

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOAND OULHADJ-BOUIRA



FACULTE DES SCIENCES ET DES SCIENCES APPLIQUEES
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE
EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER

Domaine : FSA

Filière : Génie civil

Spécialité : Structure

Présenté par :

AKKOUCHE Ouafa

BEN YUCEF Djamila Karima Lina

Thème

**Etude d'un centre de mise en forme en structure
Métallique en R+7**

Soutenu le : 25/06/2025

Devant le jury composé de :

<i>Nom et prénom</i>	<i>Grade</i>		
<i>Mr. ARBAOUI Ahcene</i>	<i>MCB</i>	<i>Univ. de Bouira</i>	<i>Examineur</i>
<i>Mme. BOUMAIZA Malika</i>	<i>MCA</i>	<i>Univ. de Bouira</i>	<i>Promotrice</i>
<i>Mr. REFFAS</i>	<i>MCA</i>	<i>Univ. de Bouira</i>	<i>Président</i>
<i>Mme. ROUABEH Aicha</i>	<i>MCA</i>	<i>Univ. de Bouira</i>	<i>Examinatrice</i>

Année universitaire : 2024/2025

Remerciements

Nous voulons avant tout exprimer notre reconnaissance à Dieu, le Très Miséricordieux, pour nous avoir accordé la force et la patience indispensable pour réaliser ce modeste projet.

C'est avec une immense reconnaissance que nous exprimons notre gratitude envers :

***Mme BOUMAIZA Malika**, notre encadrante, dont les précieux conseils, la grande bienveillance et le soutien indéfectible ont été essentiels tout au long de notre parcours.*

***M. Abdeslam**, l'ingénieur, grâce à qui nous avons pu mener ce travail à terme.*

***Tous nos professeurs**, que nous remercions chaleureusement pour le savoir qu'ils nous ont transmis et leur contribution à notre formation.*

***Les respectables membres du jury**, que nous remercions d'avoir accepté d'évaluer cette modeste contribution.*

En forme de synthèse, nous tenons à exprimer notre profonde reconnaissance à toute personne a joué un rôle, direct ou indirect, dans la réalisation de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

À ma bien-aimée mère et mon cher père qui m'ont constamment appuyé tout au long de ma vie grâce à leurs encouragements incessants, que Dieu souhaite les préserver pour moi.

Mes sœurs « Fahima, Wissame, Silya, Chafiaa et Thiziri ».

A mon frère Omar

A mon binôme qui est avant tout mon ami intime BEN YUCEF Lina

A tous mes amis proches et camarades de génie civil

À tous mes enseignants qui m'ont instruit et soutenu grâce à leurs exigences et leurs conseils, sans leur aide je n'aurais pas atteint ce niveau.

A. Ouafaa

Dédicace

Je dédie ce BEAU travail :

A ma Chère mère et mon cher père qui m'ont toujours été la pour moi à mon grand-père qui est décédé avant de me voir soutenu dans sa vie, par leurs encouragements continus, que DIEU les garde pour moi.

Ma sœur Lamis

A mon binôme qui est avant tout mon ami intime AKKOUCHE Ouafaa

A tous mes amis proches et camarades de génie civil

B. Lina

Table des matières

I.1	INTRODUCTION	Error! Bookmark not defined.
I.2	Exposition de l'ouvrage	3
I.2.1	Les dimensions de l'ouvrage	3
I.2.2	Donnés de site	4
I.3	Caractéristiques de la structure	9
I.1.1	Ossature de la structure	9
I.3.1	Plancher :	9
I.3.2	Contreventement :	10
I.3.3	Facades :	10
I.3.4	Escaliers :	10
II.1	Les charges et les surcharges	12
II.1.1.1	Charges permanentes G	12
II.1.1.1.1	Plancher étage courant et terrasse	12
II.1.2	Escaliers	12
II.1.2.1	Volée	12
II.1.2.2	Palier de repos	12
II.2	Surcharges d'exploitations	13
II.3	Etude climatique	13
II.3.1	Charge de la neige	13
II.3.2	Charge du vent :	14
II.3.2.1	Données relatives au site	Error! Bookmark not defined.
II.3.2.2	Détermination de la pression due au vent	14
II.3.2.2.1	Coefficient dynamique (Cd)	15
II.3.2.2.2	Pression dynamique de pointe	17
II.3.2.3	Coefficient d'exposition $C_e(z)$	18
II.3.2.4	Le coefficient de rugosité C_r	18
II.3.2.5	Intensité de turbulence (I_v)	19
II.3.2.6	Coefficient d'exposition (Ce)	19
II.3.2.7	Valeur de la pression dynamique (q_{dyn})	20
II.3.2.8	Coefficient de pression extérieure	21
II.3.2.9	Coefficient de pression intérieure	25
II.3.2.10	Valeurs de la pression due au vent (q_i)	25
II.3.3	Détermination des forces de frottement du vent :	28
III.1	INTRUCTION	30

Table des matières

III.1.1 SOLIVES	30
III.1.1.1 L'entraxe de la solive	30
III.1.1.2 Solive du plancher d'étage, courant	30
III.1.1.2.1 Vérification de la condition de flèche (ELS)	30
III.1.1.2.2 Vérification de la condition de résistance (ELU)	31
III.1.1.2.3 Vérification au cisaillement	32
III.1.1.3 Solive du plancher de la terrasse	33
III.1.2 LES POUTRES PRINCIPALES	33
III.1.2.1 Poutre principale pour terrasse	33
III.1.2.1.1 Chargement	33
III.1.2.1.2 Vérification de la condition de flèche	34
III.1.2.1.3 . Vérification de la condition de résistance	34
III.1.2.1.4 Vérification au cisaillement	35
III.1.2.2 Pour Etage Courant	36
III.1.2.3 Poutre principale 12 m de travée	37
III.1.2.3.1 Etage courant	37
III.1.2.3.2 Etage terrasse	38
III.1.3 LES POTEAUX	39
III.1.3.1 LES CHARGEMENTS	39
III.1.3.2 Section du poteau :	39
a. Poteaux niveau 7 (sous terrasse) :	39
III.1.3.3 Prédimensionnement des poutres	41
III.1.3.4 . Vérifications à la compression	41
III.1.4 ETUDE DU PLANCHER, COLLABORANT	45
III.1.4.1 Dalles mixtes	45
III.1.4.1.1 Caractéristiques de la tôle nervurée (tole TN40)	45
III.1.4.1.2 Vérification au stade montage	45
III.1.4.1.3 Au stade final	46
III.1.5 Etude des connecteurs	49
III.1.5.1 Résistance du connecteur isolé au cisaillement	50
III.1.5.2 Nombre de connecteurs	51
III.1.5.3 Espacement entre les connecteurs	51
IV.1 Introduction	54
IV.2 Principe de la méthode modale spectrale	54
IV.2.1 Spectre de réponse de calcul	54

Table des matières

IV.2.2	Calcul de force sismique totale.....	55
	La force sismique totale notée V est exprimée de la manière suivante.....	55
IV.3	Vérifications des résultats obtenus (Structure sans contreventements)	57
IV.4	Vérifications des résultats obtenus (Structure avec contreventements)	58
IV.4.1	Résultantes des forces sismiques	58
IV.4.2	Nombre des modes de vibrations à considérer	58
IV.4.3	Les résultats statiques de chaque niveau	60
IV.4.1	Les efforts tranchants sismiques d'étage	60
IV.5	Vérification divers	61
IV.5.1	Vérification de période	61
IV.5.2	Les déplacements latéraux enter- étage.....	61
IV.5.3	Vérification stabilité eu renversement	62
IV.5.3.1	Calcul des moments de renversement d'étages	62
IV.5.3.2	Calcul des moments de stabilisant d'étages.....	63
IV.5.4	Justification Vis A Vis De l'effet $P-\Delta$	64
IV.6	Selon RPA 2024	66
IV.6.1	Résultantes les forces sismiques	67
IV.6.2	Nombre de modes de vibrations.....	67
IV.6.3	Vérification stabilité eu renversement	68
IV.6.4	Vérification de période.....	69
IV.6.5	Les déplacements latéraux enter- étage :	69
IV.6.6	Justification Vis A Vis De l'effet $P-\Delta$	70
IV.7	Comparaison entre RPA2024 et RPA 99-2003.....	72
V.1	Dimensionnement de la poutre	74
V.1.1	Calcul des sollicitations	74
V.1.2	Calcul de ferrailage	74
V.1.3	Armatures en flexion composée	76
V.1.3.1	Condition de non fragilité.....	76
□	Choix d'armatures	76
V.1.4	Armatures de répartition	76
V.1.5	Vérification de la contrainte tangentielle	76
V.2	Les escaliers	77
V.2.1	Définition	77
V.2.2	Dimensionnement des éléments porteurs	79
V.2.2.1	Conception d'une marche.....	79

Table des matières

V.2.2.2	Evaluation des charges	79
V.2.3	Pré dimensionnement du Support, des marches	80
V.2.3.1	Pré dimensionnement	80
V.2.3.2	Classe de la cornière :	80
V.2.3.3	Vérification de la résistance.....	80
V.2.3.4	Vérification de l'effort tranchant	81
V.2.4	Calcul du limon	81
V.2.4.1	Vérification de la condition de flèche	81
V.2.5	Dimensionnement de la poutre palière	82
V.2.5.1	Condition de la flèche	83
V.2.5.2	Vérification de la condition de résistance	84
VI.1	Introduction.....	86
VI.2	Données de structure	86
VI.2.1	Caractéristique- barre.....	86
VI.2.2	Chargement	87
VI.2.3	Combinaison.....	87
VI.3	Vérification des poutres	87
VI.4	Vérificaion des solives	89
VI.5	Vérification des poteaux.....	90
VI.5.1	Poteaux RDC HEA400	90
VI.6	Vérification des contreventements	90
VI.7	Ferraillage poteaux et poutres (sou sol).....	91
VI.7.1	Ferriallage des poteaux	91
VI.7.1.1	Ferraillage transversal	92
VI.7.1.2	Vérification de l'effort normal a la compression	93
VI.7.1.3	Sollicitations tangentes.....	93
VI.7.2	Ferriallage des poutres	94
VI.7.2.1	Les moments en travée et en appuie	94
VII.1	Introduction.....	97
VII.2	Assemblage poutre.(HEA800) –poutre (solive IPE200)	97
VII.2.1	Distribustion des boulons	97
VII.2.2	Vérification des boulons au cisaillement.....	98
VII.2.3	Vérification de la pression diamétrale	99
VII.3	Assemblage, poteau. (HEA400) –poutre (IPE330)	100
VII.4	Assemblage de contventement forme X.....	100

Table des matières

VII.5	Assemblage contventement forme Y	102
VII.6	Assemblage pied de poteau	102
VII.7	Conclusion	103
VIII.1	Introduction	105
VIII.2	Etude de Piscine	105
VIII.2.1	ACTIONS PERMANENTES	106
VIII.2.1.1	Poids Propre	106
VIII.2.1.2	Estimation des charges	106
VIII.2.2	Sollicitations pour le calcul du ferrailage horizontal (AH)	109
VIII.2.3	Sollicitation pour le calcul du ferrailage vertical	109
VIII.2.3.1	Contraintes limites des aciers tendus	109
VIII.2.4	Calcul du ferrailage	110
VIII.2.4.1	Ferrailage horizontal (AH)	110
VIII.2.4.2	Ferrailage vertical (AV)	111
VIII.2.5	Schéma de ferriallage	112
VIII.2.6	Ferriallage de la dalle de la piscine	112
VIII.2.7	Schéma de ferriallage de la dalle	114
VIII.3	Etude du radier	114
VIII.3.1	Pré. dimensionnement de radier générale	115
VIII.3.2	Calcul de. surface minimale du radier	116
VIII.3.3	Vérification au poinçonnement	117
VIII.3.4	Vérification Condition de cisaillement	117
VIII.3.1	Vérification des contraintes	118
VIII.3.2	Ferrailage de. radier	120
VIII.3.2.1	Dalle	120
VIII.3.3	Schéma de ferriallage de la dalle	121
VIII.3.4	Ferriallage de nervure	123
VIII.3.5	Schéma de ferriallage de nervure	124
VIII.4	Voile périphérique	124
VIII.4.1	Pré-dimensionnement	124
VIII.4.2	Caractéristique. de sol	125
VIII.4.3	Evaluation des charges agissantes sur le voile	125
VIII.4.4	Détermination du ferrailage du voile	125
VIII.4.4.1	Calcul des moments	126
VIII.4.4.2	Pourcentage minimal	126

Table des matières

VIII.4.4.3	Espacement maximal (BAEL)	126
VIII.4.4.4	Calcul des armatures à L'ELU	127
VIII.4.4.5	Calcul d'armatures transversales	127
VIII.4.4.6	Vérification des contrainte	128
VIII.4.5	Schéma de ferriallage	128

Liste des figures

Chapitre I *présentation de l'ouvrage*

Figure I. 1 : plan sous -sol.....	5
Figure I. 2: Plan Rez de Chaussée.....	5
Figure I. 3: Plan 1 ^{er} étage	6
Figure I. 4: Plan 2 ^{er} étage	6
Figure I. 5 : Plan 5 ^{eme} étage.....	7
Figure I. 6: Plan 6 ^{eme} étage	7
Figure I. 7: Plan 7 ^{eme} étage	8
Figure I. 8: Plan de terrasse.....	8
Figure I. 9: Vue en 3D de la structure	9
Figure I. 10: Façade principale.....	10

Chapitre II *Évaluation des charges*

Figure II. 1 : modèle simplifié de structure.....	15
Figure II. 2 : Hauteur de référence Z_e	17
Figure II. 3 : les dimensions de la structure	21
Figure II. 4: réparation des parois verticale selon le chargement du vent (direction V1 et V3).....	21
Figure II. 5: valeurs de c_{pe10} sur les zones de la paroi verticale (direction V1 , V2)	22
Figure II. 6: hauteur de la structure avec l'acrotère.....	22
Figure II. 7: valeurs de $C_{pe.10}$ sur les zones de la toiture (direction V1 , V3).....	23
Figure II. 8: division de la paroi verticale selon le chargement du vent (V2, V4).....	23
Figure II. 9: valeurs de $C_{pe.10}$ selon les zones de la paroi verticale	24
Figure II. 10: Valeurs de $C_{pe.10}$ sur les zones de la toiture (direction V2, V4).....	24
Figure I. 11: pression de vent (V1, V3) sur A, B et C.....	26
Figure II. 12 : pression de vent (V1, V3) sur A' et B'	26
Figure II. 13 : pression de vent (V2, V4) sur A, B et C.....	28
Figure II. 14: pression de vent (V2, V4) sur D, F, E, G, H, I	38

Chapitre III *Pré-dimensionnement des éléments principaux*

Figure III. 1: solive uniformément chargée.....	30
Figure III. 2 : surface reprise par le poteau	39
Figure,III. 3 : plancher mixte a cter-béton	44
Figure III. 4:caractéristique géométrique de la tôle TN40.....	45
Figure III. 5:position de l'axe neutre	47
Figure III. 6: connecteur soudée.....	49
Figure III. 7: dimension de la tôle, profilée et du connecteur.....	50
Figure III. 9:espacement entre connecteurs	51

Chapitre IV *Étude sismique*

Figure IV. 1 : spectre de réponse suivant le sens transversal X-X	55
Figure IV. 2: section de réponse suivant le sens transversal Y-Y	55

Liste des figures

Chapitre VI *Vérification des profiles*

Figure VI. 1 : caractéristique-barre	86
Figure VI. 2: chargement.....	87
Figure VI. 3:les combinaisons.....	87
Figure VI. 4:les poutres.....	88
Figure VI. 5:vérification tous les poutres.....	88
Figure VI. 6:les Solives.....	89
Figure VI. 7: vérification tous les solives.....	92
Figure VI. 8 : vérification tous les poteaux.....	89
Figure VI. 9:les conrvements.....	90
Figure VI. 10:vérification tous les contrevtements.....	91
Figure VI. 11 : schéma de ferriallage de poteau.....	93
Figure VI. 12/ Schéma de ferrailage de Poutre (appuis).....	95
Figure VI. 13 : schéma de ferrailage de Poutre (travée).....	95

Chapitre VII *Étude d'assemblage*

Figure VII. 1 : assemblage poutreHEA800 – poutre IPE200 (solive).....	99
Figure VII. 2 : assemblage poteau-poutre.....	100
Figure VII. 3: assemblage de contrevtement X.....	101
Figure VII. 4 assemblage de contrevtement Y.....	102
Figure VII. 5 : assemblage de pied de poteau.....	103

Chapitre VIII *Étude de l'infrastructure*

Figure VIII. 1 : piscine.....	105
Figure VIII. 2 :poussée hydrostatique.....	106
Figure VIII. 3 : chargement.....	109
Figure VIII. 4: combinaison.....	109
Figure VIII. 5 : ferriallage de parois 'a'.....	112
Figure VIII. 6 : ferriallage de parois 'b'.....	112
Figure VIII. 7: les vaeurs des moments sens X.....	113
Figure VIII. 8 : les valeurs des moments sens Y.....	113
Figure VIII. 9:schéma de ferriallage de la dalle.....	114
Figure VIII. 10 : effort tranchat a l'état ultime sur sens Y.....	118
Figure VIII. 11:Effort tranchat a l'état ultim sur sens X.....	118
Figure VIII. 12 : les moments a sens Y.....	120
Figure VIII. 13:les, moments a sens X.....	120
Figure VIII. 14 : Ferriallage de radier en appuis ,et en travée.....	121
Figure VIII. 15:les,valeurs des moments sens X.....	122
Figure VIII. 16:les valeurs des moments sens Y.....	122
Figure III. 17 : schéma de ferriallage de nervure.....	124
Figure VIII. 18 : schéma de ferriallage du voile périphérique.....	128

Liste des tableaux

Chapitre I *présentation de l'ouvrage*

Tableau I. 1: Dimension Géométrique	3
Tableau I. 2 : donnés concernant le site.....	4

Chapitre II *Evaluation des charges*

Tableau II. 1: Charges permanentes du plancher étage courant et terrasse.....	12
Tableau II. 2: Charges permanentes du volée.....	12
Tableau II. 3: Charges permanentes du palier	13
Tableau II. 4: Charges d'exploitation du plancher	13
Tableau II. 5: Valeur de la pression dynamique de référence [Tableau2.2, p50].....	14
Tableau II. 6 : catégorie du terrain.....	14
Tableau II. 7: calcul le coefficient dynamique.....	16
Tableau II. 8: calcul le coefficient dynamique.....	17
Tableau II. 9: valeurs des hauteurs de référence Z_e dans les sens V1 et V3.....	18
Tableau II. 10:valeurs des hauteurs de référence Z_a dans les sens V1 et V2.....	18
Tableau II. 11:valeurs du coefficient de la rugosité V1 et V3.....	18
Tableau II. 12: valeurs du coefficient de la rugosité V2 et V3.....	19
Tableau II. 13: Valeurs du coefficient de L'intensité de la turbulence sur V1 et V3	19
Tableau II. 14: Valeurs du coefficient de L'intensité de la turbulence sur V2et V4.....	19
Tableau II. 15: Valeurs du coefficient de Coefficient d'exposition sur V1et V3:	20
Tableau II. 16: valeurs du coefficient d'exposition V2 et V4	20
Tableau II. 17: valeurs de la pression dynamique V1 et V3	20
Tableau II. 18: valeurs de la pression dynamique V2 et V4	20
Tableau II. 19: valeurs de cpe.10 suivant de la paroi verticale (direction V1, V3.....	22
Tableau II. 20: valeurs de cpe.10 selon les zones de la toiture (direction V1, V3).....	23
Tableau II. 21: valeurs de cpe.10 selon les zones de la paroi verticale.....	24
Tableau II. 22 : valeurs de Cpe.10 selon les zones de la toiture (direction V2, V3).....	24
Tableau II. 23: valeurs de qj suivant les zones de la paroi verticale (V1 , V3).....	26
Tableau II. 24 : valeurs de qj suivant les zones de la paroi verticale (V1 ,V3).....	26
Tableau II. 25: valeurs de qj suivant les zones de toiture (direction V1, V3).....	26
Tableau II. 26: valeurs de qj suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).....	27
Tableau II. 27: valeur de qj suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).....	27
Tableau II. 28 : valeur de qj suivant les zones de la toiture (direction V2, V4).....	27

Chapitre III *Pré-dimensionnement des éléments principaux*

Tableau III. 1: caractéristique de IPE200.....	31
Tableau III. 2 : caractéristique de IPE200.....	31
Tableau III. 3 : vérification des sollicitations sur solive courant	32
Tableau III. 4 : vérification de la flèche des solives terrasse	33
Tableau III. 5 : caractéristique de IPE270	33
Tableau III. 6 : Vérification des sollicitations sur les solives	33
Tableau III. 7 : caractéristique de l'IPE 300.....	34
Tableau III. 8: vérification de la flèche de poutre terrasse	35
Tableau III. 9: vérification de la flèche de la poutre courant	36
Tableau III. 10: caractéristique de IPE330.....	36
Tableau III. 11: vérification des sollicitations sur poutre courant.....	36

