalle de compression



Ferrailage de la poutrelle

chéma de ferrailage de la sale a machine:

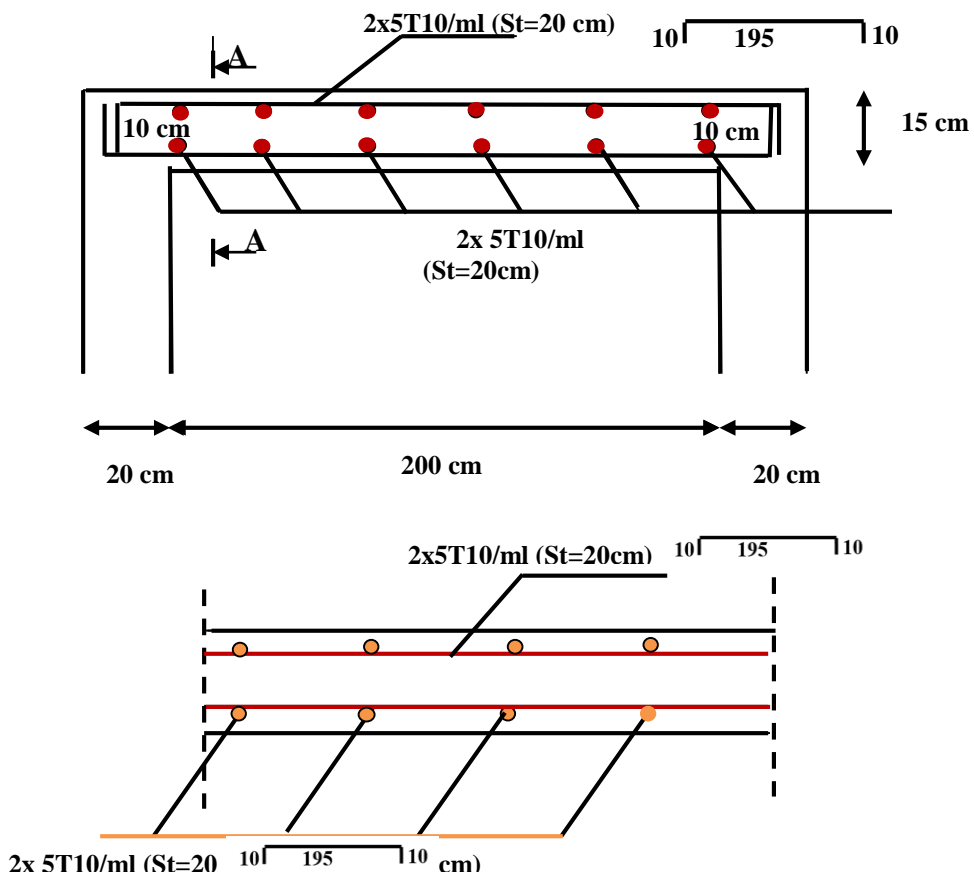
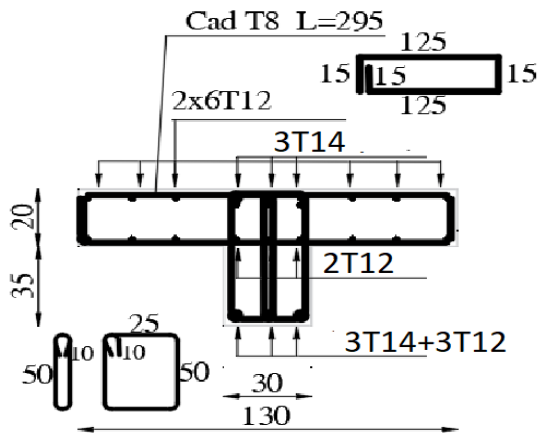
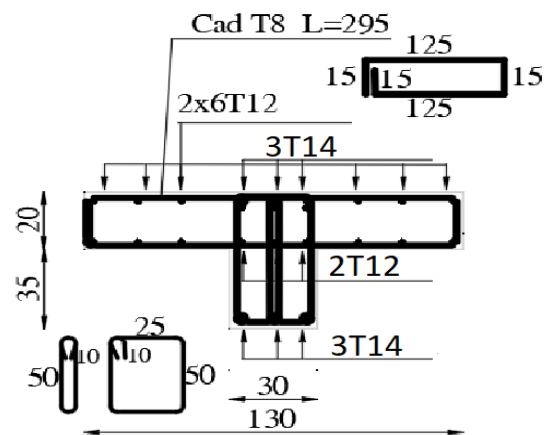


Schéma de ferrailage des poutres :

❖ poutres principales :

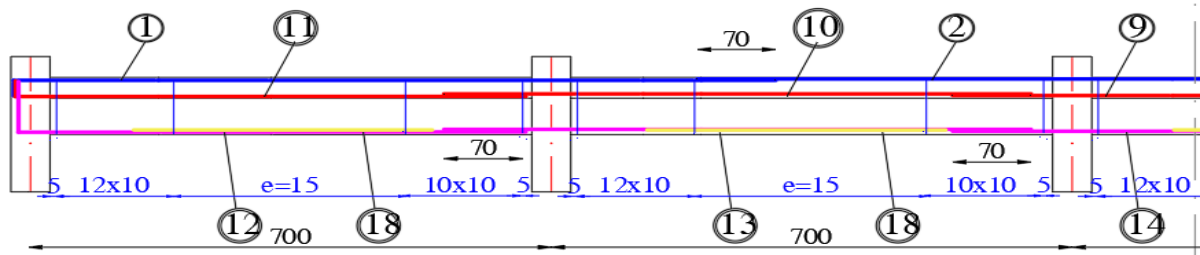


En travées

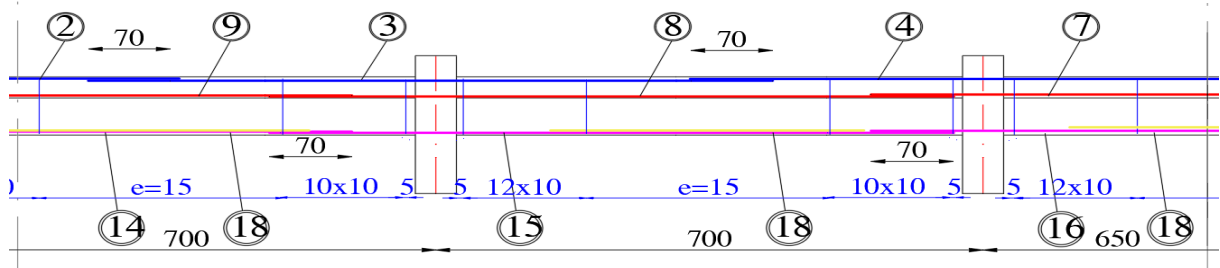


En appuis

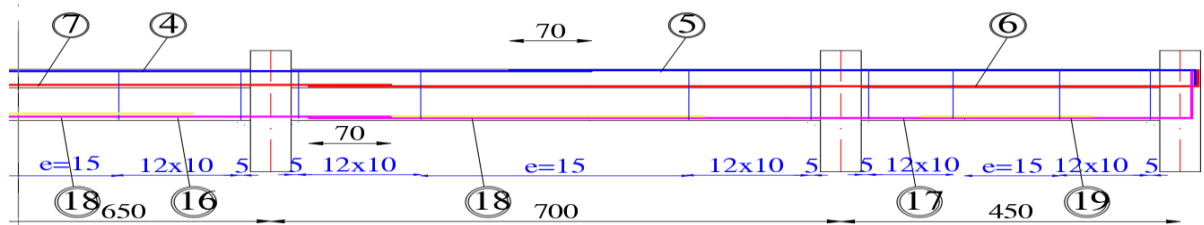
coupe1

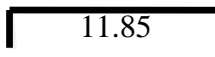
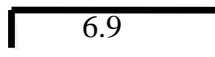
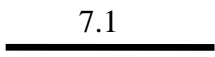
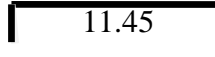
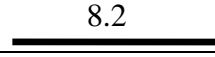
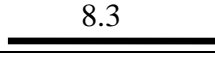
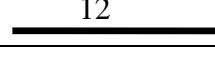
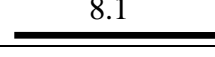
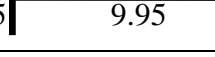
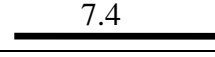
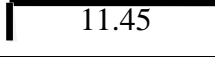
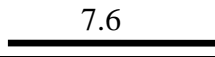
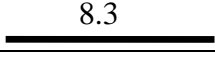
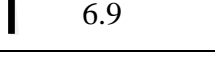
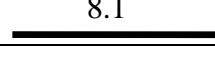
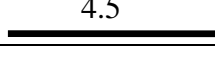
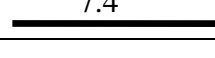
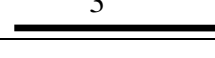
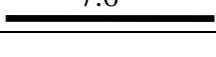


coupe2



coupe3



Type	Num	Coupe	Type	Num	Coupe
1	6HA12+3HA14	15 	11	8HA12	15 
2	6HA12+3HA14		12	3HAA14	50 
3	6HA12+3HA14		13	3HAA14	
4	6HA12+3HA14		14	3HAA14	
5	6HA12+3HA14	15 	15	3HAA14	
6	8HA12	15 	16	3HAA14	
7	8HA12		17	3HAA14	50 
8	8HA12		18	18	
9	8HA12		19	3	
10	8HA12				