Liste des tableaux

Tableau III. 12:vérification de la flèche de poutre courant (12m)	37
Tableau III. 13:caractéristique de IPE800.....	37
Tableau III. 14:vérification de la flèche de poutre terrasse (12m)	37
Tableau III. 15: caractéristique de IPE650.....	38
Tableau III. 16:vérification des sollicitations sur poutre terrasse (12m).....	38
Tableau III. 17:descente des charges appliquées aux différents niveaux sur le poteau le plus sollicité40	
Tableau III. 18 : charge permanente et exploitation	45
Tableau III. 19 : charge permanente au stade final.....	46

Chapitre IV Etude sismique

Tableau IV.1: Valeur de la pénalité P_q selon le critère de qualité suivant les deux sens.....	57
Tableau IV.2: synthèse des valeurs.....	57
Tableau IV. 3:période et pourcentage de participation de masse (structure avec contreventement)...	59
Tableau IV. 4:les résultats statiques de chaque niveau	60
Tableau IV. 5:Efforts tranchants de chaque étage.....	61
Tableau IV. 6:les déplacements résultants de la combinaison des charges.....	62
Tableau IV. 7:les moments de renversement de chaque étage	63
Tableau IV. 8 : les moments de stabilisant longitudinal et transversal	63
Tableau IV. 9: vérification de l'effet p- Δ dans le sens X.....	65
Tableau IV.10: vérification de l'effet p- Δ dans le sens Y.....	65
Tableau IV.11: période et pourcentage de participation de masse (RPA2024).....	67
Tableau IV 12:les moments renversement, suivant deux directions, (RPA2024).....	68
Tableau IV 13:calcul les moments de stabilisant suivant deux direction (RPA2024).....	68
Tableau IV.14:les déplacements résultants de la combinaison des charges	70
Tableau IV.15 : vérification de P- Δ sens X.....	71
Tableau IV 16 : vérification de P- Δ sens Y.....	71

Chapitre V Pré-dimensionnement des éléments secondaires

Tableau V. 1 : composants et dimensions d'escalier	78
Tableau V. 2 : charge de volée.....	79
Tableau v. 3: charge de palier.....	79
Tableau v. 4: charge d'exploitation	79
Tableau v. 5: caractéristique de cornière	80
Tableau v. 6 : caractéristique d'IPE200.....	82
Tableau v. 7: charge permanente de poutre palier.....	82
Tableau v. 8:charges ponctuelle et répartie.....	83
Tableau v. 9: les profilés constituant l'escalier.....	87

Chapitre VI Vérification des profiles

Tableau VI. 1 : les caractéristiques.....	92
Tableau VI. 2 : calcul des armatures.....	92
Tableau VI. 3 : les caractéristiques.....	94
Tableau VI. 4 : calculs des armatures en appuie.....	94
Tableau VI. 5 : calcul des armatures en travée	94

Liste des tableaux

Chapitre VIII *Etude de l'infrastructure*

Tableau VIII. 1 : les efforts normaux et les moments en travées	109
Tableau VIII. 2 : les moments en travée et en appui sens X et Y.....	113
Tableau VIII. 3 : calcul des armatures a l'ELU	114
Tableau VIII. 4 : surface de sumelle	115
Tableau VIII. 5:Vrification de l'effort tranchat	118
Tableau VIII. 6 : vérification des contraintes	119
Tableau VIII. 7 : calcul des armatures, a l'ELU	121
Tableau VIII. 8: calcul des armatures, a l'ELU	123
Tableau VIII.9: calcul des armatures, a l'ELU	126
Tableau VIII. 8 : vérification a L'ELS	129

Résumé

Le projet concerne l'analyse et la conception d'un bâtiment à structure métallique polyvalente dans la Wilaya de Bouira, incluant un rez-de-chaussée avec sept niveaux additionnels, un sous-sol ainsi qu'une piscine en béton armé.

Tout d'abord, il convient d'évaluer les charges et surcharges ainsi que les impacts des conditions climatiques (neige et vent) conformément au règlement algérien (RNV2013).

Par la suite, le dimensionnement des différents composants (secondaires et porteurs) est effectué après l'analyse dynamique de la structure conformément aux règlements parasismiques (RPA99-2003 et RPA2024), précédé d'une petite comparaison.

Nous passons ensuite à l'étude des assemblages, puis à l'étude de la piscine en nous référant au (Fiscule74 et BAEL99).

Pour finir, l'analyse de l'infrastructure a été réalisée en se basant sur le (BAEL-91), et nous avons utilisé le logiciel (robot) à cet effet.

Ce mémoire se termine par une conclusion globale.

Abstract

The project concerns the analysis and design of a multi-purpose steel structure building in the Wilaya of Bouira, including a first floor with seven additional levels, a basement and a reinforced concrete swimming pool.

First, the loads and surcharges as well as the impacts of climatic conditions (snow and wind) were assessed in accordance with Algerian regulations (RNV2013).

Next, the sizing of the various components (secondary and load-bearing) is carried out after the dynamic analysis of the structure in accordance with seismic regulations (RPA99-2003 and RPA2024), preceded by a brief comparison.

This is followed by a study of the assemblies), then an examination of the pool with reference to (Fiscule74 and BAEL99).

Finally, the analysis of the infrastructure was carried out based on (BAEL-91), and we used (robot) software for this purpose.

This dissertation ends with an overall conclusion

ملخص

ينطوي المشروع على تحليل وتصميم مبنى متعدد الأغراض من الهياكل الفولاذية في ولاية البويرة، بما في ذلك طابق أرضي مع سبعة مستويات إضافية، وطابق سفلي وحمام سباحة من الخرسانة المسلحة.

أولاً وقبل كل شيء، يجب تقييم الأحمال والشحنات الإضافية وكذلك تأثيرات الظروف المناخية (الثلوج والرياح) وفقاً للوائح الجزائرية (RNV2013).

بعد ذلك، يتم إجراء تحجيم المكونات المختلفة (الثانوية والحاملة) بعد إجراء تحليل ديناميكي للهيكل وفقاً للوائح مقاومة الزلازل (RPA99-2003 و RPA2024)، ويسبق ذلك مقارنة موجزة.

ننتقل بعد ذلك إلى دراسة التركيبات، تليها دراسة الحوض بالرجوع إلى (BAEL99 و Fiscul74).

وأخيراً، تم تحليل البنية التحتية على أساس (BAEL-91) باستخدام برنامج (الروبوت).

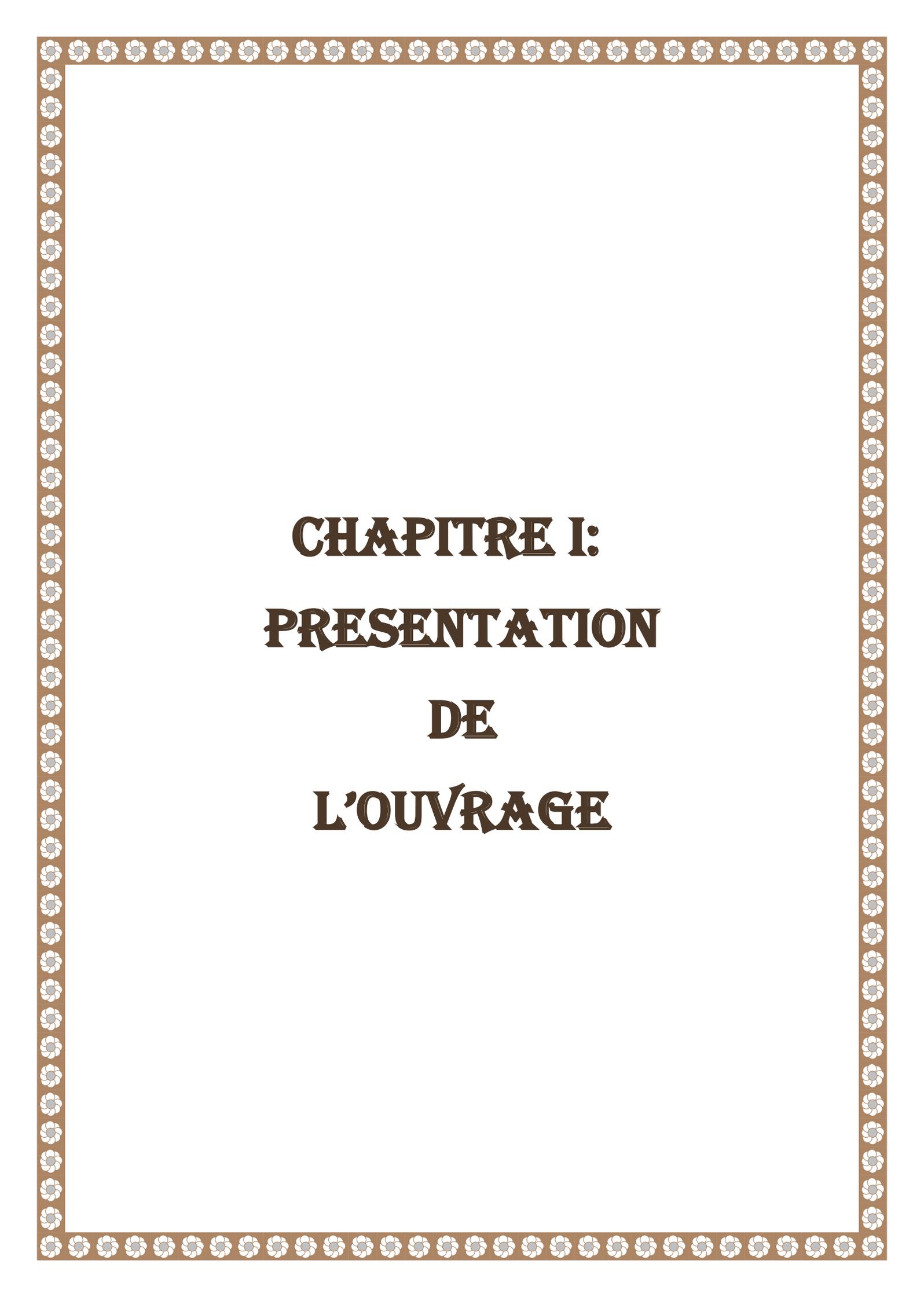
تنتهي هذه الأطروحة بخلاصة عامة.

Introduction générale

La conception constitue la phase fondamentale et stratégique de tout projet de construction, nécessitant une analyse rigoureuse et la collecte de données pertinentes. Les paramètres déterminants à cette étape incluent la fonction, l'usage et l'implantation de l'ouvrage. Vient ensuite l'étude technique, une phase complexe dont l'objectif principal est de garantir la stabilité, la résistance et la robustesse de la structure.

En génie civil, ces études visent à concevoir des bâtiments adaptés aux besoins humains, capables de résister à diverses contraintes géologiques, telles que les séismes ou les vents violents. Pour cela, il est essentiel de développer des systèmes structurels optimisant des qualités comme la rigidité, la résistance mécanique et la capacité d'absorption ou de dissipation d'énergie. Ces critères assurent la durabilité des constructions face aux risques sismiques.

Notre projet de fin d'études porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel à charpente métallique, situé à Bouira. Il se structure autour d'une introduction générale et de huit chapitres.



CHAPITRE I:
PRESENTATION
DE
L'OUVRAGE

I.1 INTRODUCTION

Quel que soit le type d'ouvrage, le design et la matérialisation se répartissent en diverses méthodes, selon les exigences et les ressources disponibles.

Notre projet de fin d'études aborde sur l'analyse d'un ouvrage à usages multiples doté d'une construction en acier, localisé à Bouira. Ce projet cible à appliquer les connaissances acquises dans notre cursus universitaire dans un cas pratique.

L'objectif majeur est d'affiner et d'etoffer les données acquises dans le cadre du module de construction métallique. Subséquemment, notre deuxième but est de générer un travail irréprochable dans la perspective d'obtenir le diplôme de master

I.2 Exposition de l'ouvrage

Le projet que nous réalisons en binôme consiste à une étude et un calcul d'une structure d'un centre de mise en forme (R+7) en charpente métallique avec un sous sol, qui sera implanté à la commune de Bouira (wilaya de Bouira). La structure à usage multiple, est de forme Rectangulaire.

I.2.1 Les dimensions de l'ouvrage

Les dimensions de la structure sont

Tableau I. 1 : Dimension Géométrique

Hauteur Total	H=31.28m
Hauteur RDC	H=4.08m
Hauteur sous sol	H=4m
Hauteur Etage Courant	H=3.4m
Longueur Total	L=21.9m
Largeur Total	l=21.4m

I.2.2 Données de site

Le bâtiment se situe à la wilaya de bouira

Le site est meuble : S3

La contrainte admissible : $\sigma_{sol} = 2.5$ bars

Tableau I. 2 : Zone d'implantation de la structure

Altitude	Zone de Neige	Zone de Vent	Zone Sismique
620m	Zone A	Zone II	Zone IIa (RPa2003)

Sous sol : Parking ; mante charge ; bache à eau capacité de 30 m³

RDC: Piscine ; réception ; poste transformateur ; sanitaire pour

homme ; sanitaire pour femme salon d'attente

Douche ; vestiaire ; mante charge ; espace de repos.

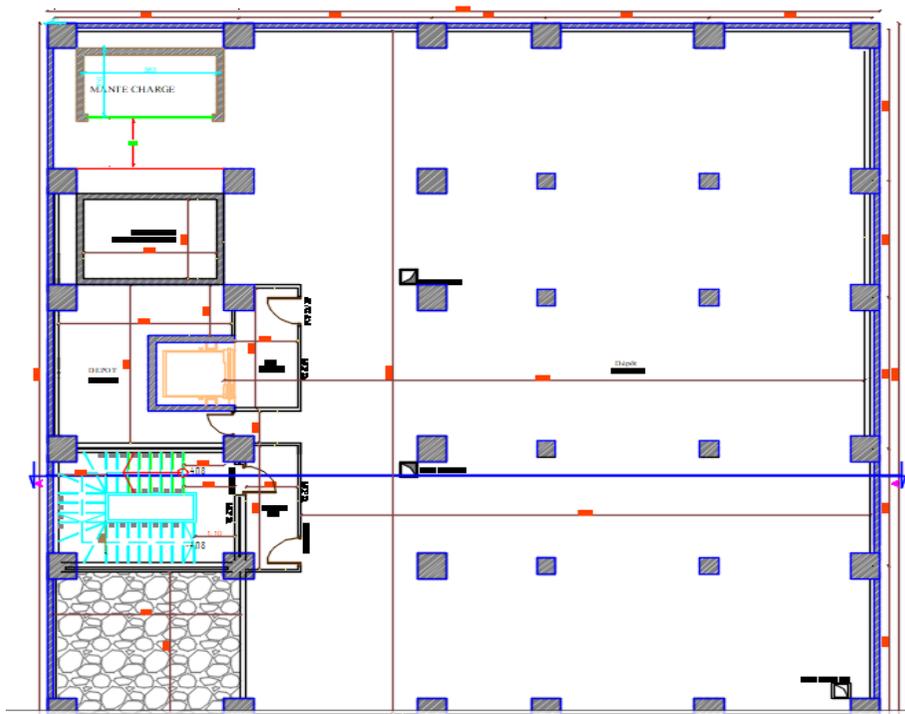


Figure I. 1 : plan sous -sol

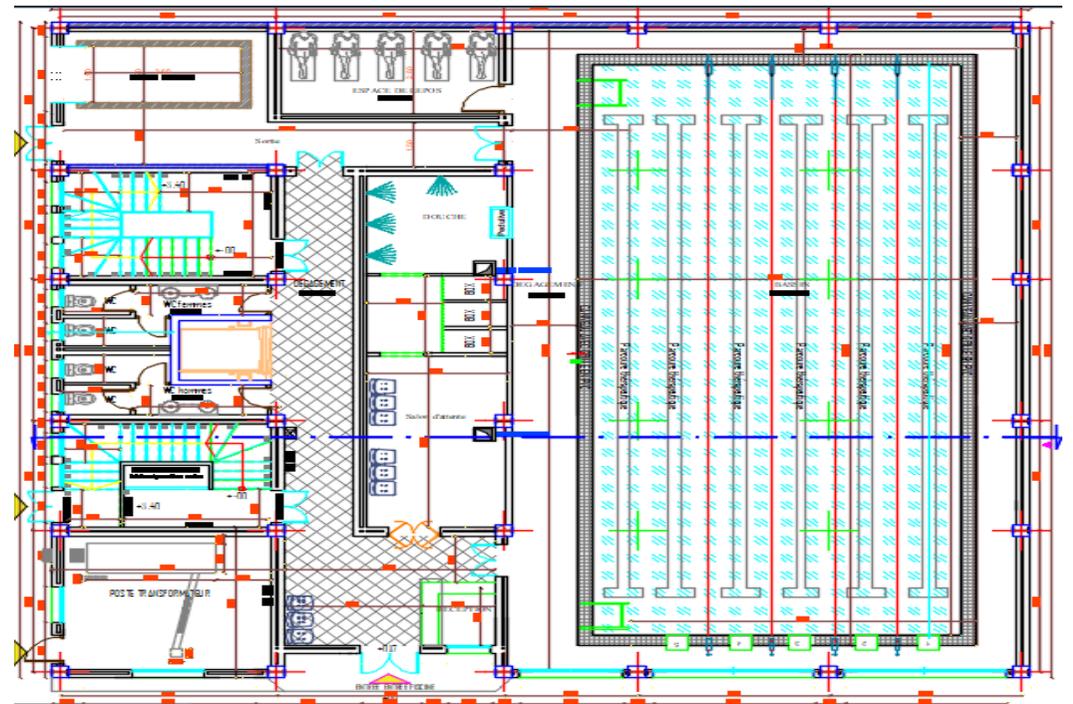


Figure I. 2: Plan Rez de Chaussée

Premier étage : Sauna ; deux salons ; réception ; jacuzzi ; dépôt sanitaires pour hommes ; sanitaires pour femmes ; réception.

Deuxième étage : Commerce ; bureau de gérant ; secrétariat ; Sanitaires pour hommes ; sanitaires pour femmes ; douche ; vestiaires

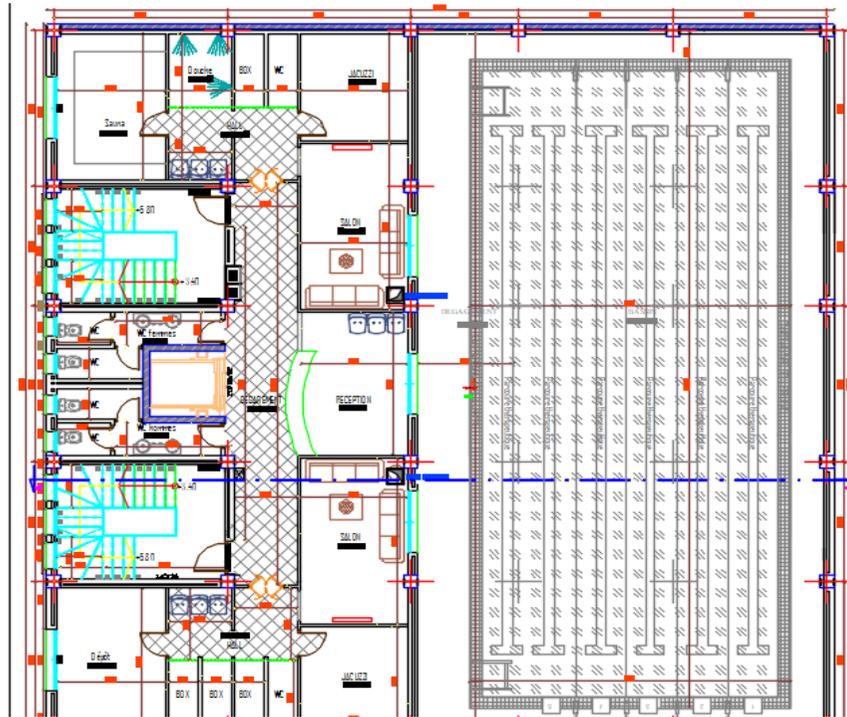


Figure I. 4: Plan 1^{er} étage

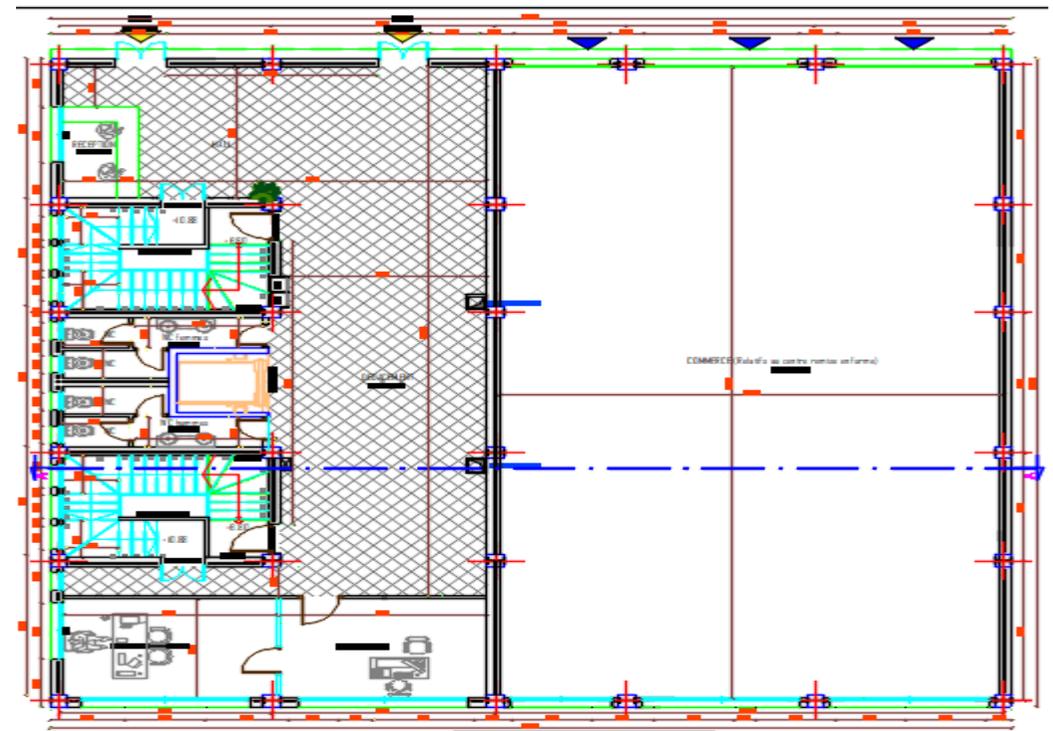


Figure I. 3: Plan 2^{er} étage

Cinquième étage : Salle d'exercice kinésithérapie osthéothérapie ;
de musculation ; sanitaires pour hommes ; sanitaires pour femme

Sixième étage : Cafétéria et restaurant pour les person salle
hébergés ; chambre froide ; espace de stockage ; espace VIP :

Cuisine ; sanitaires pour hommes ; sanitaires pour femme

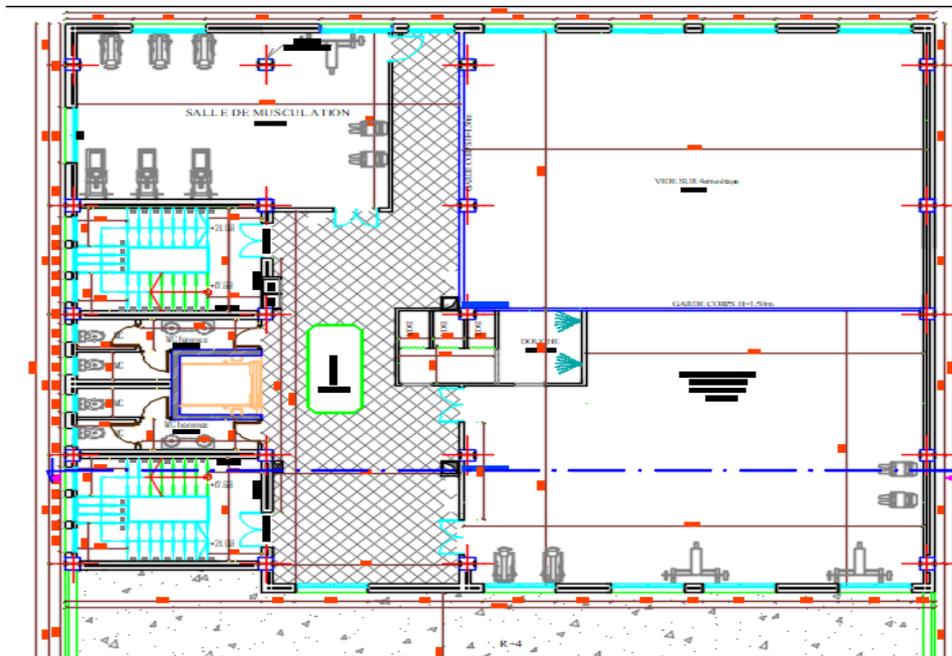


Figure I. 5 : Plan 5^{ème} étage

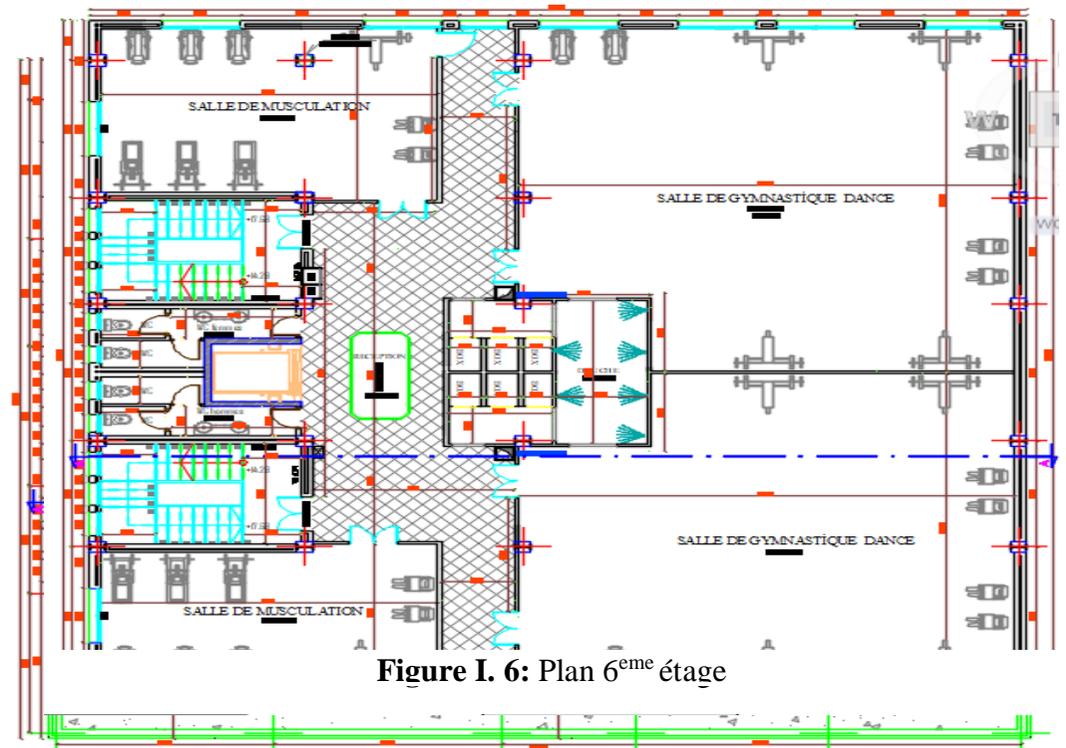


Figure I. 6: Plan 6^{ème} étage

Septième étage : Deux suites + deux salles de bain inclus ; deux suites

Etage technique : Local technique ; local de chaufferie.

+ deux salles de bain inclus + deux salons ; sanitaires pour hommes

; sanitaires pour femmes ; salon

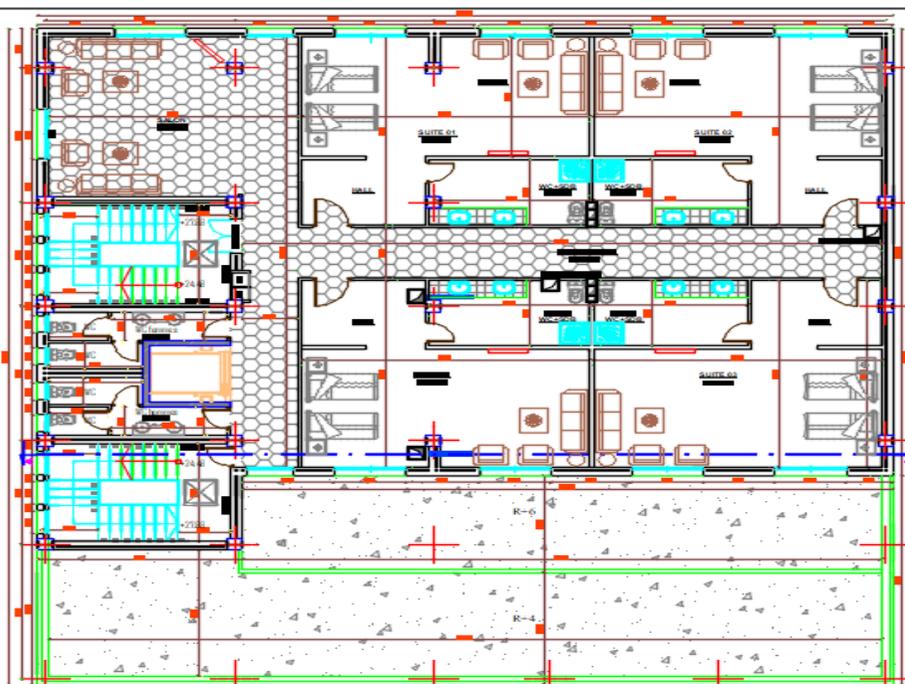


Figure I. 7: Plan 7^{ème} étage

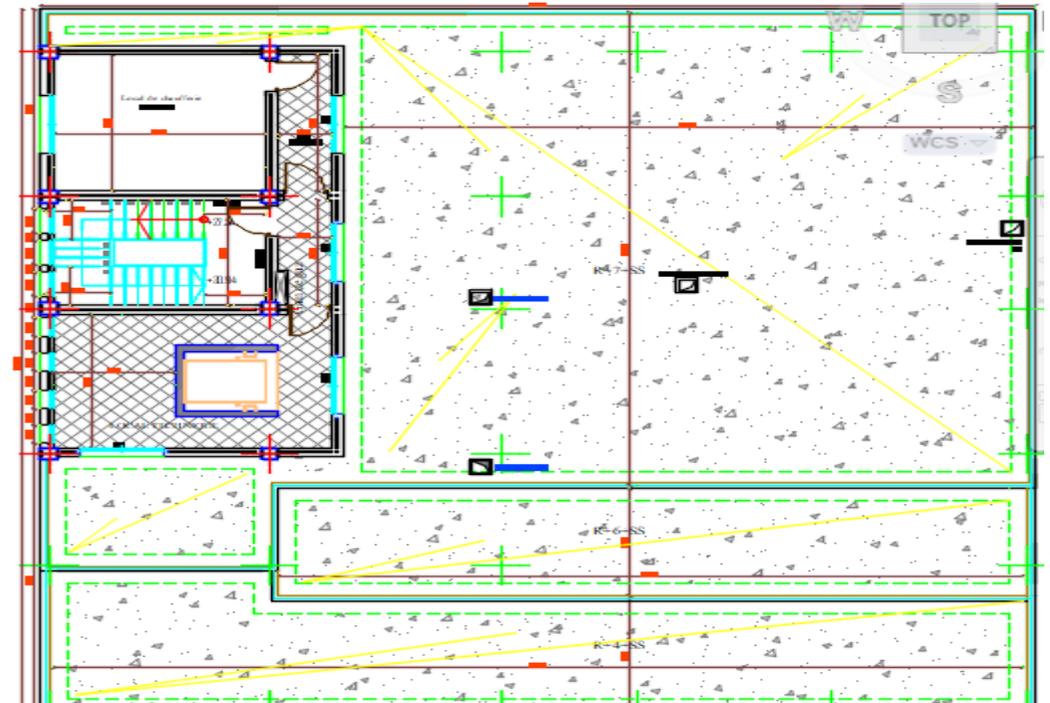


Figure I. 8: Plan de terrasse

I.3 Caractéristiques de la structure

I.1.1 Ossature de la structure

La structure se compose de portiques métalliques auto-stables. Doté d'un système de stabilité structurelle en (X) et en (Y), garantissant une sécurité horizontale et verticale.

Les solives métalliques, qui rattachent les poutres, ont un rôle de maintenir le plancher et garantir une stabilité idéale.

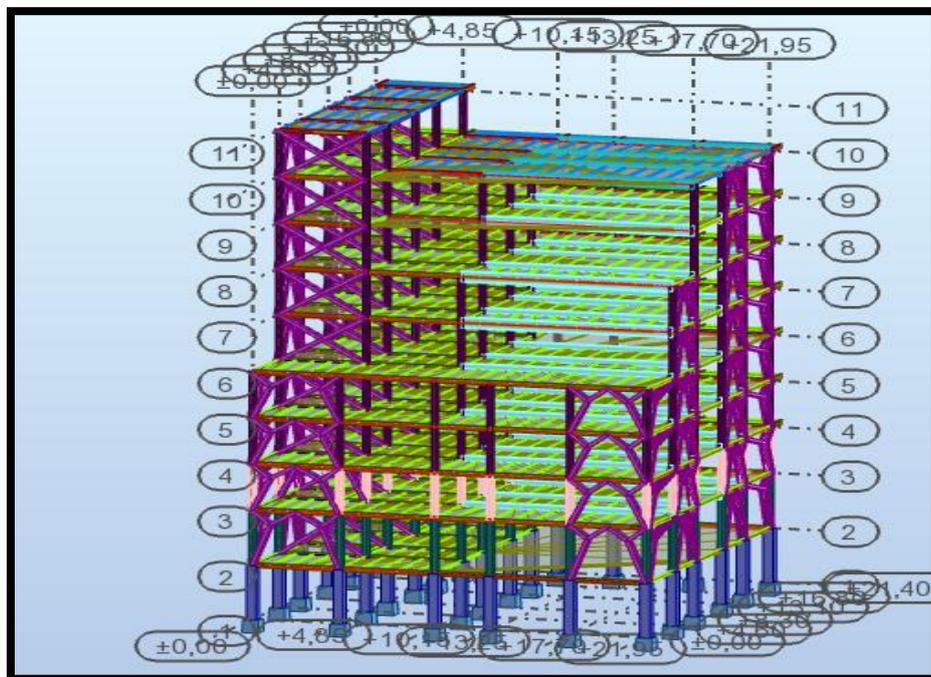


Figure I. 9: vue en 3D de la structure

I.3.1 Plancher

Il est mixte avec une dalle collaborante en BA de 12 cm d'épaisseur et s'appuie sur un coffrage perdu (tôle nervurée type TN 40) qui inclut des goujons qui préservent la jonction de le système du plancher en prévenant le glissement de la dalle pleine.

I.3.2 Contreventement :

Des dispositifs de stabilisation sont réparties en (X) et en (Y) au niveau des façades. Ils veillent à la verticalité des poteaux, accroissent les efforts transversaux impératifs aux vents et aux séismes et les transfèrent au sol.

I.3.3 Façades :

L'architecte a envisagé des murs rideaux au niveau de la façade centrale et de la façade postérieure garantissant un double rôle : pratique et esthétique.

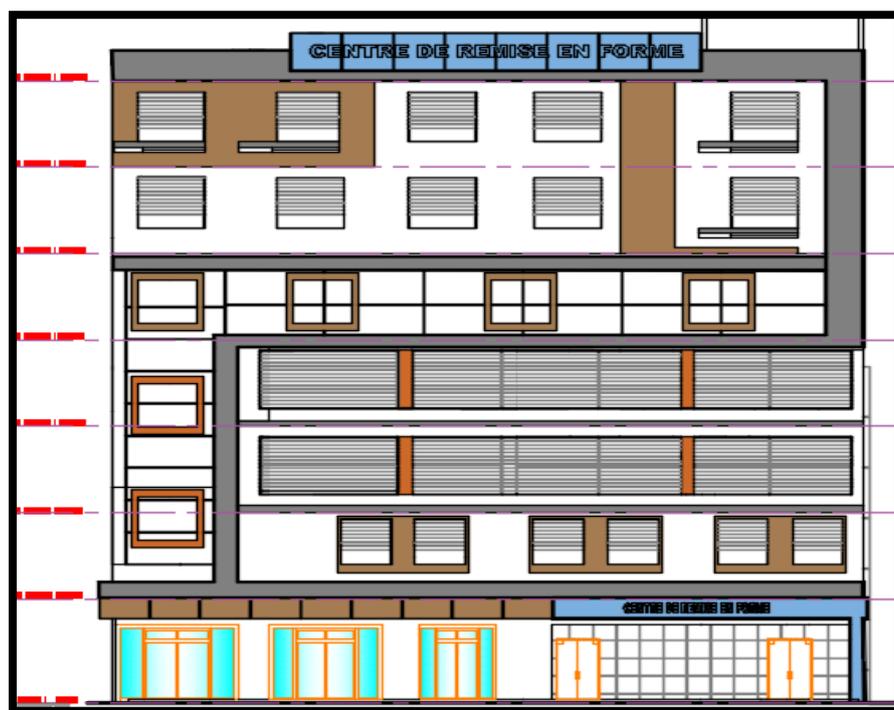


Figure I. 10: Façade principale

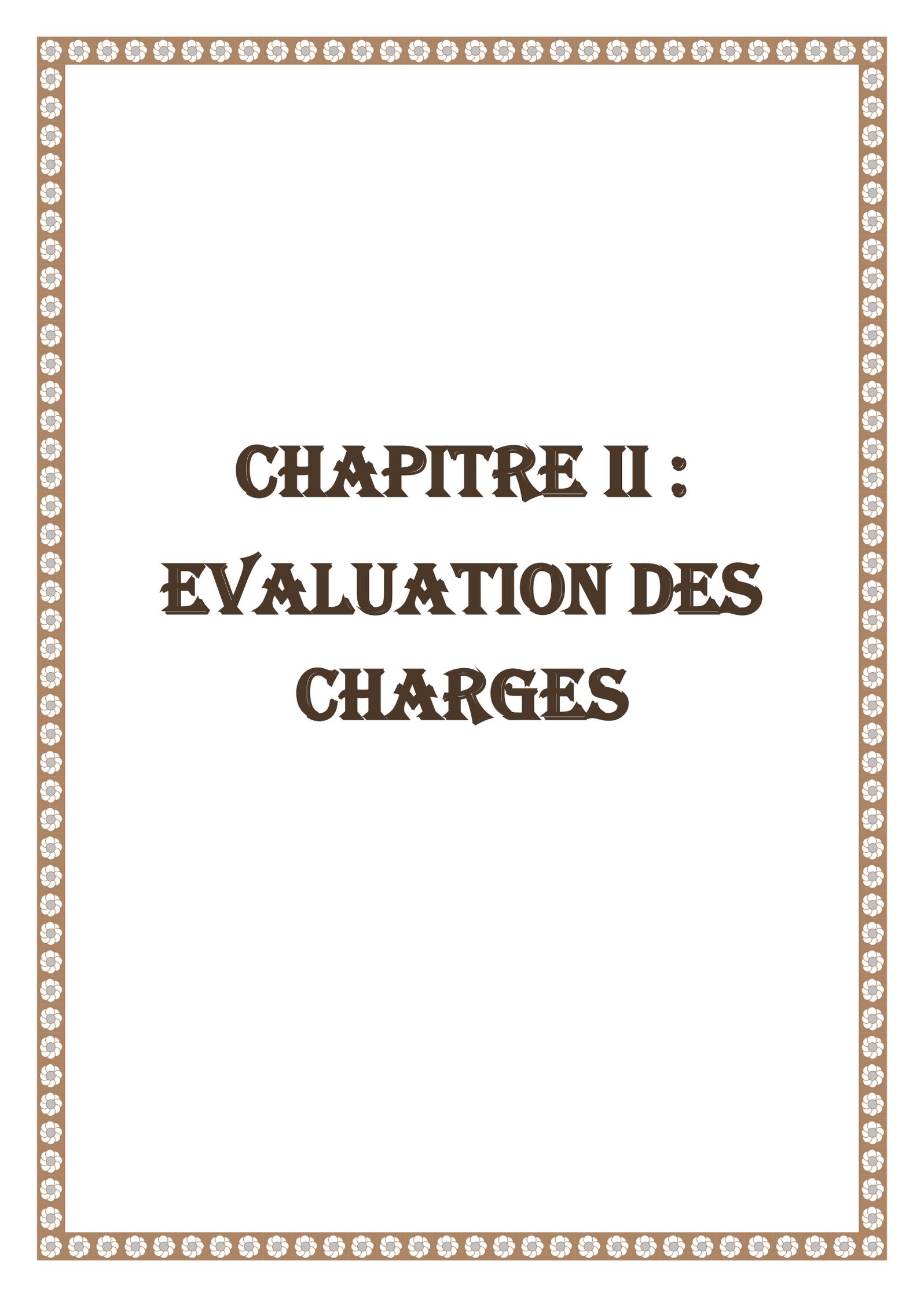
I.3.4 Escaliers

Ce sont des structures accessoires qui permettent l'accès aux différents niveaux d'un bâtiment.