❖ *poutres secondaires :*

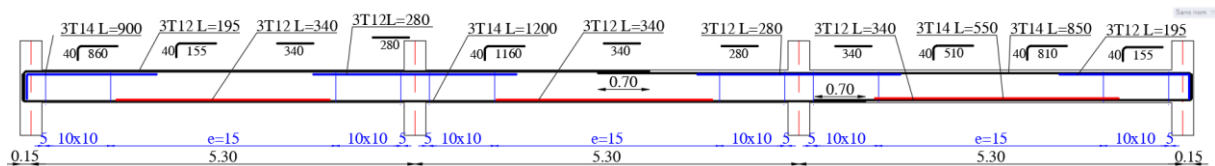
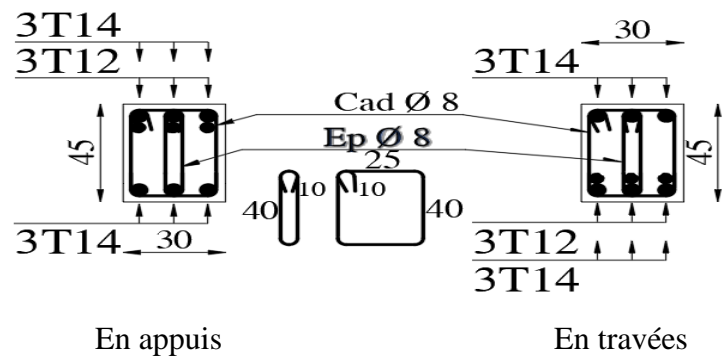


Schéma de ferrailage des voiles :

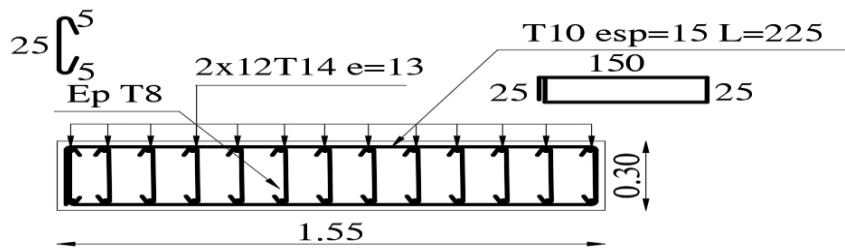


Schéma de ferrailage des voiles type 01.

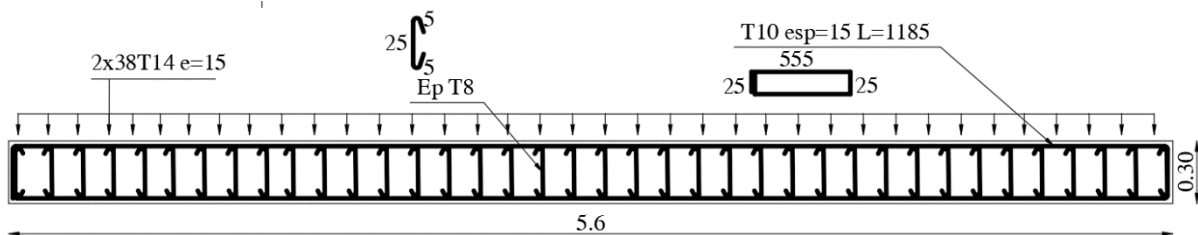
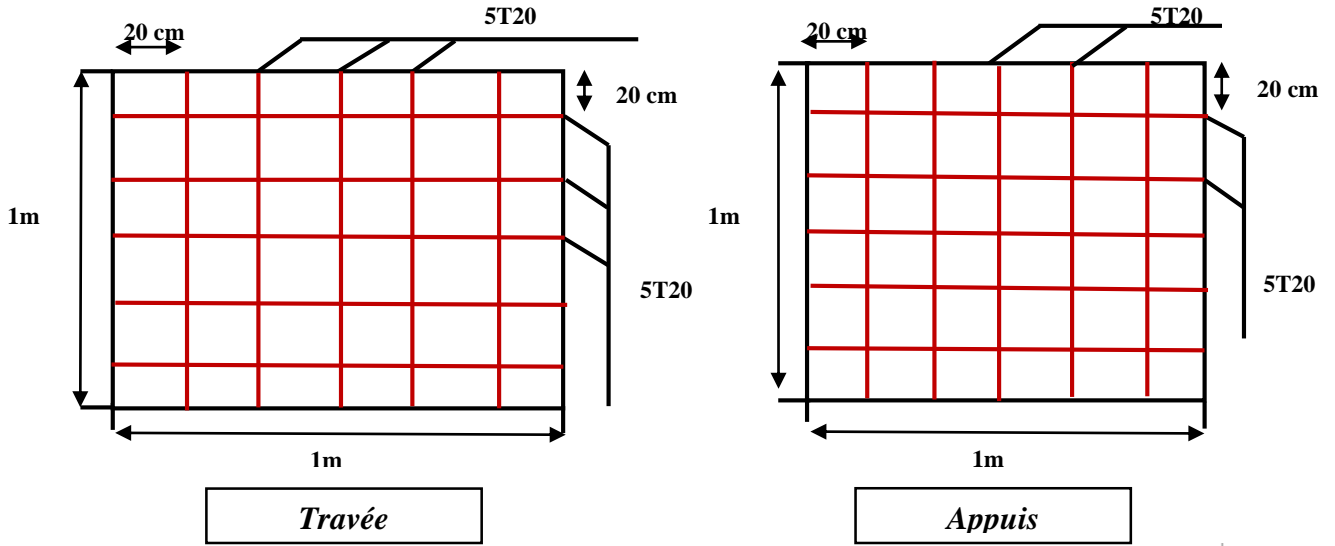
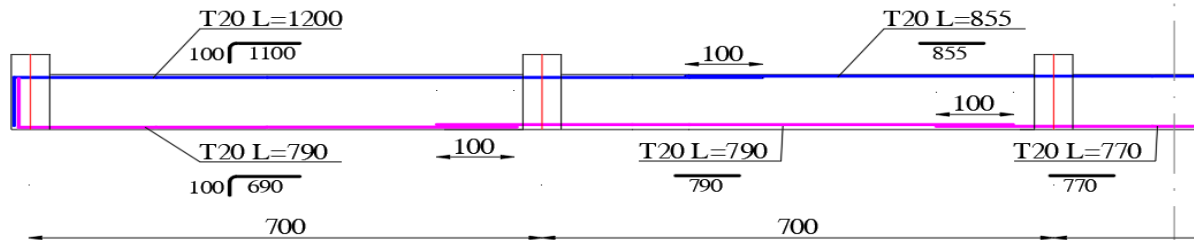


Schéma de ferrailage des voiles type 02.

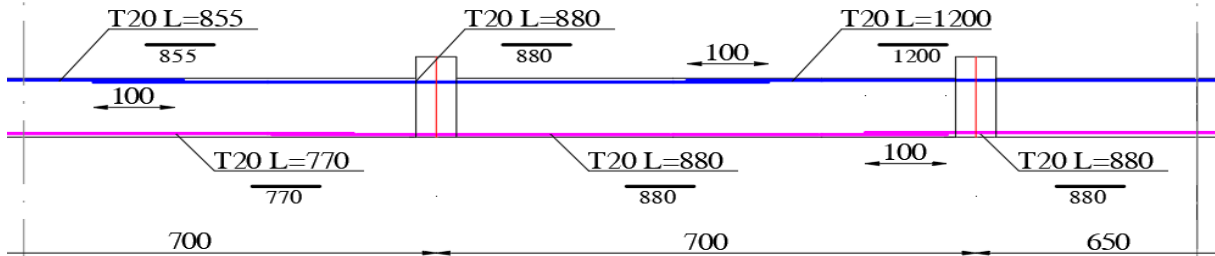
Schéma de ferrailage du radier :