Dans notre structure des escaliers en construction métallique qui sont du type droit à trois volées avec deux paliers de repos dans les étages courants avec des :

Marches en tôle portées par un limon, avec revêtement dalle de sol.

Paliers de repos du type planché mixte avec dalle collaborant. Escaliers en béton armé dans le sous sol et le RDC



CHAPITRE II :

EVALUATION DES

CHARGES

II.1 Les charges et les surcharges

Ce passage définira les différentes demandes impliquées (G, Q, S et V). Ces derniers exercent une forte influence sur la stabilité de la structure. Il faut donc se conformer aux règlements en vigueur.

II.1.1.1 Charges permanentes G

II.1.1.1.1 Plancher étage courant et terrasse

Tableau II. 1 : Charges permanentes du plancher étage courant et terrasse

Poids propre de la solive estimée	22.4 (daN/m ²)
Poids de la tôle TN40	13 (daN/m ²)
CHAPPE+ dalle de sol	60 (daN/m ²)
Plancher (12cm)	300 (daN/m ²)
Enduits plâtre	20 (daN/m ²)
Total	450 (daN/m²)

II.1.2 Escaliers

II.1.2.1 Volée

Tableau II. 2: Charges permanentes de la volée

Tôle 5mm	45 daN/m ²
Mortier de pose	36 daN/m ²
Revêtement	13,2 daN/m ²
Total	94.2 daN/m²

II.1.2.2 Palier de repos

Tableau II 3: Charges permanentes du palier

Dalle en béton armé	200 daN/m ²
Mortier de pose	36 daN/m ²
Revêtement	13,2 daN/m ²
TN40	13 daN/m ²
Total	262.2 daN/m²

II.2 Surcharges d'exploitations

Tableau II.4: Charges d'exploitation du plancher

Plancher étage courant	400 daN/m ²
Plancher étage terrasse	150 daN/m ²
Volée	500 daN/m ²
Palier	500 daN/m ²

II.3 Etude climatique

II.3.1 Charge de la neige

$$S = \mu * Sk$$

Avec :

$$Sk = \frac{0.07 \times H + 15}{100}$$

Site d'implantation

Lieu d'implantation Bouira

Altitude H=620m

Pour notre bâtiment l'inclinaison de la toiture est $\alpha=0^\circ$.

On a : $0 \leq \alpha \leq 30^\circ \mu = 0,8$

$$S_k = \frac{0.07 \times H + 15}{100}$$

$$S_k = \frac{0.07 \times 620 + 15}{100}$$

$$S_k = 0.584 \text{ kN/m}^2$$

Donc : $S = 0,8 \times 0.584 = 0.4672 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow 46.72 \text{ Kg/m}^2$

II.3.2 Charge du vent

L'action du vent dans une structure est relativement dominante et a un impact considérable sur la sécurité de ce dernier. Pour cela, une analyse détaillée doit être menée pour la détermination des divers actions provoqués par le vent et ceci dans toutes les axes

II.3.2.1 Information concernant le site

Le lieu de projet est situé dans la wilaya de BOUIRA

- ✓ Zone du vent
- ✓ **Tableau II.5** : Valeur de la pression dynamique de référence [Tableau2.2, p50]

Zone	q _{réf} [N/m ²]
II	435

- ✓ Catégorie de Terrain

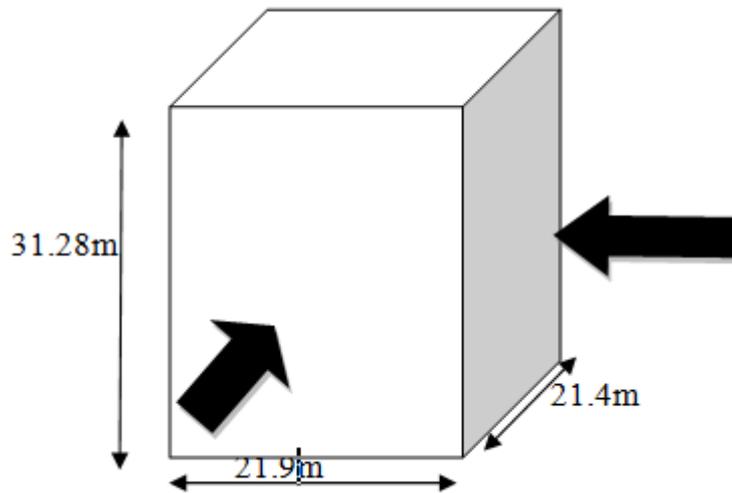
Tableau II.6 : Définition de catégorie de Terrain [Tableau2.4, p53]

catégorie du terrain		K _t	Z ₀ (m)	Z _{min} (m)	ξ
IV	zone dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne sup a 15m	0.234	1	10	0.67

- ✓ Nature du sitePlat C_t =1 [Article2.4.5, p54]

II.3.2.2 Détermination de la pression due au vent

$$q_j = C_d \times q_p(z) \times (C_{pe} - C_{pi}) \left[\frac{N}{mm^2} \right]$$



II.3.2.2.1 Coefficient dynamique (Cd)

$$\frac{1+2 \times g \times I_v(z \acute{e}q) \times \sqrt{Q^2+R^2}}{1+7 \times I_v(z \acute{e}q)}$$

Tableau II. 1: Calcul le coefficient dynamique

paramétre	Formule analytique	référence	Résultats Selon V1	Résultats Selon V2
$Z_{éq}$	$Z_{éq} = 0.6 \times h \geq Z_{min}$	cf. §. fig. 3.1	18.768m	18.768m
$li(z_{éq})$	$300 \times \left(\frac{7}{200}\right)^{\frac{1}{3}}$	cf. §. 3.3.1 formule 3.1	61.464m	61.464m
$n_{1,x}$	$n_{1,x} = \frac{0.5}{Lf}$	cf. §. 3.3.4.2 formule 3.13	0.894	0.894
f	$f = \frac{h}{100}$ <i>f: le cas le plus défavorable</i>	cf. §. fig. 3.6	0.3128	0.3128
δ	$\delta = \delta_a + \delta_s$ avec $\delta_a = 0$	cf. §. 3.3.2 formule 3.9 tableau 3.1	0.05	0.05
$V_m(éq)$	$V_m(éq) = cr(éq) + ct(éq) \times v_{réf}$	cf. annexe 2.	18.522m/s	18.522m/s
N_x	$N_x = \frac{n_{1,x} \times li(z_{éq})}{V_m(éq)}$	cf. §. 3.3.2 formule 3.6	2.966	2.966
R_N	$R_N = \frac{6.8 \times N_x}{(1 + 10.2 \times N_x)^{5/3}}$	cf. §. 3.3.2 formule 3.5	0.06	0.06
n_h	$n_h = \frac{4.6 \times N_x \times h}{li(z_{éq})}$	cf. §. 3.3.2 formule 3.8a	6.943	6.943
n_b	$n_b = \frac{4.6 \times N_x \times b}{li(z_{éq})}$	cf. §. 3.3.2 formule 3.8b	4.861	4.75

Tableau II. 8 : calcul le coefficient dynamique

R_h	$R_h = \left(\frac{1}{n_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times n_h^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times n_h})$	cf.§.3.3.2 formule 3.7a	0.13	0.13
R_b	$R_b = \left(\frac{1}{n_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times n_b^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times n_b})$	cf.§.3.3.2 formule 3.7b	0.184	0.188
R^2	$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$	cf.§.3.3.2 formule 3.4	0.142	0.145
Q^2	$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \times \left(\frac{b \times h}{li(z_{\acute{e}q})}\right)}$	cf.§.3.3 formule 3.2	0.56	0.56
v	$v = n_{1,x} \times \frac{R^2}{Q^2 + R^2} \geq 0.08$	cf.§.3.3.2 formule 3.12	1.19	1.18
g	$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}}$	cf.§.3.3.2 formule 3.11	3.687	3.685
$I_v(\acute{e}q)$	$I_v(\acute{e}q) = \frac{1}{ct \times \left(\ln \frac{z}{z_0}\right)}$	cf.§.3.4.6 formule 2.5a	0.254	0.254
Cd	$Cd = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(z_{\acute{e}q}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(z_{\acute{e}q})}$	cf.§.3.3 formule 3.2	0.92	0.93

II.3.2.2.2 Pression dynamique de pointe

$$q_p(ze) = q_{ref} \times c_e(ze)$$

- **Hauteur de référence Ze** : déterminé comme indiqué par le RNV2013 (cf. chapitre 2 § 2.3.2) :

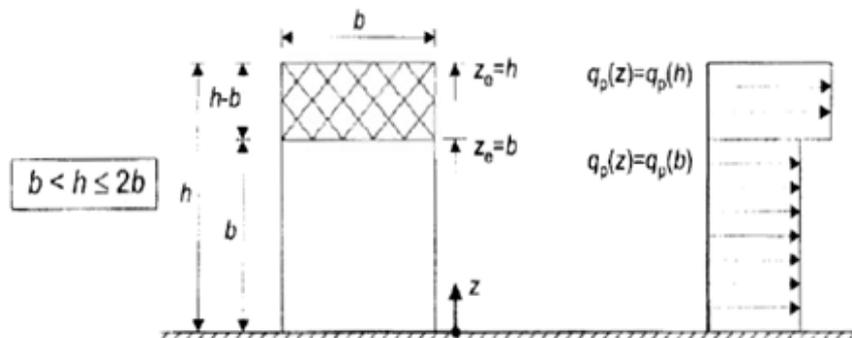


Figure II. 2 : Hauteur de référence Ze

➤ **1er cas** : Dans la direction V1 et V3 du vent (b=21.9m)

$$\begin{cases} b < h \leq 2 \\ 21.9m < 31.28m \leq 43.8m \end{cases} \longrightarrow \text{Cas b}$$

Tableau II.9 : valeurs des hauteurs de référence Ze dans les sens V1 et V3

Tronçons (b)	Hauteur de référence Ze
De 0m a 21.9m	21.9m
De 21.9m a 31.28m	31.28m

➤ **2er cas** : Dans la direction V2 et V4 du vent (b=21.4m)

$$\begin{cases} b < h \leq 2 \\ 21.4m < 31.28m \leq 42.8m \end{cases} \longrightarrow \text{Cas b}$$

Tableau II 10: valeurs des hauteurs de référence Ze dans les sens V1 et V2

Tronçons (b)	Hauteur de référence Ze
De 0m a 21.4m	21.4m
De 21.4m a 31.28m	31.28m

II.3.2.3 Coefficient d'exposition Ce(z)

$$C_e(z) = c_t^2(z) \times c_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)]$$

II.3.2.4 Le coefficient de rugosité Cr

$$c_r = \begin{cases} k_t \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) & \text{pour } z_e < z_{min} \\ k_t \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) & \text{pour } z_{min} < z_e < 200m \end{cases}$$

Tableau II.11: valeurs du coefficient de la rugosité V1 et V3

Tronçons	Hauteur de référence	Coefficient de la rugosité cr
De 0 à 21.9m	21.9m	0.716
De 21.4 à 31.28m	31.28m	0.805

Tableau II.6 : valeurs du coefficient de la rugosité V2 et V3

Tronçons	Hauteur de référence	Coefficient du rugosité Cr
De 0 à 21.4m	21.4m	0.701
De 21.4 à 31.28m	31.28m	0.805

II.3.2.5 Intensité de turbulence (I_v)

$$I_v(z) = \frac{1}{ct(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{pour } ze > z_{min}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{ct(z) \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} \quad \text{pour } ze < z_{min}$$

Tableau II.7 : Valeurs du coefficient de L'intensité de la turbulence sur V1 et V3

Tronçons	Hauteur de référence	Coefficient du L'intensité de la turbulence
De 0 à 21.9m	21.9m	0.324
De 21.9 à 31.28m	31.28m	0.290

Tableau II.8 : Valeurs du coefficient de L'intensité de la turbulence sur V2 et V4

Tronçons	Hauteur de référence	Coefficient du L'intensité de la turbulence
De 0 à 21.4m	21.4m	0.328
De 21.4 à 31.28m	31.28m	0.290

II.3.2.6 Coefficient d'exposition (C_e)

$$C_e(z) = ct^2(z) \times cr^2(z) \times [1 + 7I_v(z)]$$

Tableau II. 9 : Valeurs du coefficient de Coefficient d'exposition sur V1et V3 :

Tronçons	Hauteur de référence	Coefficient du Coefficient d'exposition
De 0 à 21.9m	21.9m	1.675
De 21.9 à 31.28m	31.28m	1.963

Tableau II. 10 : valeurs du coefficient d'exposition V2 et V4

Tronçons	Hauteur de référence	Coefficient du Coefficient d'exposition
De 0 à 21.4m	21.9m	1.64
De 21.4 à 31.28m	31.28m	1.963

II.3.2.7 Valeur de la pression dynamique (qdyn)

Tableau II.11 : valeurs de la pression dynamique V1 et V3

Troncon	Ze (m)	Cr (Ze)	I v (Z)	Ce (Ze)	Qp (Ze) N/m ²
De 0-a 21.9	21.9	0.716	0.324	1.675	728.625
De 21.9- a 31.28m	31.28	0.805	0.290	1.963	853.905

Tableau II.12 : valeurs de la pression dynamique V2et V4

Troncon	Ze (m)	Cr (Ze)	I v (Z)	Ce (Ze)	qp (Ze) N/m ²
De 0-a 21.4m	21.4	0.701	0.328	1.64	713.4
De 21.4- a 31.28m	31.28	0.805	0.290	1.963	853.905

II.3.2.8 Coefficient de pression extérieure

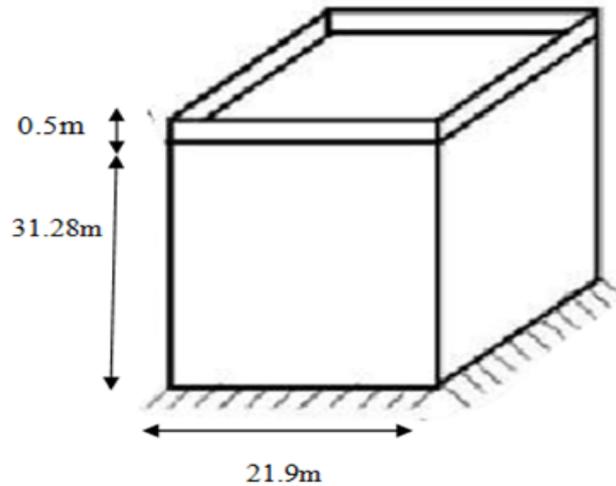


Figure II. 3 : les dimensions de la structure

Le coefficient Cpe se détermine selon les conditions suivantes :

$$cpe = cpe.1 \dots \dots \dots si S \leq 1m^2$$

$$cpe = cpe.1 + (cpe.10 - cpe.1) \times \log_{10}(s) \dots \dots \dots si 1m^2 \leq S \leq 10m^2$$

$$cpe = cpe.10 \dots \dots \dots si S \geq 10m^2$$

❖ Direction V1, V3 du vent (b = 21.9 m)

• Paroi verticale

$$\begin{cases} b = 21.9m \\ d = 21.4m \\ h = 31.28m \end{cases} ; e = (\min(b ; 2 \times h)) \quad e = (\min(21.9 ; 2 \times 31.28)) ; e = 21.9m$$

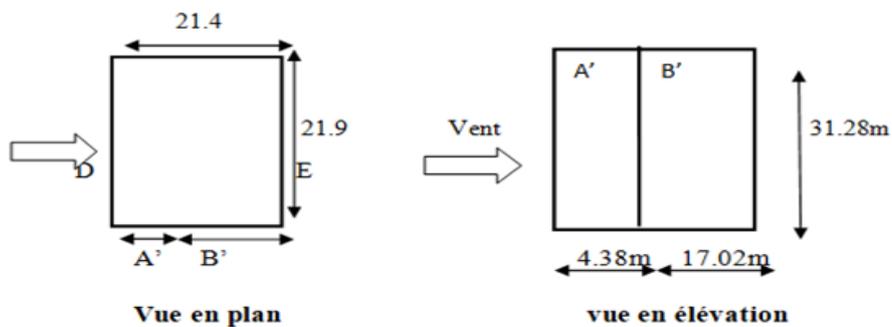


Figure II. 4: répartition des parois verticale selon le chargement du vent (direction V1 et V3)

Tableau II.19 : valeurs de c_{pe} 10 suivant de la paroi verticale (direction V1, V3)

A'	B'	D	E
-1	-0.8	+0.8	-0.3

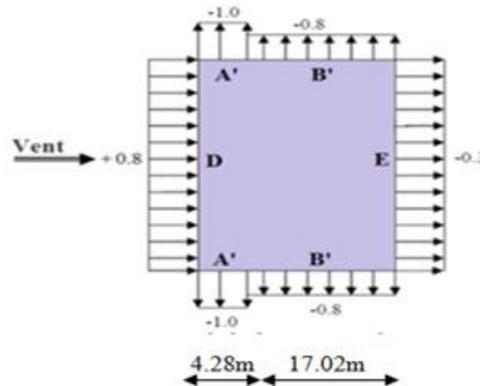


Figure II. 5: valeurs de c_{pe} 10 sur les zones de la paroi verticale (direction V1, V2)

- Toiture

La pente de notre toiture est inférieure à 5° , donc notre toiture est toiture plate.

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.2 Les valeurs de C_{pe} sont données dans le tableau 5.2

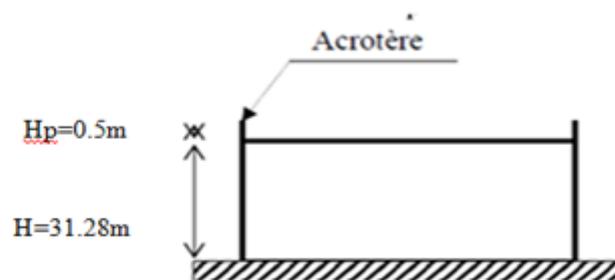


Figure II. 6: hauteur de la structure avec l'acrotère

Les valeurs de C_{pe} .10 sont obtenues par l'interpolation linéaire

Dans ce cas $h_p/h = 0.5/31.28 = 0.016$ avec : $h_p = 0.5m$)

Tableau II. 20: valeurs de $C_{pe,10}$ selon les zones de la toiture (direction V1, V3)

F	G	H	I
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1.6	-1.15	-0.7	+0.2

$$e = (\min(b ; 2 \times h)) \quad e = (\min(21.9 ; 2 \times 31.28)) ; e = 21.9m$$

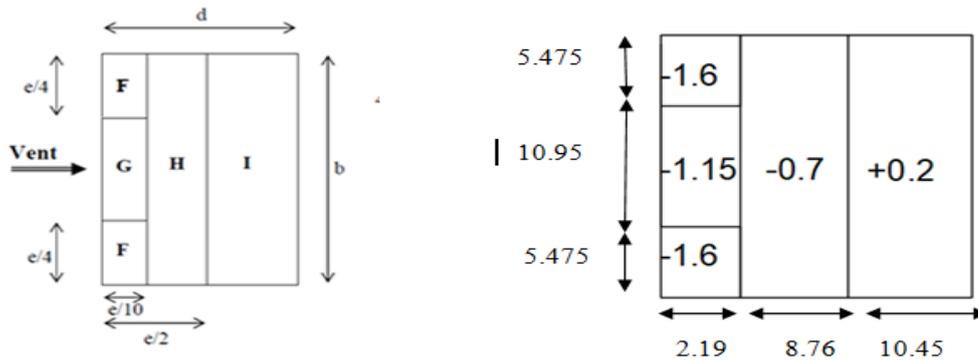


Figure II. 2: valeurs de $C_{pe,10}$ sur les zones de la toiture (direction V1, V3)

❖ Sens V2, V4 du vent ($b = 21.4 m$)

Pour un vent dont la direction V2 et V4, les coefficients de pression du vent sont présentés ci-dessus.