coupe 1



coupe 2



coupe 3

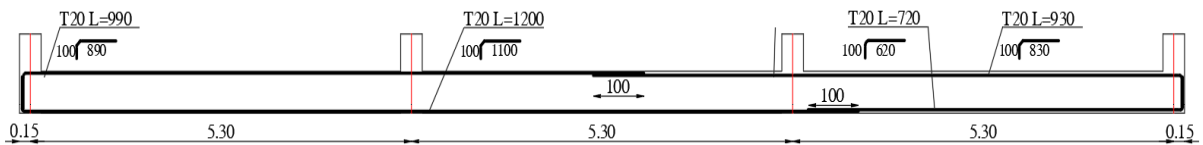
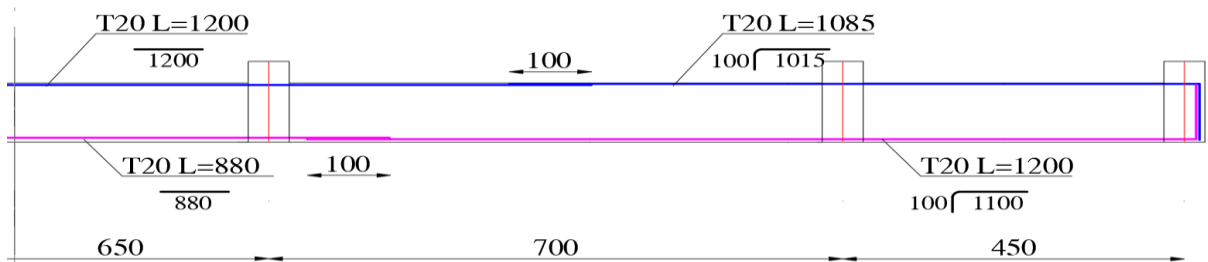


Schéma Ferrailage de voile périphérique :

▪ **Sens X-X**

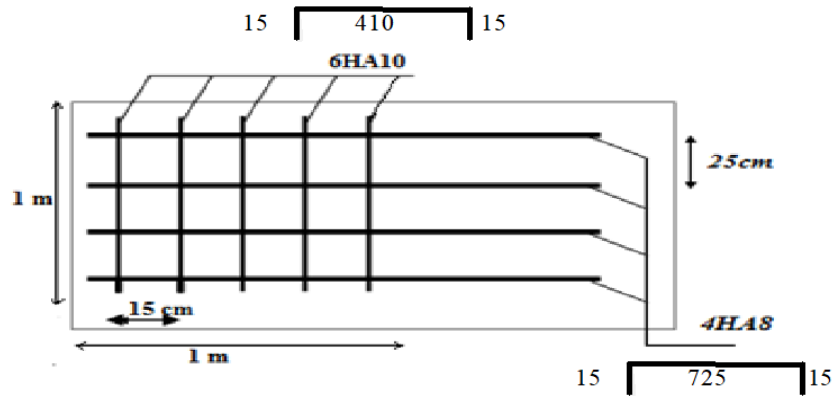


Schéma Ferrailage de voile périphérique pour la travée et appuis (X-X)

Sens Y-Y

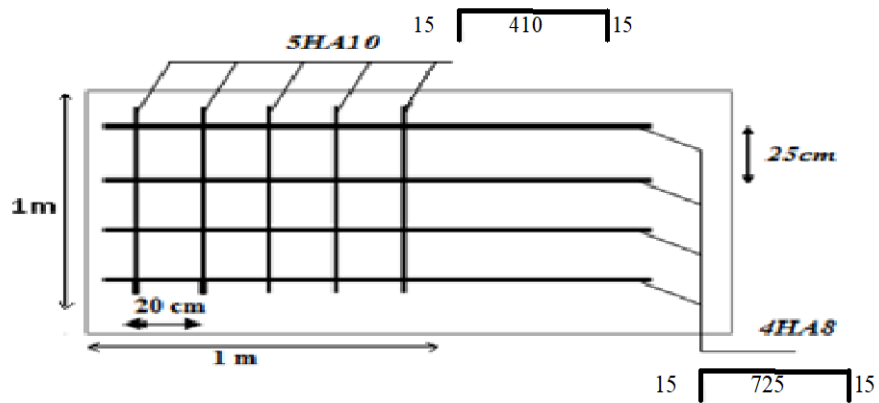
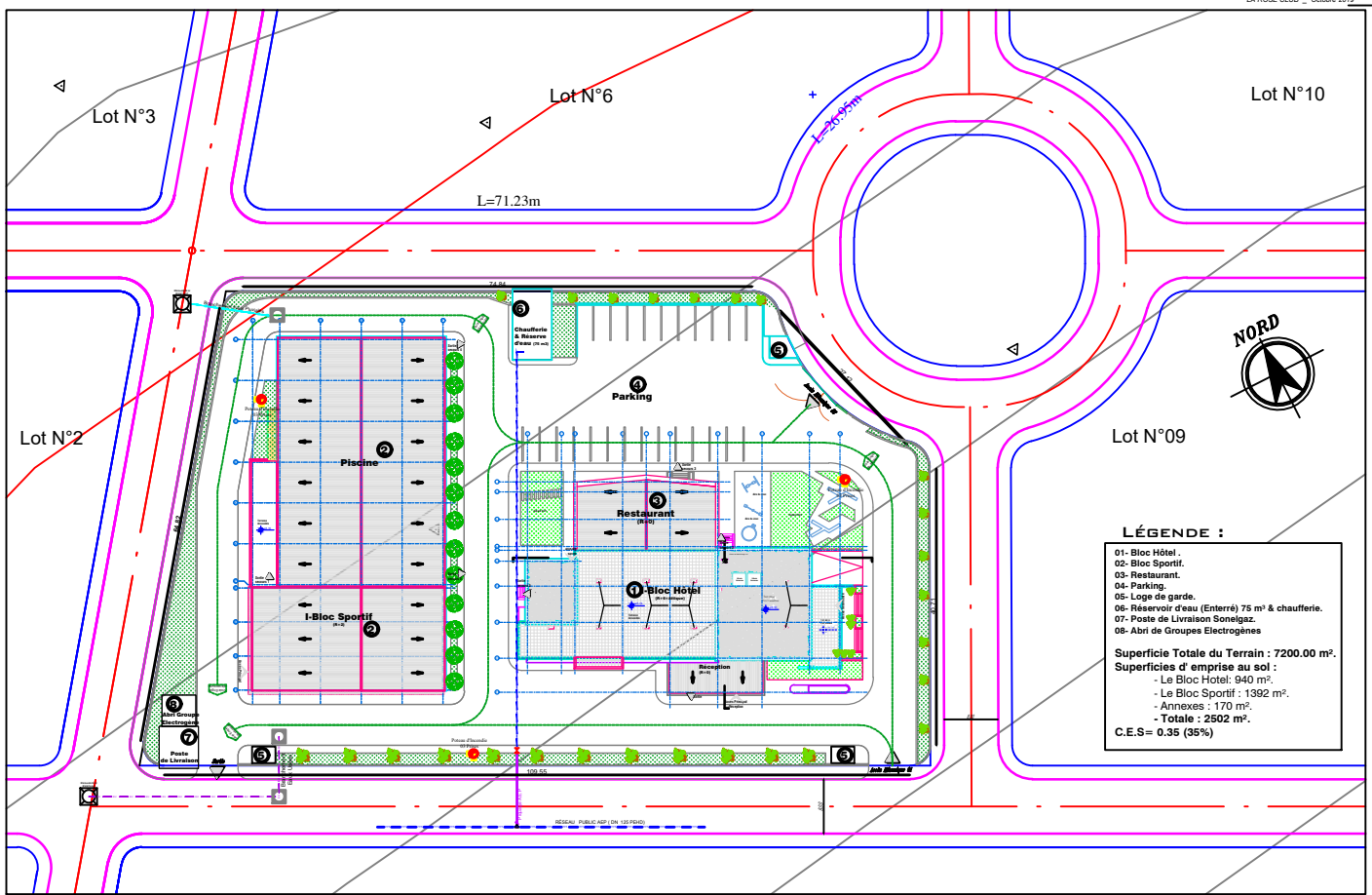


Schéma Ferrailage de voile périphérique pour la travée et appuis (Y-Y)



LÉGENDE :

- 01- Bloc Hôtel.
- 02- Bloc Sportif.
- 03- Restaurant.
- 04- Parking.
- 05- Loge de garde.
- 06- Réservoir d'eau (Enterré) 75 m³ & chaudière.
- 07- Poste de Livraison Sonelgaz.
- 08- Abri de Groupes Electrogènes.

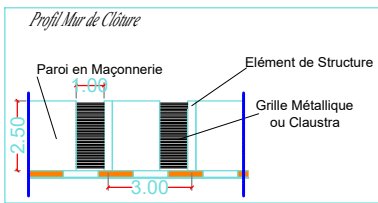
Superficie Totale du Terrain : 7200.00 m².

Superficiers d' emprise au sol :

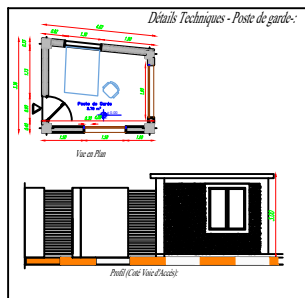
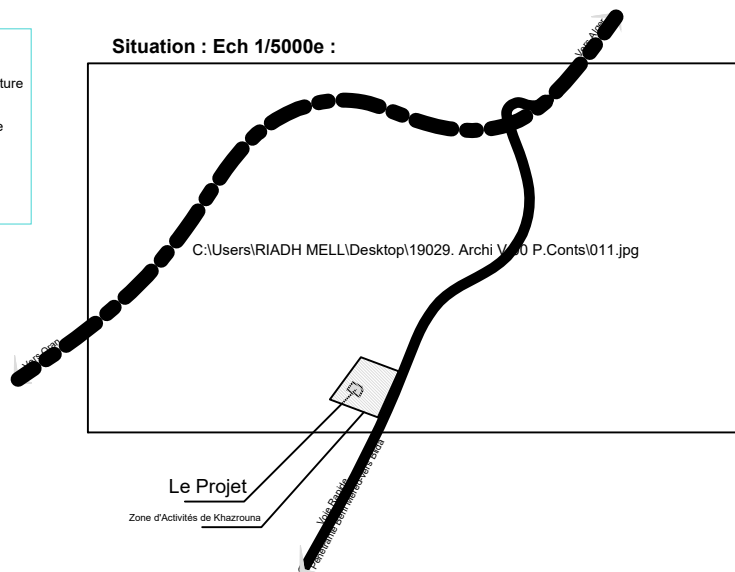
- Le Bloc Hotel: 940 m².
- Le Bloc Sportif : 1392 m².
- Annexes : 170 m².
- Totale : 2502 m².

C.E.S= 0.35 (35%)

Plan de Masse Echelle 1/250e



Situation : Ech 1/5000e :

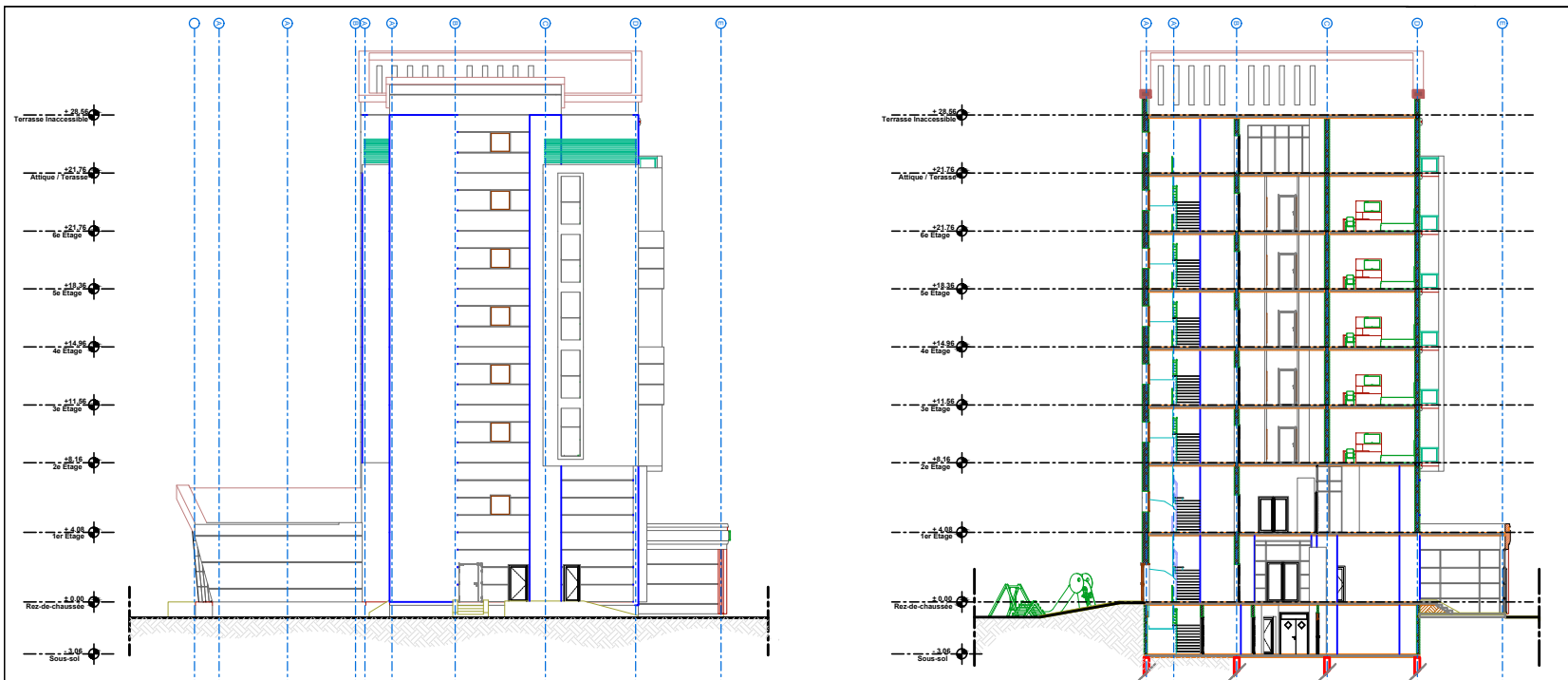


Projet:		
Réalisation d'un Complexe de Tourisme Sport & Loisirs "La Rose Club"		
Localisation: Lot N°07, Zone d'Activités de Khazrouna, Commune de Beni Mered (W) Blida.		
Commune: BENI MERED.	Daira: OULED YAICH.	Wilaya: BLIDA.

Plans Architecture: VISA:

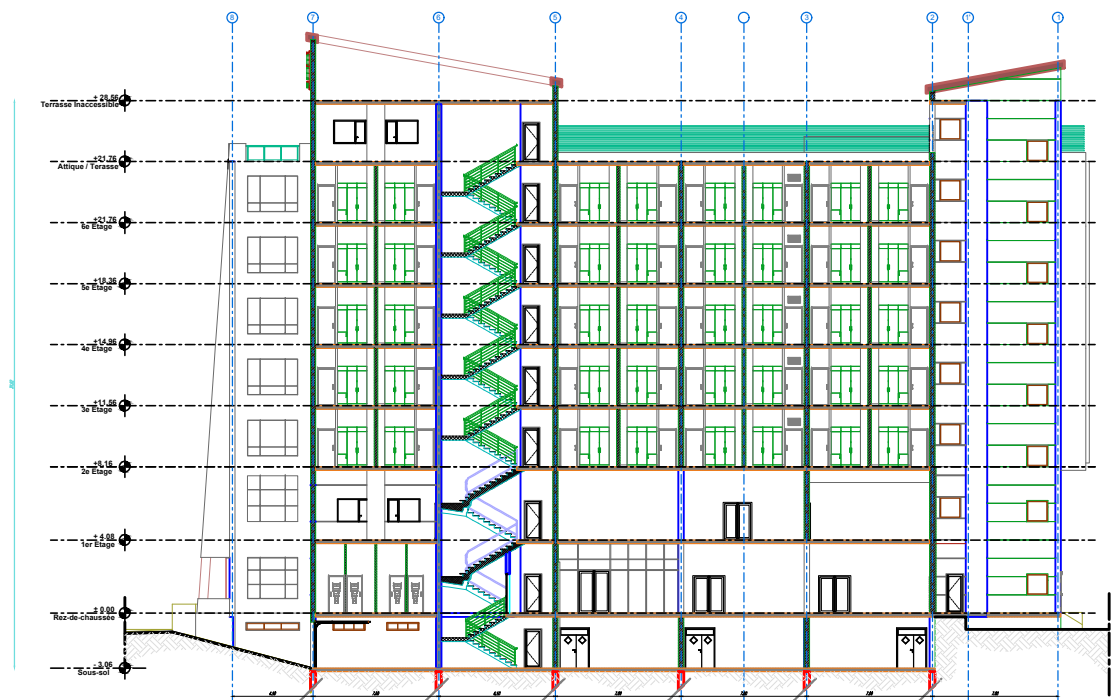
- Plan de Situation :
- Plan de Masse :

Plan de Masse de Construction



Façade Latérale (OUEST)

Coupe (A-A)