• Paroi verticale

$$\begin{cases} b = 21.4m \\ d = 21.9m \\ h = 31.28m \end{cases} ; e = (\min(b ; 2 \times h)) \quad e = (\min(21.4 ; 2 \times 31.28)) ; e = 21.9m$$

Dans notre cas : $S \geq 10 m^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$ Tableau. Valeurs $C_{pe,10}$ suivant les zones de la paroi verticale (sens V2, V4)

Tableau II. 2: valeurs de $C_{pe,10}$ selon les zones de la paroi verticale

A	B	C	D	E
-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

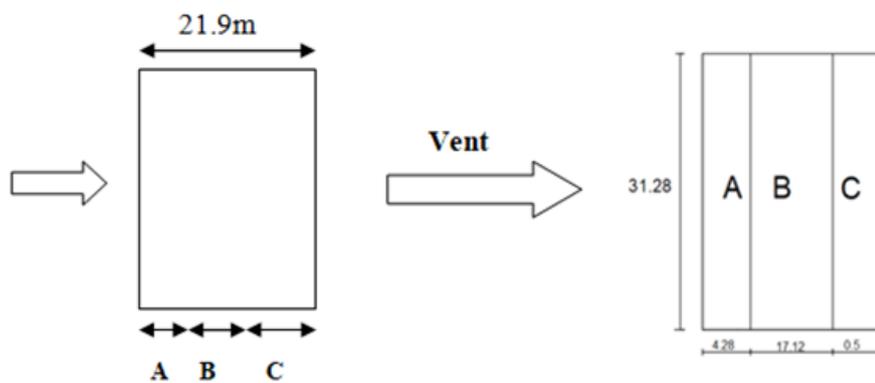


Figure II. 8: division de la paroi verticale selon le chargement du vent (V2, V4)

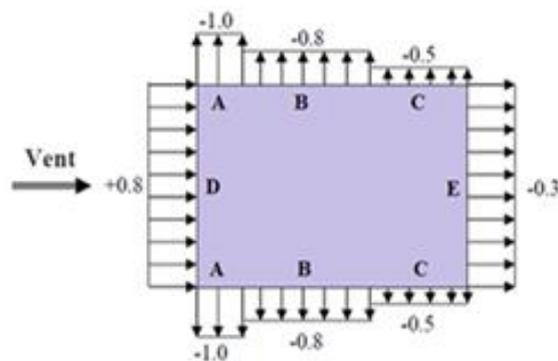


Figure II. 9: valeurs de Cpe10 selon les zones de la paroi verticale

- Toiture

Tableau II. 22: valeurs de cpe10 selon les. zones de la toiture (direction V1. V3)

F	G	H	I
Cpe10	Cpe10	Cpe10	Cpe10
-1.6	-1.15	-0.7	+0.2

$$e = (\min(b ; 2 \times h)) \quad e = (\min(21.9 ; 2 \times 31.28)) ; e = 21.9$$

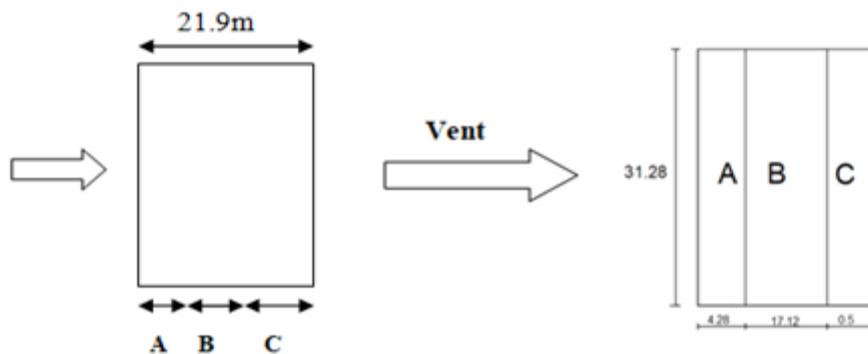


Figure II. 10: Valeurs de Cpe.10 sur les zones de la toiture (direction V2, V4).

II.3.2.9 Coefficient de pression intérieure

$$\mu = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } cpe \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

➤ Suivant les sens de V1 et V3

On a : b = 21.9m d = 21.4 m h = 31.28 m

$$\mu = \frac{\sum(18.97+21.7+25.06+12.6+17.64+13.6+22.19+12.32+7.98)}{\sum(152.06+(18.535+5.977+3.217+5.56+2.567+16.2+37.72+36+29.67+40))} = 0.43$$

$$\frac{h}{d} = \frac{31.28}{21.4} = 1.46$$

Selon la courbe (§5.2.2.2, figure 5.14) → Cpi 1 = 0,2

➤ Suivant Les sens de V1 et V3

On a : b = 21.4m d = 21.9m h = 31.28 m

$$\mu = \frac{\sum(18.535+5.977+3.217+5.56+2.567+16.2+37.72+36+29.67+40)}{\sum(152.06+(18.97+21.7+25.06+12.6+17.64+13.6+22.19+12.32+7.98))} = 0.6$$

$$\frac{h}{d} = \frac{31.28}{21.4} = 1.46$$

II.3.2.10 Valeurs de la pression due au vent (qj)

➤ Sens V1 et V3 du vent (b = 21.9m)

• **Paroi verticale**

❖ **1er partie : 0 à 21.9m**

Tableau II. 23: valeurs de q_i suivant les zones de la paroi verticale (V1, V3)

Zone	Cd	O _{dvn} (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	q _i (N/m ²)
A'	0.92	728.625	-1	0.2	-1.2	-804.402
B'	0.92	728.625	-0.8	0.2	-1	-670.335
D	0.92	728.625	+0.8	0.2	0.6	402.201
E	0.92	728.625	-0.3	0.2	-0.5	-335.167

❖ 2partie : 21.9 à 31.28m

Tableau II. 24 : valeurs de q_i suivant les zones de la paroi verticale (V1, V3)

Zone	Cd	O _{dvn} (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	q _i (N/m ²)
A'	0.92	853.905	-1	0.2	-1.2	-942.711
B'	0.92	853.905	-0.8	0.2	-1	-785.592
D	0.92	853.905	+0.8	0.2	0.6	471.355
E	0.92	853.905	-0.3	0.2	-0.5	-392.796

❖ Toiture

Tableau II. 25: valeurs de q_i suivant les zones de toiture (direction V1, V3)

Zone	Cd	O _{dvn} (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	q _i (N/m ²)
F	0.92	853.905	-1.6	0.2	-1.8	-1414.066
G	0.92	853.905	-1.2	0.2	-1.4	-1099.829
H	0.92	853.905	-0.7	0.2	-0.9	-707.033
I	0.92	853.905	-0.2	0.2	-0.4	-344.237

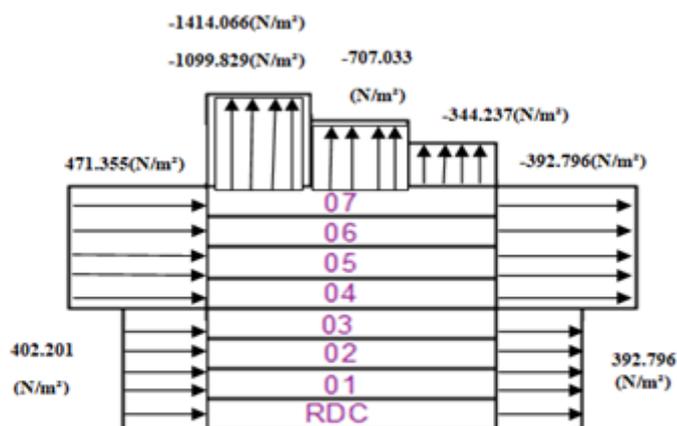


Figure II. 11: pression de vent (V1, V3) sur D, F, E, G, H, I

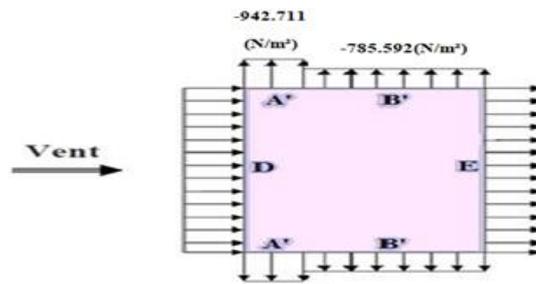


Figure II. 12 : pression de vent (V1, V3) sur A' et B'

Sens V2, V4 du vent

Paroi verticale

• 1ère partie : De 0 à 21.4 m

Tableau II. 3: valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4)

Zone	Cd	Odyn (N/m²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	qj (N/m²)
A	0.93	713.4	-1	-0.05	-0.95	-630.288
B	0.93	713.4	-0.8	-0.05	-0.75	-497.596
C	0.93	713.4	-0.5	-0.05	-0.45	-298.557
D	0.93	713.4	+0.8	-0.05	0.85	563.942
E	0.93	713.4	-0.3	-0.05	-0.25	-165.865

2er partie : De 21.4 à 31.28m

Tableau II. 4: valeur de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4)

Zone	Cd	Odyn (N/m²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	qj (N/m²)
A	0.93	853.905	-1	-0.05	-0.95	-754.425
B	0.93	853.905	-0.8	-0.05	-0.75	-595.598
C	0.93	853.905	-0.5	-0.05	-0.45	-357.359
D	0.93	853.905	+0.8	-0.05	0.85	675.01
E	0.93	853.905	-0.3	-0.05	-0.25	-198.533

❖ Toiture

Tableau II. 5 : valeur de q_j suivant les zones de la toiture (direction V2, V4)

Zone	Cd	Odyn (N/m²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	qj (N/m²)
F	0.93	853.905	-1.6	-0.05	-1.55	-1230.904
G	0.93	853.905	-1.2	-0.05	-1.15	-913.251
H	0.93	853.905	-0.7	-0.05	-0.65	-768.514
I	0.93	853.905	-0.2	-0.05	-0.15	-341.562

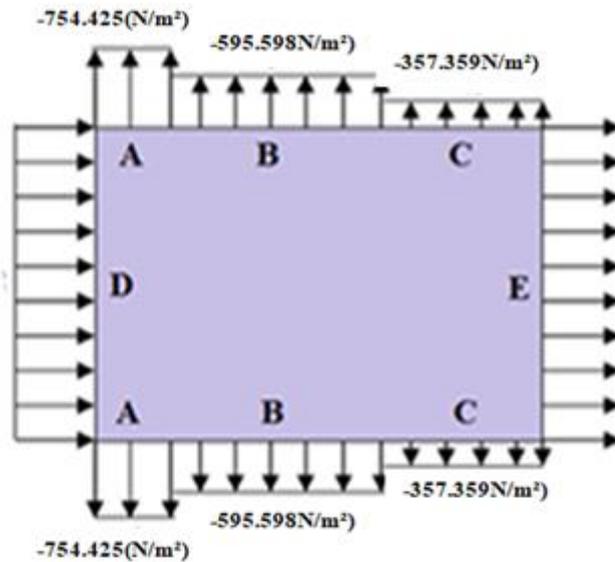


Figure II. 14: pression de vent (V2, V4) sur D, F, E, G, H, I

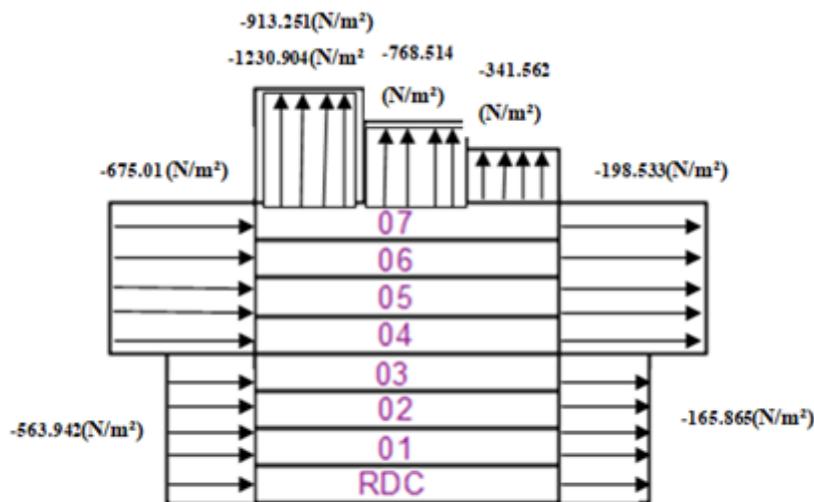


Figure II. 13: pression de vent (V2, V4) sur D, F, E, G, H, I

II.3.3 Détermination des forces de frottement du vent :

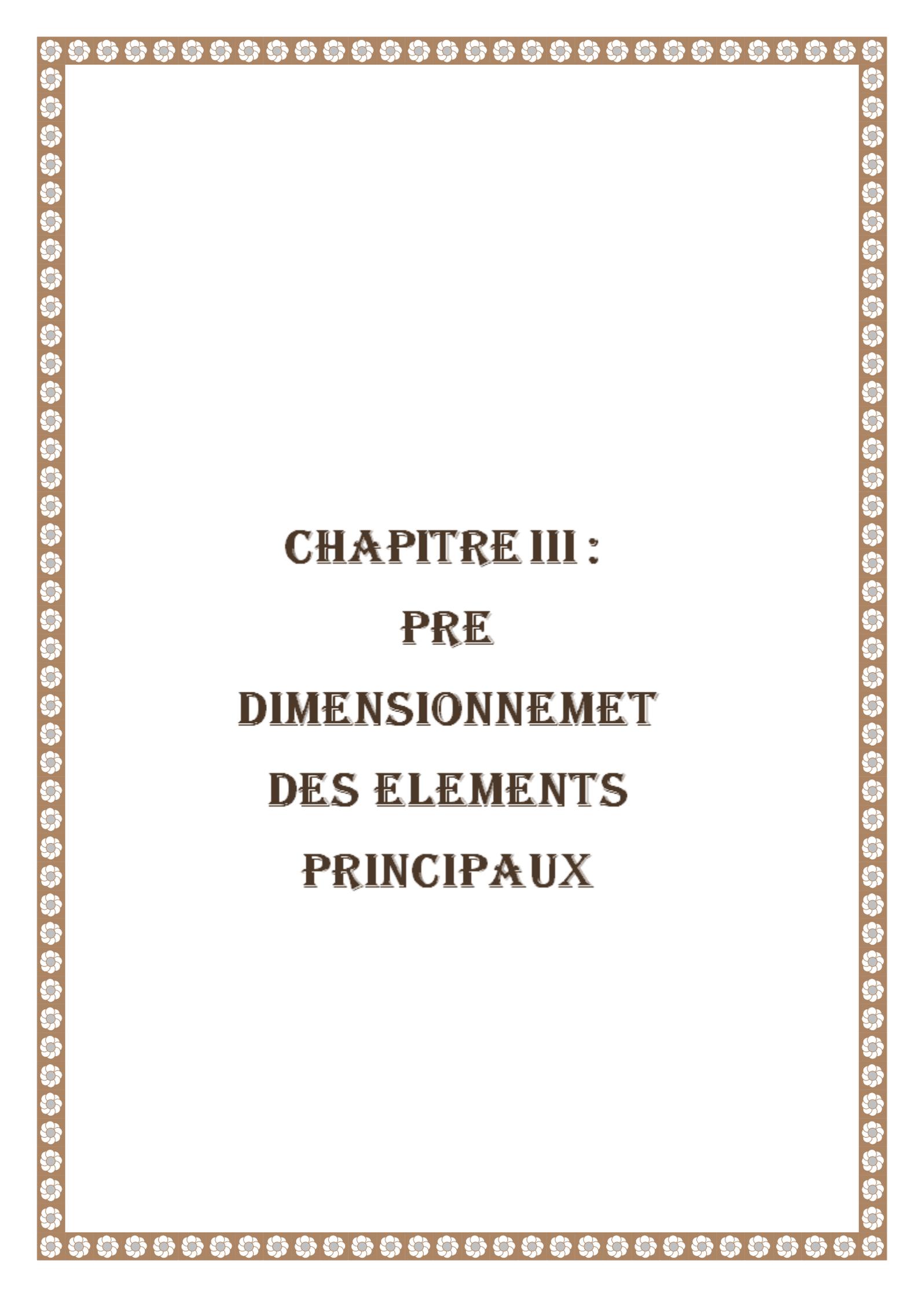
Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

Il faut vérifier : $2(d \times h) \leq 4(2b \times h)$

Direction V1 : $2(21.400 \times 31.28) \leq 4(2 \times 21.9 \times 31.28) \rightarrow 1338.784 < 5480.256 \rightarrow C.V$

Direction V2 : $2(21.9 \times 31.28) \leq 4(2 \times 21.4 \times 31.28) \rightarrow 1370.064 < 5355.136 \rightarrow C.V$

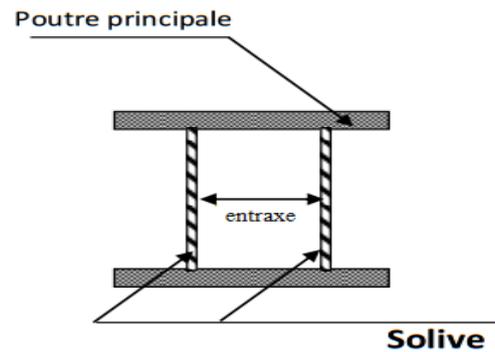
Il n'existe pas de force de frottement



CHAPITRE III :
PRE
DIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS
PRINCIPAUX

III.1 INTRODUCTION

Chaque structure doit être capable de supporter les différentes surcharges et charges imposées, ainsi que leurs diverses combinaisons. Il est indispensable de procéder à une pré-évaluation des composants principaux qui doivent une vérification. L'estimation initiale est effectuée en tenant compte de la charge en conditions de service, et sera confirmée sous le cas de charge ultime.



III.1.1 SOLIVES

Les solives sont en IPE et subissent une flexion simple, leur portée est définie par

$$0,7m \leq L \leq 1,50m$$

On opte pour une distance de L=1m

III.1.1.1 L'entraxe de la solive

Dimension de la poutre principale :

$$L_{max}=4.8 \text{ m.}$$

$$\text{Entraxe} = \frac{4.8}{4} = 1 \text{ m.}$$

Le nombre de solives est de **quatre (04)**

III.1.1.2 Solive du plancher d'étage courant

III.1.1.2.1 Vérification de la condition de flèche (ELS)

$$G=450\text{daN/mL} ; Q=400\text{daN/mL}$$

La flèche doit être conforme au critère suivant : $f \leq \delta v_{max}$

Avec

$$\delta v_{max} = L/250 \dots\dots\dots (\text{Plancher})$$

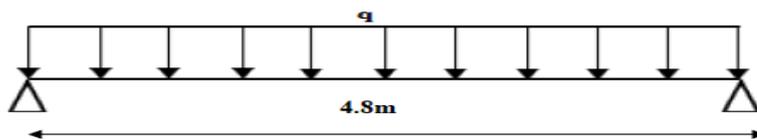


Figure III. 1: solive uniformément chargée

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

$q_s = G_{E.C} + Q = 450 + 400 = 850 \text{ daN/m}^2$; $q_s = 850 \times 1 = 850 \text{ daN/ml}$

$$\frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{250} \longrightarrow I_y = \frac{5 \times q_s \times L^3 \times 250}{384 \times E} \longrightarrow I_y = \frac{5 \times 850 \times 4.8^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^{10}} \geq 1457.143 \text{ cm}^4$$

$I_y = 1457.143 \text{ cm}^4 \longrightarrow$ on choisit un IPE 200 $\longrightarrow I_y = 1943 \text{ cm}^4$

Avec $P_p = 10.4 \text{ kg/m}$ $q_s = q_s + \text{poids propre de profilé} = 850 + 10.4 = 860.4 \text{ daN/ml}$

$$f = \frac{5 \times 860.4 \times 4.8^4}{384 \times 2.1 \times 10^{10} \times 1943 \times 10^{-8}} = 0.014 \text{ m} \leq \frac{4.8}{250} = 0.0192 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.1.2.2 Vérification de la condition de résistance (ELU)

Tableau III. 1: caractéristique de IPE200

Profile	Poids	section	Dimensions					
	G (kg/m)		A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	tf (mm)	Tw (mm)	d (mm)
IPE 200	22.4	28.5	200	100	8.5	5.6	159	12

Tableau III. 2 : caractéristique de IPE200

Caractéristiques					
Iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	Wply (cm ³)	Wplz (cm ³)	iy (cm)	iz (cm)
1943	142	220.6	44.61	8.26	2.24

- de l'âme : $\frac{159}{5.6} = 28.39 \leq 72 \times 0.92 = 66.24$; avec $\epsilon = 0.92$

\longrightarrow L'âme est de classe 1

- Classe de la semelle : $\frac{50}{8.5} = 5.882 \leq 10 \times 0.92 = 9.2$

→ Semelle est de **classe 1**

Ainsi, l'**IPE200** appartient à la **classe 1**

$$M_{sd} \leq M_{cr,d} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

→ $M_{sd} = q_u \times \frac{L^2}{8}$; avec $q_u = [1,35 \times GEC + 1,5 \times QEC] + 1.35 \times PP$

$$q_u = [1,35 \times 450 + 1,5 \times 400] + 1.35 \times 22.4$$

$$q_u = 1237.74 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = 1237.74 \times \frac{4.8^2}{8} = 3564.691 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 3564.691 \text{ daN.m}$

$$M_{cr,d} = \frac{220.6 \times 10^{-6} \times 275}{1.1} = 5515 \text{ daN.m}$$

$M_{cr,d} = 5515 \text{ daN.m}$

$M_{sd} = 3564.691 \text{ daN.m} < M_{cr,d} = 5515 \text{ daN.m}$condition vérifiée !

III.1.1.2.3 Vérification au cisaillement

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}}$$

$$V_{sd} = q_u \times \frac{l}{2} = 1237.74 \times \frac{4.8}{2} = 2970.576 \text{ daN}$$

$$A_v = A - [2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f] = 2850 - [(2 \times 100 \times 8.5) + (5.6 + 2(12)) \times 8.5] = 898.4 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{898.4 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 12967.28 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 2970.576 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 12967.28 \text{ daN}$condition vérifiée !