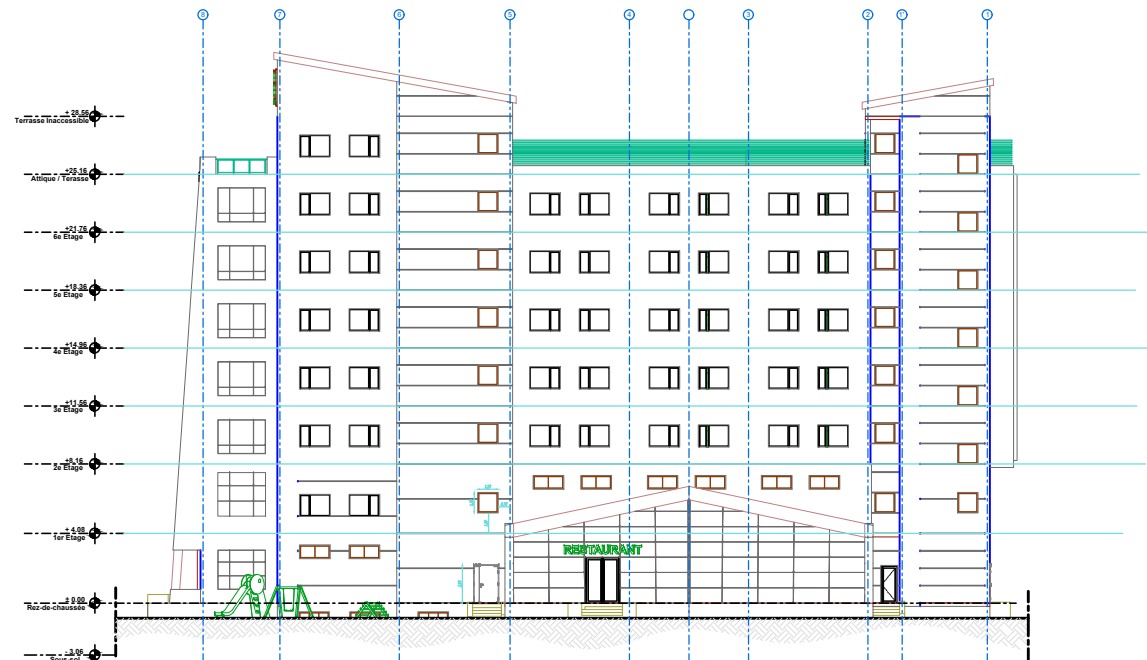


Coupe (B-B)

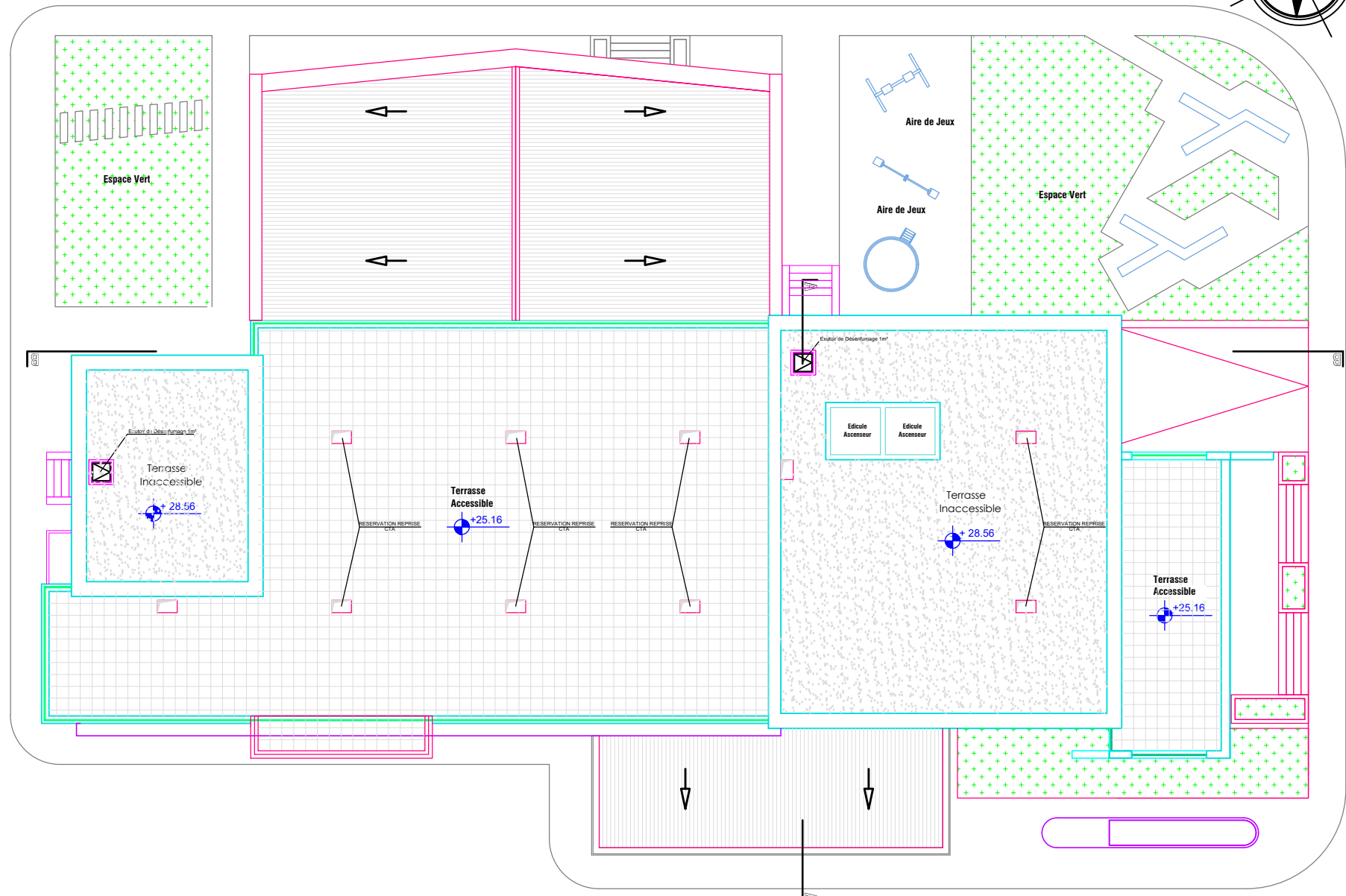


Façade Principale (SUD)

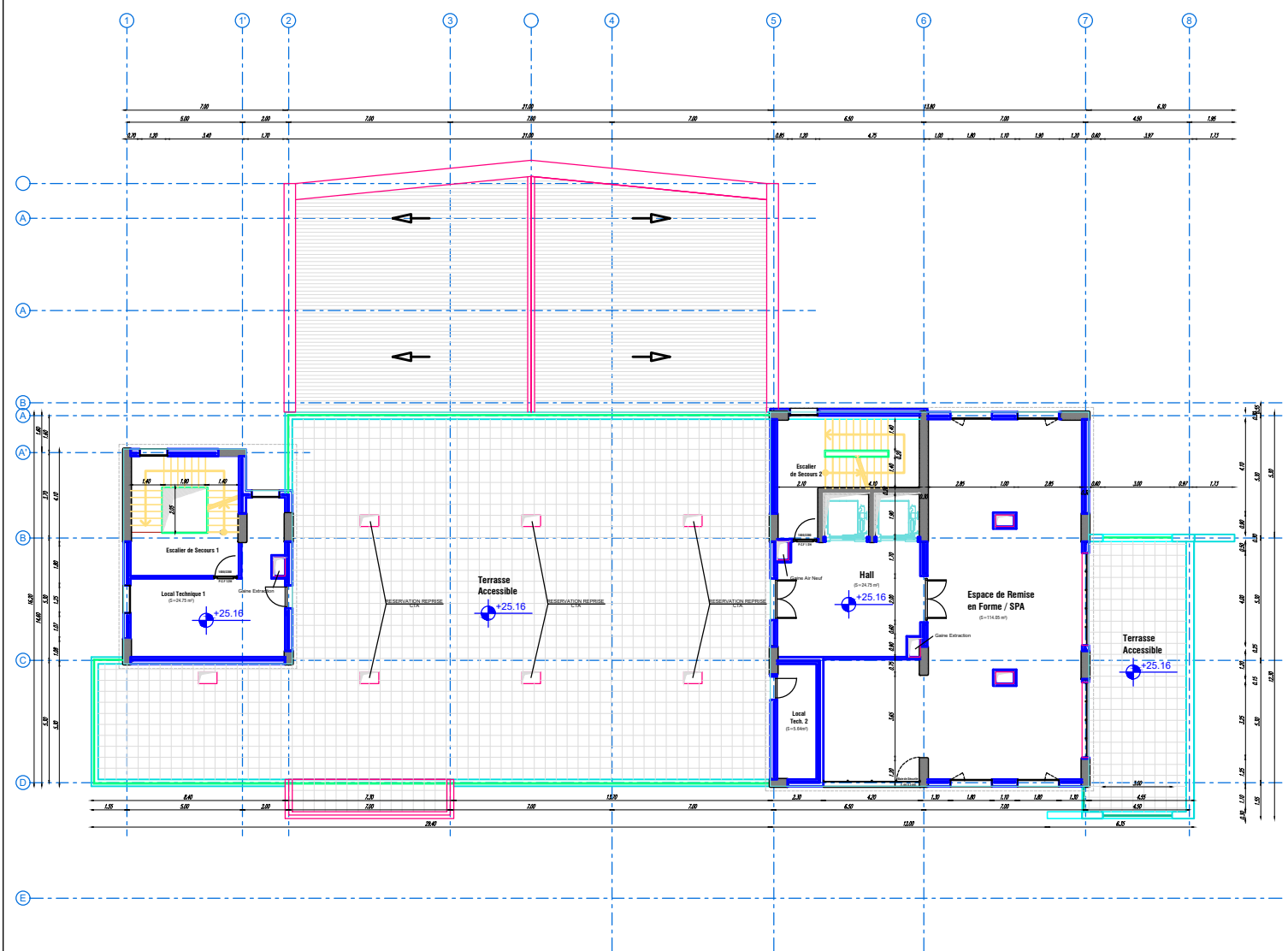
Façade Latérale (EST)