$0,5 \times V_{pl,rd} = 0,5 \times 12967.28 = 6483.64 \text{ daN} > V_{sd} = 2970.576$...condition vérifiée

Tableau III. 1 : vérification des sollicitations sur solive courant

Elément	Profilé	Classe de profilé	qu (daN/m)	M _{sd} (daN.m)	M _{cr,d} (daN.m)	V _{sd} (daN)	V _{pl,rd} (daN)	0.5V _{pl,rd} (daN)
Solive courant	IPE 200	1	1237.74	3564.691	5515	2970.576	12967.28	6483.64

III.1.1.3 Solive du plancher de la terrasse

Tableau III. 2 : vérification de la flèche des solives terrasse

Élément	G dan/mL	Q dan/mL	Longueur	Entre Axes	Qs (dan/mL) Sans poids propre	Qs (dan/mL) Poids incluse	Fleche (m)	δ _{vmax}
Solive Terrasse	450	150	4.8	1	600	615.8	0.023	0.024

Profile	Poids	Section	Dimensions					
	G (kg/m)	A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	d (mm)	r (mm)
IPE 160	15.8	20.1	160	82	7.4	5.0	127.2	9

Tableau III. 3 : Vérification des sollicitations sur les solives

Elément	Profilé	Classe de profilé	qu (daN/m)	M _{sd} (daN.m)	M _{cr,d} (daN.m)	V _{sd} (daN)	V _{pl,rd} (daN)	0.5V _{pl,rd} (daN)
Solive terrasse	IPE 160	1	853.83	2459.03	3097.5	2049.192	9038.418	4519.209

III.1.2 LES POUTRES PRINCIPALES

III.1.2.1 Poutre principale pour terrasse

III.1.2.1.1 Chargement

➤ *Charges permanentes*

$$G_{total} = (G_{Terrasse} + G_{solive}) \times L$$

$$\Rightarrow G_{solive} = 15.8 \text{ daN/m}^2$$

$$G_{total} = (431.20 + 15.8) \times 5.3 = 2369.1 \text{ daN/mL} \Rightarrow G_{total} = 2369.1 \text{ daN/mL}$$

➤ *Charge D'exploitation*

$$Q_{total} = Q_{Terrasse} \times L = 150 \times 5.3 = 795 \text{ daN/mL} \Rightarrow Q_{total} = 795 \text{ daN/mL}$$

III.1.2.1.2 Vérification de la condition de flèche

La flèche doit être conforme au critère suivant :

$$f \leq \delta v_{max}$$

Avec :

$$\delta v_{max} = L/200 \dots\dots\dots \text{(Pour la Toiture)}$$

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$q_s = G_{total} + Q_{total} = 2369.1 + 795 = 3164.1 \text{ daN/ml} \Rightarrow q_s = 3164.1 \text{ daN/ml}$$

$$f = \frac{5 \times 3164.1 \times 5.3^4}{384 \times E} \longrightarrow I_y = \frac{5 \times q_s \times L^3 \times 200}{384 \times E} \longrightarrow I_y = \frac{5 \times 3164.1 \times 5.3^3 \times 200}{384 \times 2.1 \times 10^{10}} \geq 5841.539 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 5841.539 \text{ cm}^4 \longrightarrow \text{on choisit un IPE 300} \longrightarrow I_y = 8356 \text{ cm}^4$$

$$\text{Avec } P_p = 42.1 \text{ kg/m } q_s = q_s + \text{poids propre de profilé} = 3164.1 + 42.1 = 3557.06 \text{ daN/ml}$$

$$f = \frac{5 \times 3557.06 \times 5.3^4}{384 \times 2.1 \times 10^{10} \times 8356 \times 10^{-8}} = 0.0208 \text{ m} \longrightarrow f = 0.0208 \text{ m}$$

$$\delta v_{max} = \frac{5.3}{200} = 0.0265 \text{ m}$$

$$f = 0.0208 \text{ m} < 0.0265 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée !}$$

III.1.2.1.3 Vérification de la condition de résistance

Tableau III. 4 : caractéristique de l'IPE 300

Profil e	Poids	Section	Dimensions					
	G (kg/m)	A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	d (mm)	r (mm)
IPE 300	42.2	53.8	300	150	10.7	7.1	248.6	15

Caractéristiques					
Iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	Wply (cm ³)	Wplz (cm ³)	iy (cm)	iz (cm)
8356	604	628.4	125.2	12.5	3.35

- Classe de l'âme : $\frac{226.8}{6.6} = 34.36 \leq 72 \times 0.92 = 66.24$; avec $\epsilon = 0.92$

→ L'âme est de **classe 1**

- Classe de la semelle : $= \frac{75}{10.7} = 7.01 \leq 10 \times 0.92 = 9.2$

→ **Semelle** est de, **classe 1**

Ainsi, le profilé **IPE300** appartient à la **classe 1**.

La condition: $Msd \leq Mcr, d = \frac{Wpl \times fy}{\gamma M0}$

→ $Msd = qu \times \frac{L^2}{8}$; avec $qu = [1,35 \times GET + 1,5 \times QET] + 1.35 \times PP$

$qu = [1,35 \times 450 + 1,5 \times 150] + 1.35 \times 42.2$

$qu = 889.47 \text{ daN/mL}$

$Msd = 889.47 \times \frac{5.3^2}{8} = 3123.15 \text{ daN.m} \rightarrow \mathbf{Msd = 3123.15 daN.m}$

$Mcr, d = \frac{628.4 \times 10^{-6} \times 275}{1.1} = 15710 \text{ daN.m} \rightarrow \mathbf{Mcr, d = 15710 daN.m}$

$Msd = 3123.15 \text{ daN.m} < Mcr, d = 15710 \text{ daN.m} \dots \dots \dots$ condition vérifiée !

III.1.2.1.4 Vérification au cisaillement

$Vsd = qu \times \frac{l}{2} = 889.47 \times \frac{5.3}{2} = 2357.09 \text{ daN} \rightarrow \mathbf{Vsd = 2357.09 daN}$

$Av = A - [2 \times (b \times tf) + (tw + 2r) \times tf] = 5380 - [(2 \times (150 \times 10.7) + (7.1 + 2(15)) \times 10.7] = 1773.03 \text{ mm}^2$

$$V_{pl,rd} = \frac{1773.03 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 25591.48 \text{ daN} \longrightarrow V_{pl,rd} = 25591.48 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 2357.09 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 25591.48 \text{ daN}$condition vérifiée !

$0,5 \times V_{pl,rd} = 0,5 \times 25591.48 \text{ daN} = 12795.74 \text{ daN} > V_{sd} = 2357.09 \text{ daN}$...condition vérifiée !

Tableau III. 8: vérification de la flèche de poutre terrasse

Elément	Profilé	Classe de profilé	qu (daN/m)	M_{sd} (daN.m)	$M_{cr,d}$ (daN.m)	V_{sd} (daN)	$V_{pl,rd}$ (daN)	$0.5V_{pl,rd}$ (daN)
poutre terrasse	IPE 300	1	889.335	3123.15	15710	2357.09	25591.48	12795.74

L'IPE300 est entièrement conforme aux normes du CCM97 concernant la vérification de la flèche, la vérification du moment de flexion et le contrôle au cisaillement

III.1.2.2 Pour Etage Courant

Tableau III. 5: vérification de la flèche de la poutre courant

Elément	G dan/mL	Q dan/mL	Longueur	Qs(dan/mL) Sans poids propre	Qs(dan/mL) Poids incluse	Fleche (m)	δ_{vmax}
Poutre courant	2404.08	2120	5.3	600	615.8	0.023	0.024

Tableau III. 6: caractéristique de IPE330

Profile	Poids	Section	Dimensions					
	G (kg/m)	A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	d (mm)	r (mm)
IPE 330	49.1	62.6	330	160	11.5	7.5	271	18

Caractéristiques					
I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
11770	788	804.3	153.7	13.7	3.55

Tableau III. 7: vérification des sollicitations sur poutre courant

Elément	Profilé	Classe de profilé	qu (daN/m)	M _{sd} (daN.m)	M _{cr,d} (daN.m)	V _{sd} (daN)	p _{l,rd} (daN)	0.5V _{pl,r} _d (daN)
Poutre Courant	IPE 330	1	1273.785	4472.57	20107.5	3375.53	33713.64	16856.82

III.1.2.3 Poutre principale 12 m de travée

III.1.2.3.1 Etage courant

Tableau III. 12: vérification de la flèche de poutre courant (12m)

Elément	G dan/mL	Q dan/mL	longueur	Q _s (dan/mL) Sans poids propre	Q _s (dan/mL) Poids incluse	Fleche (m)	δ _{vmax}
Solive courant	5443.2	3000	12	8443.2	8667.6	0.036	0.048

Tableau III. 13: caractéristique de IPE800

Profile	Poids	Section A (cm ²)	Dimensions					
	G (kg/m)		h (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	d (mm)	r (mm)
HEA 800	224.4	285.8	790	300	28	15	674	30

Élément	Profilé	Classe de profilé	qu (daN/m)	M _{sd} (daN.m)	M _{cr,d} (daN.m)	V _{sd} (daN)	V _{pl,rd} (daN)	0.5V _{pl,rd} (daN)
poutre courant	IPE 800	1	1260.06	22681.08	217487.5	7560.36	139718.	139718.7

III.1.2.3.2 Etage terrasse

Tableau III. 8: vérification de la flèche de poutre terrasse (12m)

Élément	G dan/mL	Q dan/mL	Longueur	Qs(dan/mL) Sans poids propre	Qs(dan/mL) Poids incluse	Fleche (m)	δ _{vmax}
Solive terrasse	5364	1800	12	7164	7353.7	0.053	0.06

Tableau III. 9: caractéristique de IPE650

Profilé	Poids (kg/m)	Section (cm ²)	Dimensions					
			h (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	d (mm)	r (mm)
HEA 650	189.7	241.6	640	300	26	13.5	534	27

Caractéristiques					
I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
175178.2	11721.3	6136.3	1204.8	26.83	6.96

Tableau III. 10: vérification des sollicitations sur poutre terrasse (12m)

Élément	Profilé	Classe de profilé	qu (daN/m)	M _{sd} (daN.m)	M _{cr,d} (daN.m)	V _{sd} (daN)	V _{pl,rd} (daN)	0.5V _{pl,rd} (daN)
poutre terrasse	HEA650	1	1063.21 5	19137.87	153407.5	6379.29	98221.71	49110.85

III.1.3 LES POTEAUX

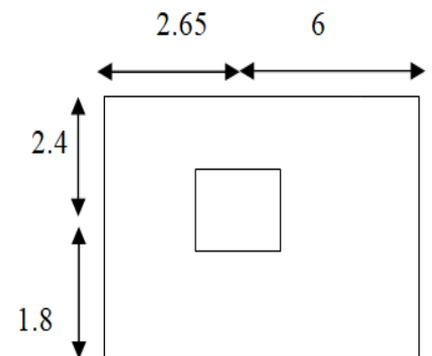
La formule ci-dessous sera utilisée pour le pré-dimensionnement.

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd}$$

On opte pour un poteau central à laquelle est associée la plus grande surface estimée, soit (8.65x4.25).

Surface reprise par le poteau

$$S = (2.4 + 1.8) \times (2.65 + 6) = 36.33m^2$$



III.1.3.1 LES CHARGEMENTS

Figure III. 2 : surface reprise par le poteau

➤ *Les charges permanentes*

$$G_T = G_{\text{Terrasse}} \times S = 431.2 \times 36.76 = 15850.912 \text{ daN} \Rightarrow G_T = 15850.912 \text{ daN}$$

$$G_{EC} = G_{EC} \times S = 431.2 \times 36.76 = 15850.91 \text{ daN} \Rightarrow G_{EC} = 15850.91 \text{ daN}$$

$$G_{\text{poutre, T}} = G_{\text{poutre, T}} \times L = 197.7 \times 12 = 2276.4 \text{ daN} \Rightarrow G_P, T = 2276.4 \text{ daN}$$

$$G_{\text{Poutre, EC}} = G_{\text{Poutre, EC}} \times L = 224.4 \times 12 = 2692.8 \text{ daN} \Rightarrow G_P, ET = 2692.8 \text{ daN}$$

$$G_{\text{Solive, T}} = G_{\text{Solive, T}} \times n_{\text{solive}} \times L = 15.8 \times 4 \times 4.8 = 303.08 \text{ daN} \Rightarrow G_S, T = 303.08 \text{ daN}$$

$$G_{\text{Solive, EC}} = G_{\text{Solive, EC}} \times n_{\text{solive}} \times L = 22.4 \times 4 \times 4.8 = 430.08 \text{ daN} \Rightarrow G_S, EC = 430.08 \text{ daN}$$

➤ *Les charges d'exploitations*

$$Q_{\text{Terrasse}} = 150 \times 36.76 = 5514 \text{ daN} \Rightarrow Q_T = 5514 \text{ daN}$$

$$Q_S = 0.4672 \times 36.76 = 17.17 \text{ KN}$$

$$Q_{EC} = 400 \times 36.76 = 14704 \text{ daN} \Rightarrow Q_{EC} = 14704 \text{ daN}$$

III.1.3.2 Section du poteau :

a. Poteaux niveau 7 (sous terrasse) :

$$N_{sd} \leq N_{pl,r}; d = \frac{A \times F_y}{\gamma M_0}$$

$$N_{sd} = 1,35 \times N_{GT} + 1,5 \times N_{QT}$$

$$N_{GT} = G_T + G_{P, T} + G_{S, T} = 18430.67 \text{ daN}$$

$$N_{sd1} = 1.35 N_G + 1.5 (N_Q + N_s) \quad ; \quad N_{QT} = 14704 \text{ daN}$$

$$N_{sd1} = 1,35 \times 18430.67 + 1,5 \times (14704 + 1717) = 49512.9045 \text{ daN} \longrightarrow N_{sd} = 49512.9045 \text{ daN.}$$

$$N_{sd2} = 1.35 N_G + 1.5 \cdot \text{MAX} (N_Q ; N_s)$$

$$N_{sd2} = 1,35 \times 18430.67 + 1,5 \times \text{MAX} (14704 ; 1717) = 46937.4045 \text{ daN}$$

Nsd=46937.4045daN.

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma M_0}{f_y} \rightarrow A \geq \frac{469374.045 \times 1.1}{275} \rightarrow A \geq 18.77 \text{ cm}^2.$$

On adopte **HEA320** \Rightarrow $A=124.4 \text{ cm}^2$, $P_p=97.6 \text{ daN /m}$

Tableau III. 11: descente des charges appliquées aux différents niveaux sur le poteau le plus sollicité

Niveau	Surface	Charge Permanent N _G (dan)	Charge D'exploitation N _G (dan)	Effort normal N _{sd} (dan)	Profile
6	36.763	18557.39	202.18	83284.36	HEA320
5	36.763	56209.1	34922	130840.785	HEA320
4	36.763	75098	49626	178396.8	HEA320
3	36.763	939875	64330	225953.625	HEA320
2	36.763	112876.8	79034	273510.18	HEA320
1	36.763	131766	93738	321066.6	HEA360
RDC	36.763	15070458	1084.42	368689.683	HEA400

b. Poteaux niveau SOUS SOL 1(en béton armée) :

$$N_{GT} = 18430.67 \text{ daN}$$

$$N_G \text{ etage} = 18557.39 \text{ daN}$$

$$N_Q \text{ terrasse} = 5514 \text{ daN}$$

$$N_Q \text{ etage} = 14704 \text{ daN}$$

$$N_{p_p} = 509.184 \text{ daN}$$

$$N_{p_{PHEA360}} = 381.14 \text{ daN} ; N_{p_{PHEA320}} = 331.84 \text{ daN}$$

$$N_{p_{PHEA400}} = 509.184 \text{ daN}$$

$$N_G = N_G \text{ terrasse} + 8 N_G \text{ etage} + 6 \times \text{Poids HEB320} + 1 \times \text{poids HEA360} + \text{poids HEA400} = 169.771 \text{ KN}$$

$$N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 8 N_Q \text{ etage} = 1084.42 \text{ KN}$$

$$N_S = 17.17 + 0 = 17.17 \text{ KN}$$

$$N_{sd1} = 1,35 \times 169771.154 + 1,5 \times (108442 + 1717) = 394429.56 \text{ daN} \rightarrow \mathbf{Nsd=394429.56 daN.}$$

$$N_{sd2} = 1.35 N_G + 1.5 \cdot \text{MAX} (N_Q ; N_s)$$

$$N_{sd2} = 1,35 \times 169771.154 + 1,5 \times \text{MAX} (108442 ; 1717) = 391854.057 \text{ daN}$$

Nsd=391854.057daN

Selon le BAEL 99 :

Suivant la loi

$$Br \geq 0.64Nu \longrightarrow Br \geq 0.64 \times 3944.3 = 2524.352 \text{ cm}^2$$

$$a = \sqrt{Br} + 2 \longrightarrow a = \sqrt{2524.352} + 2 = 52.24 \text{ cm}$$

On adopte : a=55cm

III.1.3.3 Prédimensionnement des poutres

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 25 \text{ cm : en zones IV, V et VI} \quad (\text{article 7.5.1 RPA2024 page 111}) \\ h \geq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Comme nous sommes dans V la zone on adopte :

B=45cm

H=50cm

$$h/b \leq 4.0 \longrightarrow 50/45 = 1.111 \leq 4 \text{ c.v !}$$

III.1.3.4 Vérifications à la compression

✓ *Poteau HEA400*

➤ *Classe de profilé*

- Classe de l'âme : $\frac{298}{11} = 27.09 \leq 72 \times 0.92 = 66.24$

—————> L'âme, est de classe 1

- Classe de la semelle : $\frac{150}{19} = 7.894 \leq 10 \times 0.92 = 9.2$

—————> Semelle est de classe 1

Ainsi, le profilé **HEA400** appartient à la **classe 1**

➤ **Calcul de l'effort résistant**

$$N_{sd} \leq \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \chi$$

Avec $\beta_A = 1 \Rightarrow$ classe 1

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} \leq 1$$

- $\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2 + \lambda^2)]$ avec $\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \beta_A$ $\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon$
- Déterminer l'axe faible :

$$\begin{cases} \lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0.7 \times 340}{7.34} = 32.425 \\ \lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0.7 \times 340}{16.84} = 14.133 \end{cases} \longrightarrow \lambda_z > \lambda_y$$

Le calcul se fait selon L'axe z-z

➤ Déterminer le facteur d'imperfection.

Le paramètre d'imperfection α associé à la courbe de flambement pertinente

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1.3 \text{ mm} > 1.2 \text{ mm} \\ t_f = 19 > 10 \text{ mm} \end{cases} \longrightarrow$$

Donc :

Axe (y-y) : courbe b $\rightarrow \alpha = 0,34$

Axe (z-z) : courbe c $\rightarrow \alpha = 0,49$ On

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{93.9 \times \varepsilon} = \frac{32.425}{93.9 \times 0.92} = \mathbf{0.37} \longrightarrow \bar{\lambda} = 0.37$$

$$\phi = 0.5[1 + 0.49(0.37 - 0.2 + 0.37^2)] = 0.57 \longrightarrow \phi = 0.57$$

$$\chi = \frac{1}{0.57 + [0.57^2 - 0.37^2]^{0.5}} = 0.99 \leq 1$$

$$N_{sd} = 394429.56 \text{ dan} \leq 1 \times 15900 \times \frac{275}{1.1} \times 0.99 = 3935250 \text{ dan}$$

Donc le flambement est vérifié !

✓ Poteau HEA360

✓ Classe de profilé :

- Classe de l'âme : $\frac{261}{10} = 26.1 \leq 72 \times 0.92 = 66.24$; avec $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$

→ L'âme est de classe 1

- Classe de la semelle : $\frac{c}{t_f} = \frac{150}{17.5} = 8.571 \leq 10 \times 0.92 = 9.2$

→ Semelle est de classe 1

Donc le profilé **HEA320** est de **classe 1**

➤ Calcul de l'effort résistant

Avec $\beta_A = 1 \Rightarrow$ classe 1

Déterminer l'axe faible :

$$\begin{cases} \lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0.7 \times 340}{7.43} = 32.032 \\ \lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0.7 \times 340}{15.22} = 15.637 \end{cases} \longrightarrow \lambda_z > \lambda_y$$

Le calcul est effectué en se basant sur l'axe z-z.

➤ **Déterminer le facteur d'imperfection**

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{350}{300} = 1.16mm < 1.2mm \\ tf = 17.5 > 10mm \end{cases}$$

Ainsi, les courbes de flambement prises en compte par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe a $\rightarrow \alpha = 0,21$

Axe (z-z) : courbe b $\rightarrow \alpha = 0,34$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{93.9 \times \varepsilon} = \frac{32.032}{93.9 \times 0.92} = \mathbf{0.37} \longrightarrow \bar{\lambda} = 0.37$$

$$\phi = 0.5[1 + 0.34(0.37 - 0.2) + 0.37^2] = 0.6 \longrightarrow \phi = 0.6$$

$$\chi = \frac{1}{0.59 + [0.59^2 - 0.37^2]^{0.5}} = 0.98 \leq 1$$

$$N_{sd} = 394429.56 \text{ dan} \leq 1 \times 14280 \times \frac{275}{1.1} \times 0.98 = 3498600 \text{ dan}$$

Ainsi, le flambement est vérifié !

✓ **Poteau, HEA320**

✓ **Classe de profilé**

- Classe de l'âme $\frac{225}{9} = 25 \leq 72 \times 0.92 = 66.24$

➔ L'âme est de 1

- Classe de la semelle : $\frac{150}{1.5} = 9.67 \leq 10 \times 0.92 = 9.2$

➔ Semelle est de classe 2

Ainsi, le profilé HEA320 appartient à la classe 2.

➤ **Calcul de l'effort résistant**

Déterminer l'axe faible :

$$\begin{cases} \lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0.7 \times 340}{7.49} = 31.775 \\ \lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0.7 \times 340}{13.58} = 17.525 \end{cases} \longrightarrow \lambda_z > \lambda_y$$

Le calcul est effectué en se basant sur l'axe z-z.

➤ **Déterminer le facteur d'imperfection**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{310}{300} = 1.03mm < 1.2mm \\ tf = 15.5 > 10mm \end{array} \right.$$

Axe (y-y) : courbe, $a \rightarrow \alpha = 0,21$

Axe, (z-z) : courbe $b \rightarrow \alpha = 0,34$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{93.9 \times \varepsilon} = \frac{31.755}{93.9 \times 0.92} = \mathbf{0.36} \longrightarrow \bar{\lambda} = 0.36$$

$$\phi = 0.5[1 + 0.34(0.36 - 0.2) + 0.36^2] = 0.59 \longrightarrow \phi = 0.59$$

$$\chi = \frac{1}{0.55 + [0.55^2 - 0.36^2]^{0.5}} = 0.98 \leq 1$$

$$Nsd = 394429.56dan \leq 1 \times 12440 \times \frac{275}{1.1} \times 0.98 = 3047800dan$$

Donc le flambement est vérifié !

III.1.4 ETUDE DU PLANCHER COLLABORANT

Le plancher mixte est une méthode de construction de plancher qui s'appuie sur la technique de construction mixte, car elle met en avant les caractéristiques essentielles de l'acier et du béton. En effet, l'acier est un matériau idéal pour la traction, tandis que le béton est parfaitement adapté à la compression.

La structure du plancher est constituée d'une tôle métallique qui soutient le béton supérieur, ce dernier étant reposé sur des solives qui se reposent elles-mêmes sur des poutres principales

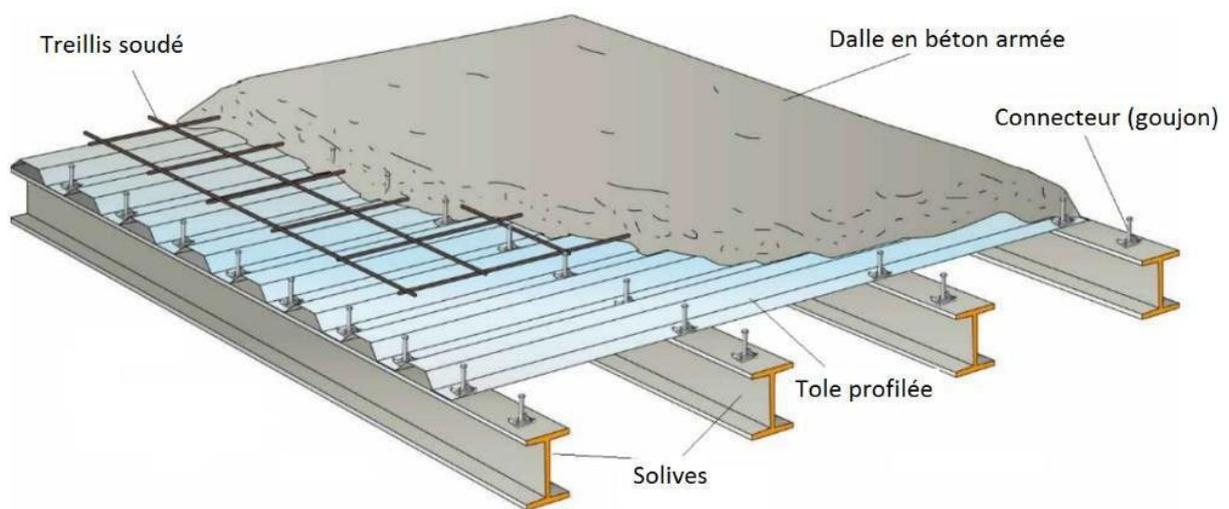


Figure III. 2 : plancher mixte acier-béton

III.1.4.1 Dalles mixtes

III.1.4.1.1 Caractéristiques de la tôle nervurée (tôle TN40)

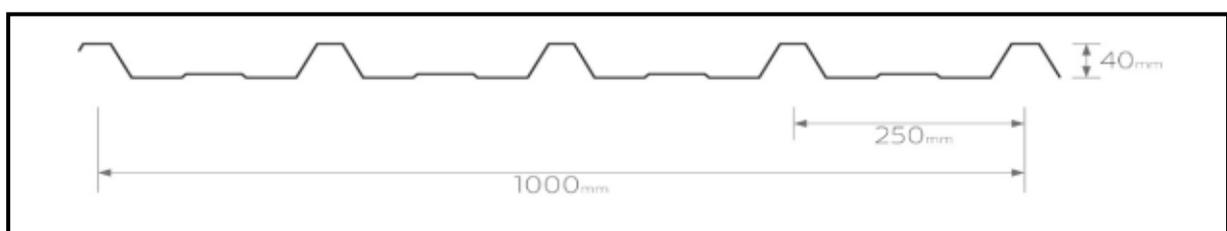


Figure III. 3:caractéristique géométrique de la tôle TN40

III.1.4.1.2 Vérification au stade montage

1. Les charges

Tableau III. 18 : les charges permanente et exploitation

G (dan/m)	Q (dan/m)	q _u (dan/m)	q _s (dan/m)
343	400	1063.05	743

➤ Vérification à l'état limite ultime

✓ Moment fléchissant sollicitant

Moment maximal en travée : $Msd = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{1063.05 \times 4.8^2}{8} \rightarrow Msd = 3061.584 \text{ dan. m}$

Moment de résistance plastique :

$MPlrd = \frac{W_{ply}}{\gamma_{mo}} \times f_y \rightarrow \frac{220.6}{1.1} \times 275 \times 10^{-1} = 5515 \text{ dan. m} \rightarrow MPlrd = 5515 \text{ dan. m}$

Mpl Rd = 55,15 KN. m > Msd = 30.61KN. m **Condition vérifiée.**

➤ Vérification à l'effort tranchant

$Av = 2850 - [(2 \times 100 \times 8.5) + (5.6 + 2(12)) \times 8.5] = 898.4 \text{ mm}^2$

$V_{pl,rd} = \frac{898.4 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 12967.28 \text{ daN}$

$Vsd = qu \times \frac{l}{2} = 3061.584 \times \frac{4.8}{2} = 7347.801 \text{ daN}$

$Vsd = 7347.801 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 12967.28 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée !}$

$0,5 \times V_{pl,rd} = 0,5 \times 12967.28 = 2898 \text{ daN} > Vsd = 7347.801 \dots \dots \text{condition vérifiée !}$

➤ Vérification à l'état limite de service

$f \leq f_{max}$ avec $f_{max} = L/250$

$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y}$ Avec $q_s = G_{Total} + Q_{Total} = 400 + 343 = 743 \text{ dan/ml}$

$f = \frac{5 \times 743 \times 4.8^4}{384 \times 2.1 \times 10^{10} \times 1.943 \times 10^{-5}} = 0.012 \text{ m} \leq \frac{4.8}{250} = 0.0192 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

III.1.4.1.3 Au stade final

➤ Charges permanentes

a. charge

Tableau III. 12 : charge permanente au stade final

Poids propre de la solive estimée	22.4
Poids de la tôle TN40	13 dan/m ²
CHAP+dalle de sol	60 dan/m ²
Plancher (12m)	300 dan/m ²
Enduit plâtre	20 dan/m ²
G_{TOTAL}	450 dan/m²

➤ **Surcharge d'exploitation**

$$Q=400\text{dan /ml}$$

✓ **Charge à l'ELS**

$$Q_s = G + Q = 850 \text{ dan/ml}$$

✓ **Charge à l'ELU**

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$Q_u = 1,35 \times 450 + 1,5 \times 400 = 1207.5 \text{ dan/ml}$$

b. Calcul de largeur efficace du béton

La largeur efficace *b_{effe}* est donnée par:

$$L_0 = L \text{ (Cas d'une poutre sur deux appuis)}$$

$$L_0 = 5.3 \text{ m}$$

$$b_{effe} = \min \left(2 \times \frac{l_0}{8}; b \right) = \min \left(2 \times \frac{530}{8}; 100 \right)$$

$$b_{effe} = 1 \text{ m.}$$

Section mixte

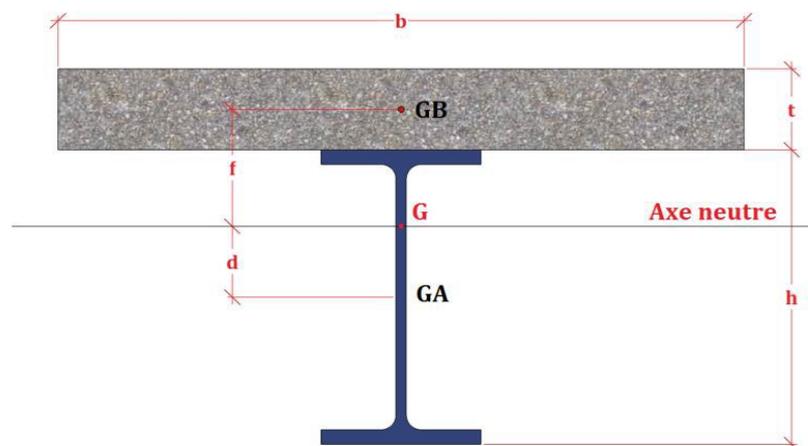


Figure III. 5: position de l'axe neutre

$S = Aa \times \frac{B}{n}$ Avec (calcul des structures métalliques selon EC3 P316)

$Aa = 28.5cm^2$ Section d'acier **IPE200**

$B = b \times t =$ Section de béton

$n = 15$: Le coefficient d'équivalence acier/ béton

$b = 100cm.$; $t = 12cm.$; $h = 30cm$

$$S = 28.5 \times \frac{100 \times 12}{15} = 108.5cm^2$$

c. La position de l'axe neutre

$$d = \frac{b.t}{n} \times \frac{t+h}{2s} = d = \frac{100 \times 12}{15} \times \frac{12+20}{2 \times 108.5} = 11.79cm$$

d. Moment d'inertie de la section mixte :(Calcul des structures métalliques selon EC3 P317)

$$I = IA + Ad^2 + \frac{bt^3}{12n} + \frac{bt}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I = 1943.2 + 28.5 \times 11.79^2 + \frac{100 \times 12^3}{12 \times 15} + \frac{100 \times 12}{15} \left(\frac{12+20}{2} - 11.79 \right)^2$$

$$I = 8282.744cm^4$$

➤ **Calcul du moment fléchissant maximal dans la section mixte**

$$Msd = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{1207.5 \times 4.8^2}{8} \rightarrow Msd = 3477.6 \text{ dan. M}$$

$$Vi = \frac{h}{2} + d \longrightarrow Vi = \frac{20}{2} + 11.79 \longrightarrow Vi = 21.79cm$$

$$Vs = \frac{h}{2} + t - d \longrightarrow Vs = \frac{20}{2} + 12 - 11.79 \longrightarrow Vs = 10.21cm$$

➤ **Moment de résistance plastique**

$$MPlrd = \frac{Wply}{\gamma_{mo}} \times fy \longrightarrow \frac{220.6}{1.1} \times 275 \times 10^{-1} = 5515 \text{ dan. m}$$

$$Mpl Rd = 55,15 \text{ KN. m} > Msd = 34,704 \text{ KN. m C.V}$$

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

$$Av = 2850 - [(2 \times 100 \times 8.5) + (5.6 + 2(12)) \times 8.5] = 898.4mm^2$$

$$Vpl,rd = \frac{898.4 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 12967.28 \text{ daN} \longrightarrow Vpl,rd = 12967.28 \text{ daN}$$

$$Vsd = qu \times \frac{l}{2} = 1207.5 \times \frac{4.8}{2} = 2898 \text{ daN} \longrightarrow Vsd = 2898 \text{ daN}$$

$Vsd = 2898 \text{ daN} < Vpl,rd = 12967.28 \text{ daN}$condition vérifiée !

$0,5 \times V_{plr}, d = 0,5 \times 12967,28 = 2898 \text{ daN} > V_{sd} = 2970,576 \dots$ condition vérifiée !

➤ **Vérification à l'état limite de service**

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \quad \text{Avec } q_s = G_{\text{Total}} + Q_{\text{Total}} = 400 + 450 = 850 \text{ dan/ml}$$

$$f = \frac{5 \times 850 \times 4,8^4}{384 \times 2,1 \times 10^{10} \times 8,282744 \times 10^{-8}} = 0,0034 \text{ m} \leq \frac{4,8}{250} = 0,0192 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

III.1.5 Etude des connecteurs

Des composants qui assurent la liaison entre la dalle de compression et les solives en acier.

Pour une poutre courbée composée d'une poutre en acier et d'une dalle en béton sans liaison entre les deux, les composants se plient de manière indépendante. Par la suite, un glissement se produira entre ces éléments. Le panneau n'apporte pas de soutien à la résistance à la flexion, le béton se fissure et se transforme en fardeau inerte. Par le voie de l'interaction entre les matériaux acier et béton, on évite les glissements et la section fonctionne en toute harmonie. Par conséquent, le béton est soumis à la compression tandis que l'acier est mis en tension. La structure est plus résistante.

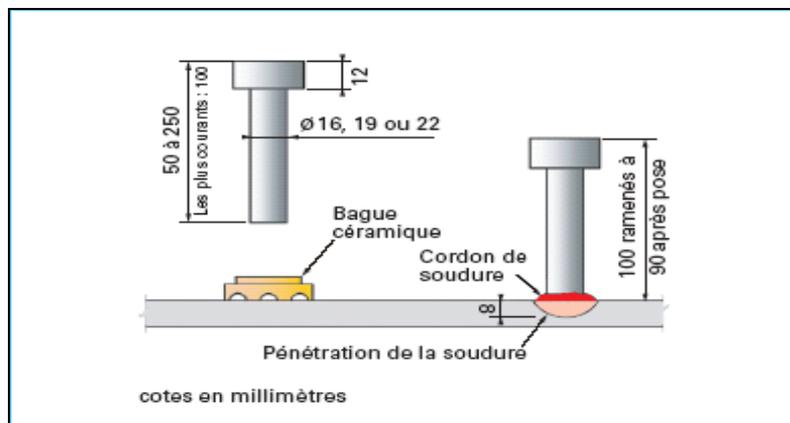


Figure III. 6 : connecteur soudée

-Les caractéristiques des connecteurs choisis sont les suivants

$d = 16 \text{ mm} ; f_y = 275 \text{ MPa}$

$h = 80 \text{ mm} ; f_u = 430 \text{ MPa}$

$f_u = 430 \text{ MPa}$

III.1.5.1 Résistance du connecteur isolé au cisaillement

$$p_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times k \times f_u \times \left(\frac{\pi d^2}{4}\right)}{\gamma_v} \\ \frac{0.29 \times k \times \alpha \times d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

$$\alpha = \begin{cases} 0.2 \left(\frac{h}{d} + 1\right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h}{d} \geq 4 \end{cases}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{19} = 4.21 \geq 4 \quad \text{donc } \alpha = 1$$

Les nervures sont orthogonales à la force de cisaillement (les solives sont perpendiculaires aux nervures de la tôle), donc le calcul se fait comme suit :

$$k = \begin{cases} 0.6 \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right) \leq 1 & \text{les nervures sont parallèle a l'effort de cisaillement} \\ \frac{0.7}{\sqrt{Nr}} \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right) \leq k_{tmax} & \text{les nervures sont } \perp \text{ a l'effort de cisaillement} \end{cases}$$

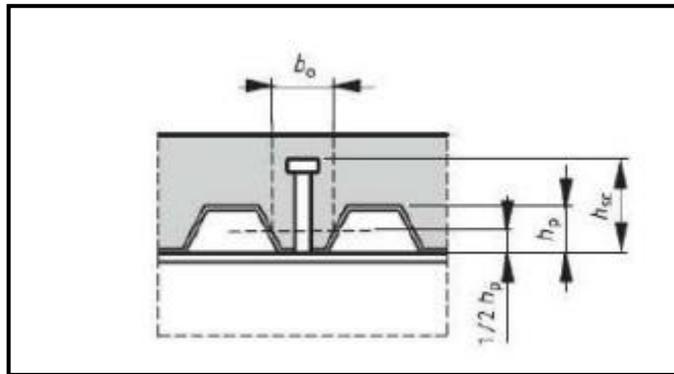


Figure III. 7 : dimension de la tôle profilée et du connecteur

$$b_0=36\text{mm} \quad ; \quad h_p=40\text{mm} \quad ; \quad h_{sc}=80\text{mm}$$

$$k = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{36}{40} \left(\frac{80}{40} - 1\right) = 0.63 \leq 0.85 \quad \text{donc } k = 0.63$$

$$p_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times 0.63 \times 430 \times \left(\frac{\pi \times 16^2}{4}\right)}{1.25} = 34841.64\text{N} \\ \frac{0.29 \times 0.63 \times 1 \times 16^2 \sqrt{30 \times 34179.55}}{1.25} = 37888.92\text{N} \end{array} \right.$$

$$\longrightarrow p_{rd} = 34841.64N$$

III.1.5.2 Nombre de connecteurs

$$n = \frac{V_l}{p_{rd}}$$

Sachant que :

$$V_l = \min[f_a; f_c]$$

Avec :

$$f_c = b_{eff} \times h_c \times \left(0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right)$$

$$f_a = \frac{f_y}{\gamma_m} \times A_a$$

$$h_c = 80mm ; f_{ck} = 30MPa ; f_y = 275MPa ; \gamma_c = 1.5 ; \gamma_m = 1.1$$

$$A_a = \text{section de profile IPE200} = 2850mm^2$$

$$f_c = 1000 \times 80 \times \left(0.85 \times \frac{30}{1.5}\right) = 1360000N$$

$$f_a = \frac{275}{1.1} \times 2850 = 712500N$$

$$V_l = \min[1360000; 712500] \longrightarrow V_l = 712500N$$

$$n = \frac{712500}{34841.64} = 20.45$$

On prend alors 20 connecteurs pour chaque solive

III.1.5.3 Espacement entre les connecteurs

Soit l'espacement entre les connecteurs donné par la formule suivante :

$$s = \frac{L}{n - 1}$$



Figure III. 8: espacement entre connecteurs

$$s = \frac{480}{20 - 1} = 25cm$$

Donc l'espacement entre chaque connecteur est de 25cm.

➤ **Calcul du ferrailage**

Le calcul est effectué pour une bande de 1 m de large, présentée sous la forme d'un treillis soudé.