Façade Postérieure (NORD)



Plan du Niveau / Terrasse (Niv. +28.56)



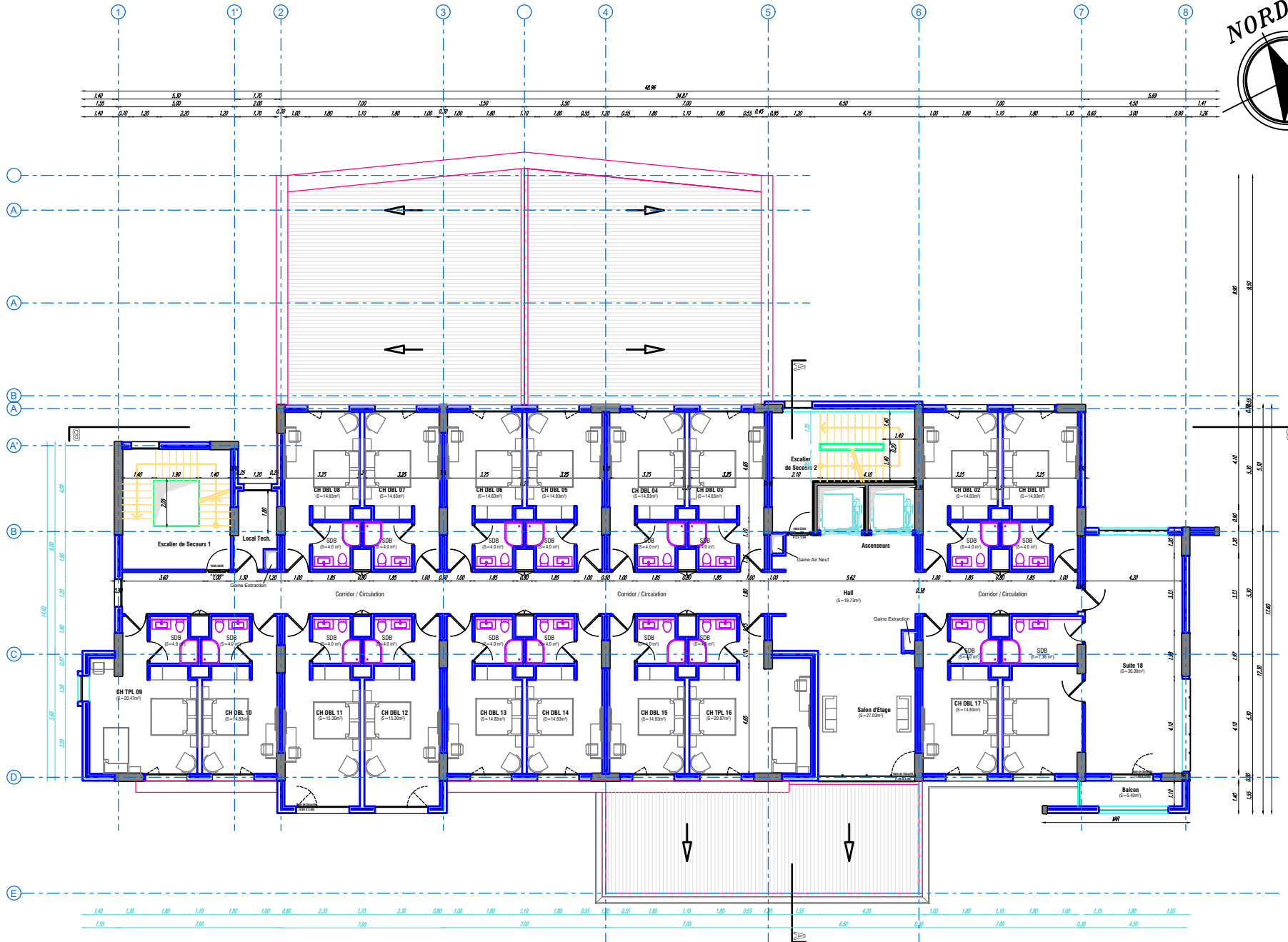
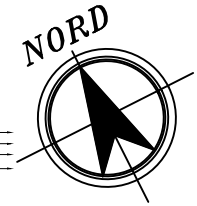
Plan du Niveau Attique / Terrasse (Niv. +25.16)

V.02	01/02/20	Levée de Réserves P/ Construire	MELLOUK	
V.01	01/12/19	Levée de Réserves Agrément	MELLOUK	
V.00	15/10/19	Demande de Permis de Construire.	MELLOUK	
Ver.	Date	Révisions	Par :	App.

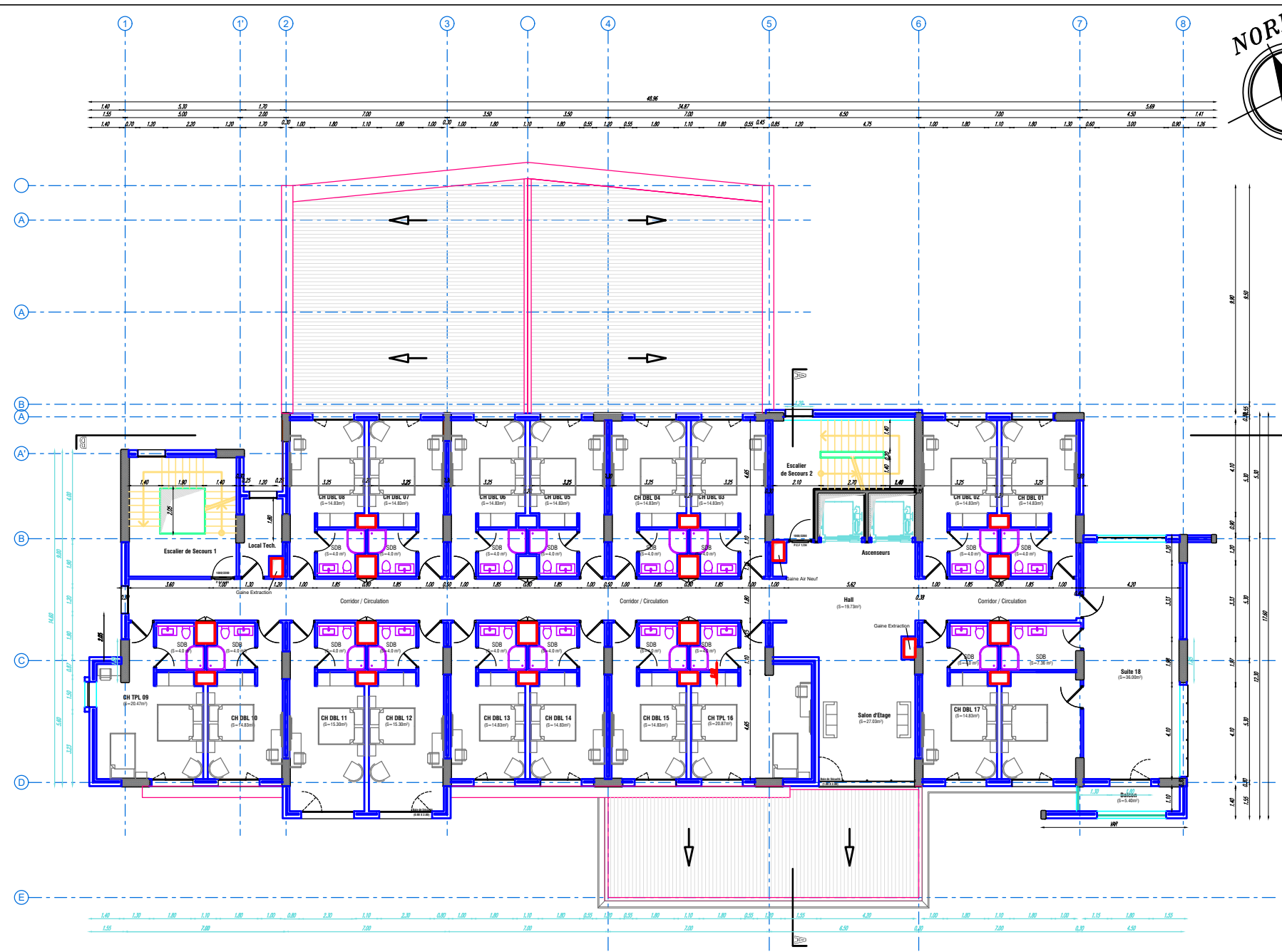
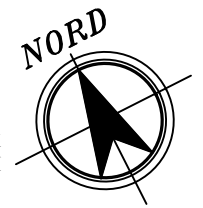
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE & POPULAIRE
مكتب الدراسات الهندسية المعمارية والتعمير
BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES EN ARCHITECTURE ET D'URBANISME
ARTLINE
ARCHITECTURE
Adresse: Boulevard des Martyrs, Résidence AFRITRAM, Entre-sol, N°133(Entrée D), Boumerdes.
Tél / Fax : +213 (0) 661 65 62 03 / +213(0)550 17 08 78. E-mail: riadh.artline@gmail.com

Projet: Réalisation d'un Complexe de Tourisme Sport & Loisirs "La Rose Club"			Phase Permis de Construire
Localisation: Lot N°07, Zone d'Activités de Khazrouna, Commune de Beni Mered (W) Blida.			
Commune: BENI MERED.	Daira: OULED YAICH.	Wilaya: BLIDA.	
Maître de l'ouvrage: SARL / LA ROSE CLUB.			

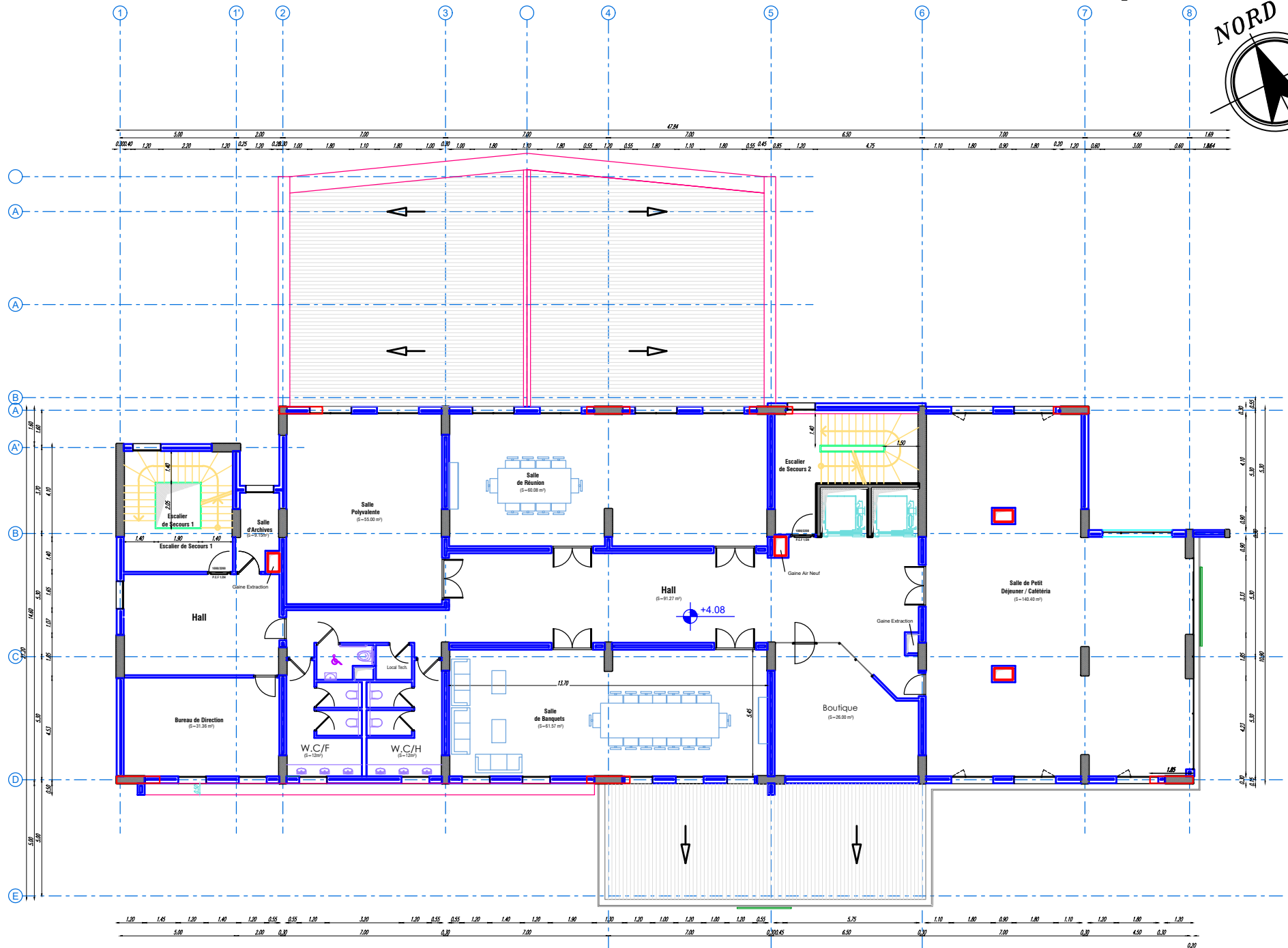
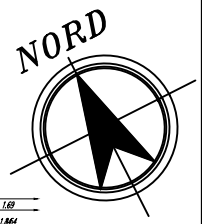
Plans Architecture: I- Bloc Hôtel : - Plan du Niveau Attique / Terrasse (+25.16) :	VISA:
Architecte : MELLOUK Riadh	Approbation :
Ingénieur:	
Inscription au Tableau National de l'Ordre des Architectes : N° 18827 / 35 / 14 L. Police d'assurance R. C N° : 2002. 2190. 1429 / 00001 et / 0002	Dossier N°: 19029. Planche N°: AR 06/13.
Date: 01 / 02 / 2020.	Echelle : 1/100 e.



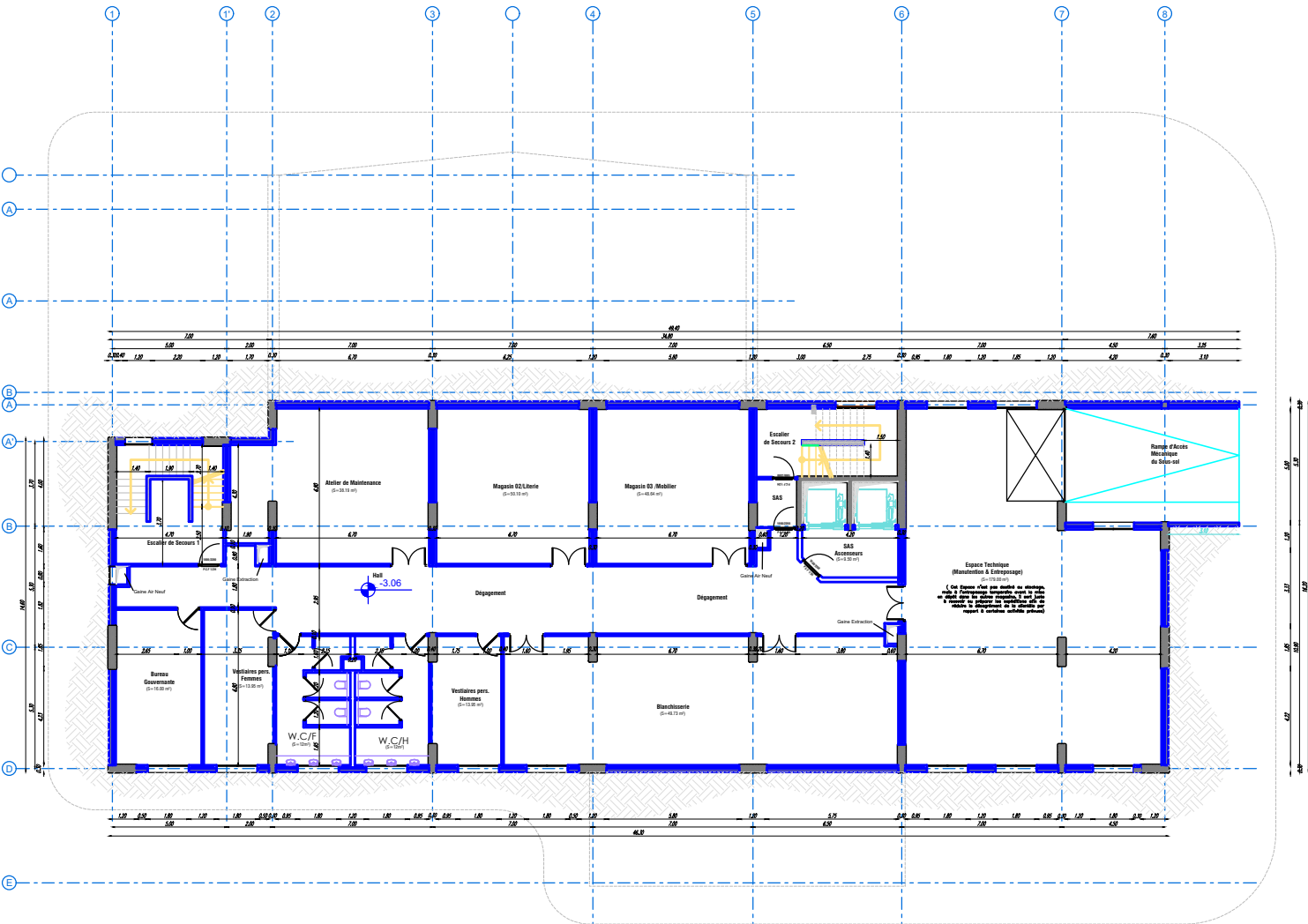
**Plan d'Etage Courant du 3e & 5e / Niv. + 11.56
+ 18.36**



**Plan d'Etage Courant du 2e, 4e & 6e / Niv. + 8.16
+ 14.96
+ 21.76**



Plan du 1er Etage (Niv. +4.08)



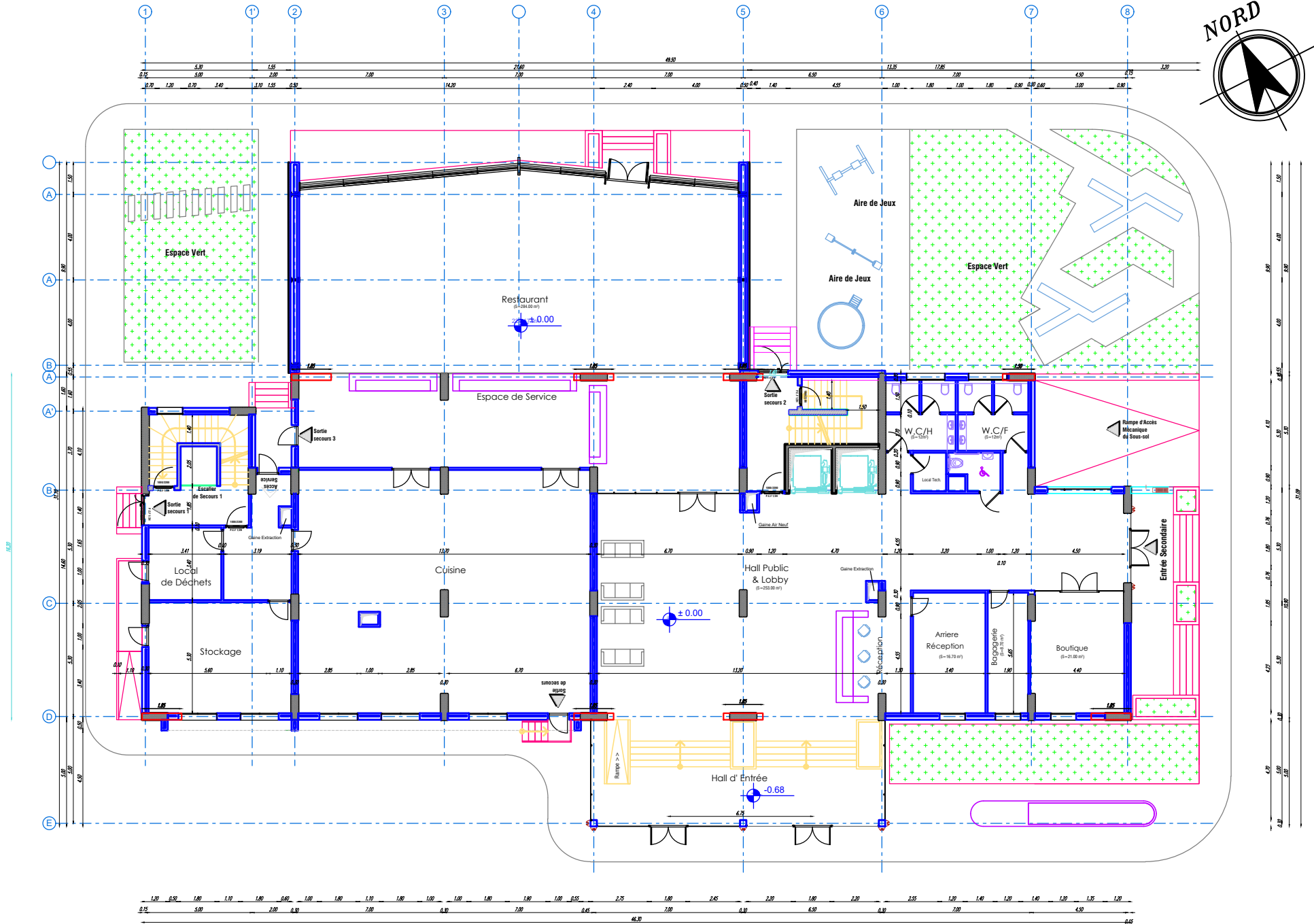
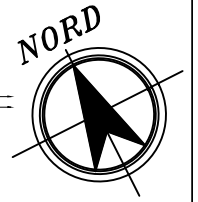
Plan d'Etage Entre sol / Niv. -3.06

V.02	01/02/20	Levée de Réserves P/ Construire	MELLOUK	
V.01	01/12/19	Levée de Réserves Agrément	MELLOUK	
V.00	15/10/19	Demande de Permis de Construire.	MELLOUK	
Ver.	Date	Révisions	Par :	App.

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE & POPULAIRE
 مكتب الدراسات فني الهندسة المعمارية والتعمير
 BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES EN ARCHITECTURE ET D'URBANISME

Phases Permis de Construire
Projet:
Réalisation d'un Complexe de Tourisme Sport & Loisirs "La Rose Club"
Localisation: Lot N°07, Zone d'Activités de Khazrouna, Commune de Beni Mered (W) Blida.
 Commune: **BENI MERED.** Daira: **OULED YAICH.** Wilaya: **BLIDA.**
 Maître de l'ouvrage:

Plans Architecture:	VISA:
I- Bloc Hôtel :	
- Plan du Sous-sol (- 3.06) :	
Architecte :	Approbation :
Ingénieur:	
Date: 01 / 02 / 2020.	Dossier N°: Planche N°: Echelle : 1/100 e.



Plan du Rez de chaussée (Niv. ±0.00)

ملخص:

هذا المشروع يشمل تقديم دراسة تفصيلية لفندق يتكون من ستة طوابق وطابق أرضي والمقرر إنشاؤه ببلدية بني مراد ولاية البليدة . وتصنف هذه المنطقة ضمن المناطق الزلزالية القوية وفقا للقواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99 نسخة 2003.

الهدف هو تنسيب مختلف مكونات المبنى لتحديد التعزيز المناسب لمقاومته من مختلف الاجراءات التي قد يتعرض و لهذا كان علينا اللجوء الى القواعد التالية :

CBA93, RPA99/2003 , BAEL91/99

لتحديد القوى الداخلية لكل الحمولات و الدراسة الدينامكية لحساب وسائط الاهتزاز استخدمنا ETABS18 برنامج الحساب و في الجزء الأخير من دراسة المذكورة تم حساب و تصميم الأساسات .

الكلمات المفتاحية : بناء, الخرسانة المسلحة, 99 BAEL91 modifié 2003, RPA99 modifié ETABS,

Abstract:

This project presents a detailed study of a hotel, consists of ground floor and six (06) floors, located in the town of Blida. This region is classified as strong seismic zone III according to the Algerian seismic rules RPA 99 version2003.

The objective is to determine the dimensions of the various components of the building, in order to determine their appropriate reinforcement, which must resist the different external actions; we have used the current regulations such as CBA93, RPA99 / 2003 and BAEL91 /99. In order to determine the internal forces in the portal frame and walls, the dynamic analysis of the structure was realized by using ETABS18. Finally, in the last part of this study, the foundations were studied and calculated.

Key words: Building, Reinforced concrete, ETABS, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99 .

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un hôtel à usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussée plus six (06) étages, implanté à wilaya de Blida. Cette région est classée en zone de sismicité forte III selon les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003.

L'objectif étant le dimensionnement des différents éléments constitutifs du bâtiment pour déterminer le ferrailage approprié pour la résistance de ce dernier aux différentes actions auxquelles il peut être soumis, nous avons dû faire appel aux règlements en vigueur notamment le CBA93, le RPA99/2003 et le BAEL91/99.

Afin de déterminer les efforts internes dans les portiques, et en dynamique pour le calcul des modes de vibration, nous avons utilisé le logiciel de calcul ETABS 18. En fin, dans la dernière partie du mémoire on a fait l'étude et le calcul des fondations.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, ETABS, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.