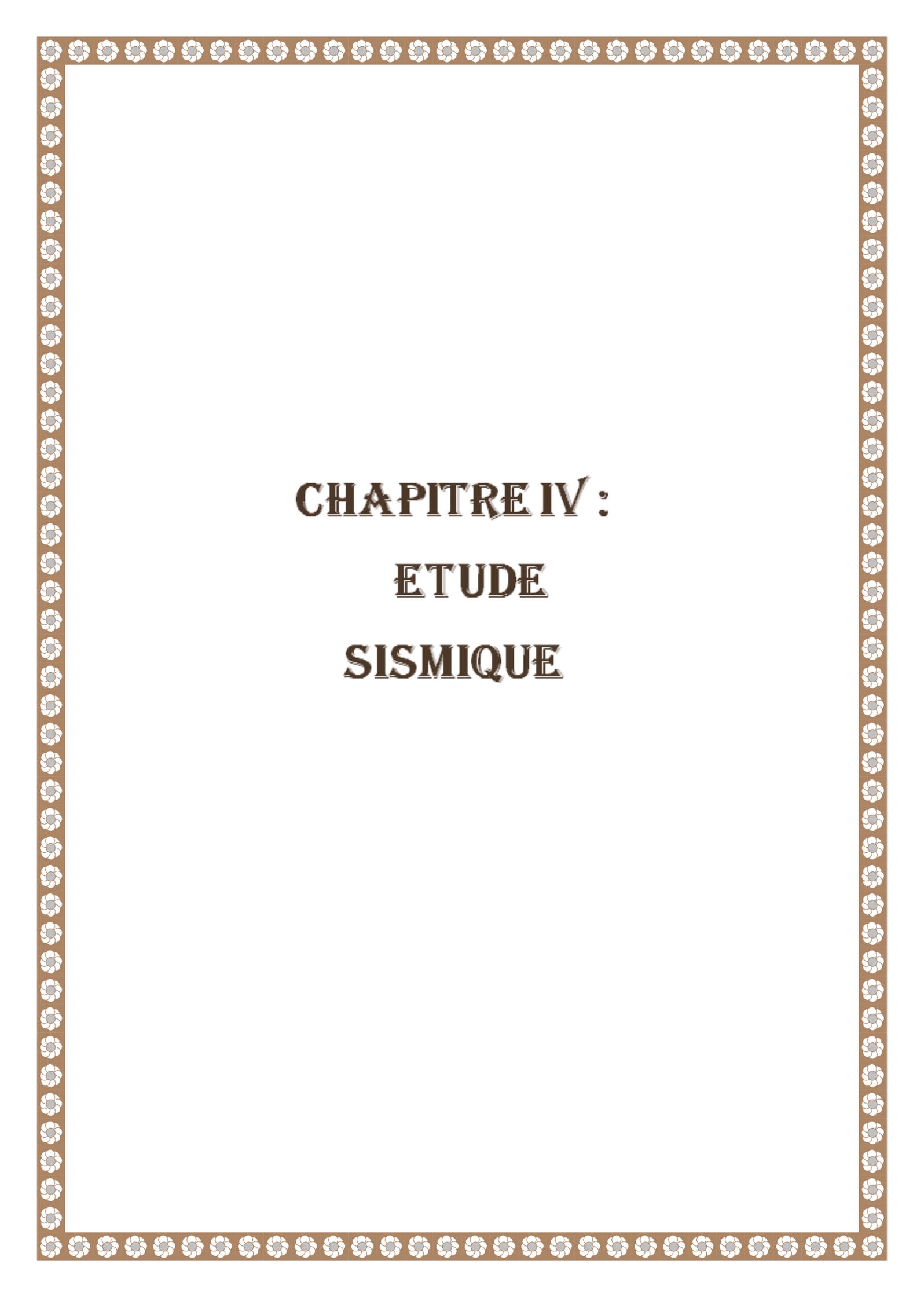
$$\rho = \frac{A_s}{b \times h} \geq 0.4\%$$

$$A_s \geq 0.004 \times b \times h$$

$$A_s \geq 0.004 \times 1000 \times 80$$

$$A_s \geq 320 \text{ mm}^2$$

On choisit $\phi 8$; maillage de 100mm $\longrightarrow A_s = 520.4 \text{ mm}^2$



CHAPITRE IV :
ETUDE
SISMIQUE

IV.1 Introduction

Notre bâtiment est classé par le RPA99 version 2003 comme suit :

- Situé en **zone de sismicité moyenne II a** (§ 3.1).
- Classé dans le groupe IB. Ouvrage de grande importance (§ 3.2).
- Implanté en **site de catégorie S3** : site meuble (§ 3.3.1).

IV.2 Principe de la méthode modale spectrale

On peut recourir à la méthode modale spectrale dans toutes les situations. Il s'agit de déterminer les fréquences naturelles de vibration de la structure et d'évaluer au maximum les effets induits par un séisme, ce dernier étant illustré par un spectre de réponse. Les modes propres sont déterminés par la masse de la structure.

IV.2.1 Spectre de réponse, de calcul

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} \left\{ 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(1.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{2/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Le logiciel ROBOT nous donne spectre de réponse de calcul, inclut les caractéristiques géométriques et massiques de l'edifice selon :

- Site en **zone II a** (sismicité moyenne).
- Bâtiment classé dans le **groupe IB**. (Ouvrages de grande importance).
- **Site classé dans la catégorie S3** (site meuble).
- $\xi = 5\%$.
- $R_x = 3$; $R_y = 4$
- Facteur de la qualité de la structure (suivant les deux sens) : $O_x = O_y = 1,20$

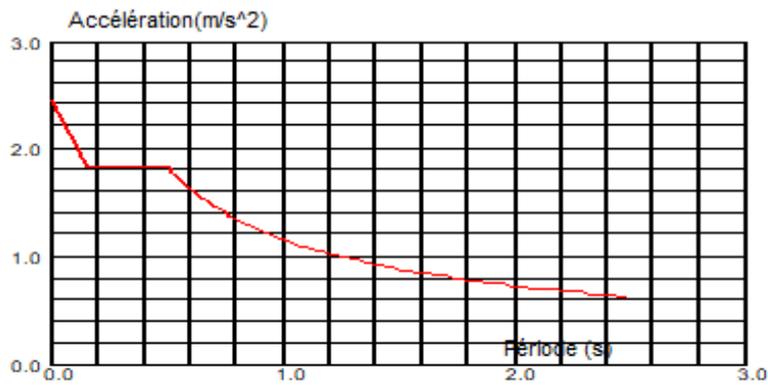


Figure IV. 1 : spectre de réponse suivant le sens transversal X-X

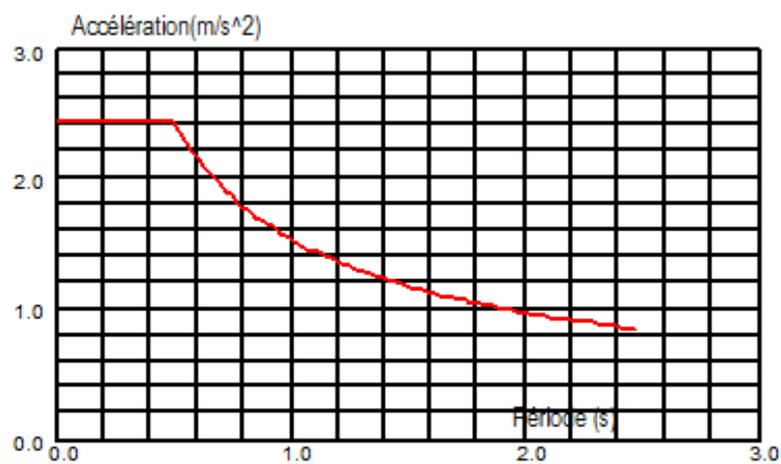


Figure IV. 2: section de réponse suivant le sens transversal Y-Y

IV.2.2 Calcul de force sismique totale

La force sismique totale, notée V, est exprimée de la manière suivante

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

✓ $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone II a} \\ \text{groupe d'usage IB} \end{array} \right. \longrightarrow A=0,20$

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Vu que le site est de catégorie $S_3 \longrightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15S \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$

➤ $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\epsilon}} \geq 0.7$

{ pourtique en acier
{ remplissage dense $\longrightarrow \epsilon = 5\%$ Donc $\eta = 1$

$T = Ct \times H_N^{3/4}$ (RPA 99 version 2003, § 4.2.4)

➤ $h_N = 31.28 \text{ m}$

➤ $CT = 0,085$

$\longrightarrow T = 0.085 \times 31.28^{\frac{3}{4}} \longrightarrow T = 1.12$ Soit $T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s}$

On peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 \frac{hN}{\sqrt{D}}$$

➤ Selon le sens X $\Rightarrow D = 21.4\text{m}$; et le sens Y $\Rightarrow D=21.9\text{m} \Rightarrow T_x = 0.6\text{s} ; T_y = 0.61\text{s}$

➤ $T_{x,maj} = 1.3 * 0.6 = 0.78\text{s} ; T_{y,maj} = 1.3 * 0.63 = 0.79\text{s}$

➤ $0,5 \text{ s} \leq T_x \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_x = 1.86$

➤ $T_y = \min (0,64 ; 0.63) = 0,63 \text{ sec}$

➤ $0,5 \text{ s} \leq T_y \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_y = 1.84$

✓ Ossature contreventée par palées triangulaire (V) $R_x = 3$

✓ Mixte portique /palées triangulées en X..... $R_y = 4$

➤ $Q = 1 + \sum_1^5 p_q$

Tableau IV.1: Valeur de la pénalité P_q selon le critère de qualité suivant les deux sens

Critère de qualité	Valeur p_q	
	p_{qx}	p_{qy}
1- Condition minimale de files de contreventement	0	0
2- Redondance en plan	0	0
3- Régularité en plan	0	0
4- Régularité en élévation	0.05	0.05
5- Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
TOTAL	0.2	0.2.

NB : Dans les deux directions cette valeur est la même ($Q = Q_x = Q_y = 1,2$).

IV.3 Vérifications des résultats obtenus (Structure sans contreventements)

Selon le RPA99 version 2003, une fois les valeurs trouvées, il y a lieu de procéder à des vérifications.

Tableau IV.2: synthèse des valeurs

Paramètres	Suivant le sens	
	Longitudinal X	Transversal Y
A	0.2	0.2
D	1.86	1.84
Q	1.2	1.2
R	3	4
W (kN)	23113,40	23113,40
V(KN)	3439.27	2551.72

Ces valeurs, une fois calculées, doivent satisfaire la condition : $Vt \geq 0,8 V$

IV.4 Vérifications des résultats obtenus (Structure avec contreventements)

Selon le RPA99 version 2003, une fois les valeurs trouvées, il y a lieu de procéder à des vérifications.

IV.4.1 Résultantes des forces sismiques

• $V_x = 3439.27 \text{ KN}$ soit $V_x = 0,8 \times 3439.27 \text{ KN}$
 $V_x = 2751.41 \text{ KN}$
 On d'après les résultats du logiciel ROBOT
 On a : $F_1 = V_{tx} = 2817,35 \text{ KN}$

$V_x = \frac{0,8 \times V_x}{V_{tx}} = \frac{0,8 \times 3439,27}{2817,35} = 0,97$

→ **La condition $V_{tx} \geq 0,8V_x$
Est satisfaite**

• $V_y = 2551.72 \text{ KN}$ soit $V_y = 0,8 \times 2551.72 \text{ KN}$
 $V_y = 2041.37 \text{ KN}$
 On d'après les résultats du logiciel ROBOT
 on a : $F_1 = V_{tx} = 2093,27 \text{ KN}$

$V_x = \frac{0,8 \times V_y}{V_{ty}} = \frac{0,8 \times 2551,72}{2093,27} = 0,97$

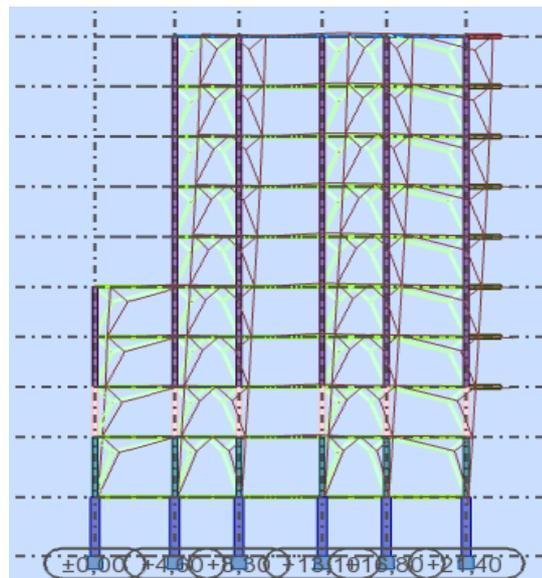
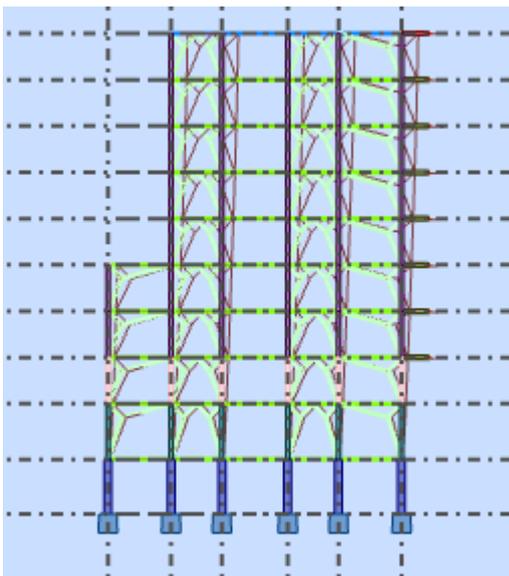
→ **La condition $V_{tx} \geq 0,8V_x$
Est satisfaite**

IV.4.2 Nombre des modes de vibrations à considérer

➤ **Les formes modales**

Mode (01)

Mode (02)



Mode (03)

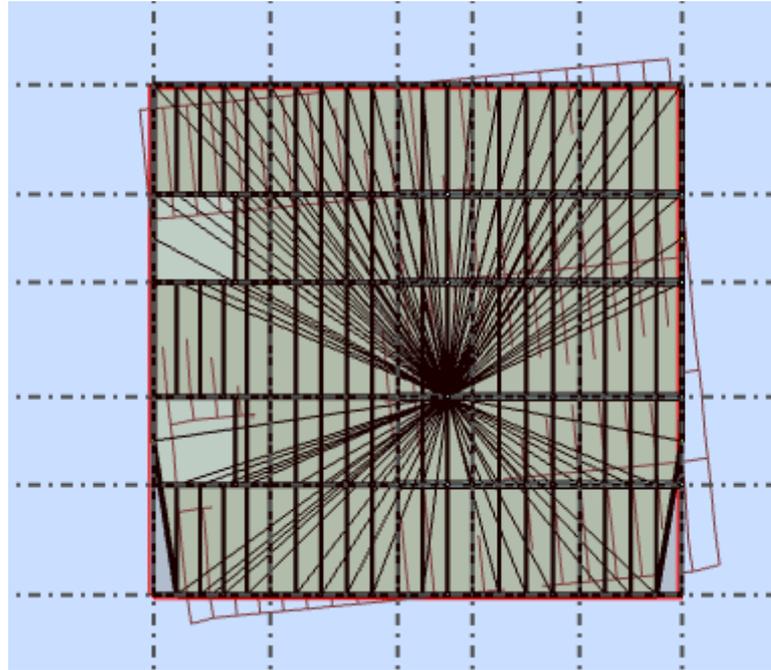


Tableau IV. 3: période et pourcentage de participation de masse (structure avec contreventement)

Mode	Période	Masses cumulées (%)			Masses cumulées (%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UX
1	1.03	1,11	75,41	0	1,112	75,413	0
2	0.98	52,92	77,02	0	51,82	1,62	0
3	0,58	68,51	77,03	0	15,59	0	0
4	0,41	68,51	91,92	0	0	14,89	0
5	0,3	78,41	91,92	0	9,9	0,01	0
6	0,25	89,38	91,93	0	10,97	0	0
7	0,21	89,42	94,15	0	0,04	2,22	0
8	0,15	91,03	94,33	0	1,6	0,18	0
9	0,14	91,03	95,21	0	0,07	0,88	0
10	0,12	93,15	95,34	0	2,06	0,14	0

Remarque

Après avoir lu les données du **tableau**, il est remarquable que le taux de participation Des masses modales dépassent les **90%** dans les deux directions à partir du **6eme** mode de vibration.

Ce qui veut dire que pour donner une réponse combinée proche du comportement réel de la structure des deux blocs il suffit de prendre les **6** premiers modes sont suffisants

IV.4.3 Les résultats statiques, de chaque niveau

Elles sont présentes dans les tableaux ci-après.

Tableau IV. 4: les résultats statiques de chaque niveau

Étage	Masse (kg)	I _x (kgm ²)	I _y (kgm ²)	I _z (kgm ²)
	409213,45	18593643,2	16742899,3	35336542,4
2	311798,18	15872390,4	13185875,1	29058265,5
3	310467,99	15788633,4	13105943,4	28894576,7
4	254995,36	13193209,2	10818094	24011303,1
5	248758,17	8296452,41	10326024,9	18622477,4
6	248758,17	8296452,41	10326025,2	18622477,6
7	210298,37	5342842,77	9074945,95	14417788,7
8	214217,11	5780462,45	9533053,62	15313516,1
9	55027,67	1791991,71	167386,52	1959378,23

IV.4.1 Les efforts tranchants sismiques d'étage

Les efforts sismiques d'étage, suivant les deux directions de calcul longitudinal (x) et Transversal (y), sont donnés par le **tableau. IV** suivant

Tableau IV. 5: Efforts tranchants de chaque étage

Etage	Efforts tranchants sismique de l'étage	
	Sens longitudinal FX (total) [KN]	Sens longitudinal FY (total) [KN]
1	2383.90	2091,12
2	2174.17	1898,28
3	1951.82	1701,3
4	1715.96	1491,18
5	1520.40	1301,02
6	1278.71	1074,88
7	975.25	792,91
8	621.73	486,74
9	148	102,61

IV.5 Vérification divers

IV.5.1 Vérification de période

Nous avons : $1.3 \times T_y = 1.3 \times 1.03 = 1.34 > T_{rpa} = 1.12 \text{sec}$ \longrightarrow (Condition vérifiée)

IV.5.2 Les déplacements latéraux enter- étage

Conformément à l'article 4.2.4.4 de la RPA 2003, les résultats sont synthétisés Dans le tableau suivant

Tableau IV. 6: les déplacements résultants de la combinaison des charges

sens	Longitudinal		Transversal	
	$\delta_K(cm)$	$\Delta_K(cm)$	$\delta_K(cm)$	$\Delta_K(cm)$
1	1.6	1.6	3,9	3,9
2	2.8	1.2	5,6	1,8
3	4.1	1.3	7,3	1,7
4	5.1	1.1	9,2	1,9
5	7.4	2.2	11,3	2,1
6	9	1.7	13,3	2
7	11.4	2.4	15,1	1,9
8	13.5	2.1	16,7	1,6
9	14.8	1.3	17,4	0,7

Il est évident que les déplacements relatifs ne surpassent pas 1% de la hauteur de l'étage selon le tableau ci-dessus.

IV.5.3 Vérification stabilité eu renversement

Il se vérifie par la formule suivante :

$$\frac{\sum M_S}{\sum M_R} \geq 1.5$$

IV.5.3.1 Calcul des moments de renversement d'étages

Ils se calcul par la formule suivante :

$$M_K = M_{K+1} + V_{K+1} \times h$$

M_K : Moment fléchissant de l'étage K,

h : Hauteur d'étage, pour notre cas

Après l'application numérique on a aboutie aux résultats représentés dans le **tableau IV**

Suivant :

Tableau IV. 7: les moments de renversement de chaque étage

Niveau	Effort tranchant sismique		Moment de renversement	
	Sens longitudinal x	Sens Transversal y		
31.28	148	102.61	4629.44	3209.64
27.88	473.73	384.13	13207.59	10709.54
24.48	353.52	306.17	8654.17	7495.04
21.08	303.46	281.97	6396.93	5943.92
17.68	241.69	226.14	4273.08	3998.15
14.28	195.56	190.16	2792.59	2715.48
10.88	235.86	210.12	2566.15	2143.14
7.48	222.35	196.98	1663.18	1473.41
4.08	209.73	192.91	566.69	787.07

IV.5.3.2 Calcul des moments de stabilisant d'étages

La formule suivante est utilisée pour les calculer :

$$M_{sx} = y_G \times W_i \quad ; \quad M_{sy} = X_G \times W_i$$

Tableau IV. 8 : les moments de stabilisant longitudinal et transversal

W(KN)	y_G	$M_{sx}(KN.m)$	$X_G(KN.m)$	M_{sy}
4092.13	13.71	56103.10	2.34	9575.58
3117.98	15.44	48141.61	10.94	34110.7
3104.67	15.21	47222.03	10.65	33064.73
2549.95	14	35699.3	11.39	29043.93
2487.58	14	34825.12	11.39	34826.12
2487.58	10.38	25821.08	10.22	25821.08
2102.98	11.6	24394.57	11.28	23721.61
2142.17	11.6	24849.17	11.28	24849.14
550.76	10.6	5838.05	9.79	5838.05

Donc : $\sum M_{Rx} = 44749.82KN.M$; $\sum M_{Ry} = 38475.39KN.M$

$\sum M_{Sx} = 302894.03KN.M$; $\sum M_{Sy} = 220850.94KN.M$

$$\frac{\sum M_{Sx}}{\sum M_{Rx}} = 6.76 \geq 1.5 \quad \text{vérifie}$$

$$\frac{\sum M_{Sy}}{\sum M_{Ry}} = 5.74 \geq 1.5 \quad \text{vérifie}$$

IV.5.4 Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ

On peut négliger les effets du deuxième ordre (ou l'effet P-Δ) pour les bâtiments si la condition suivante est respectée à tous les étages :

$$\theta = \frac{p_k \cdot \Delta_k}{v_k \cdot h_k} \leq 0.1$$

Avec :

$$p_k = \sum_{i=k}^n WGi + \beta Wqi$$

Direction X

Tableau IV. 9: vérification de l'effet p-Δ dans le sens X

Eta ge	w	p_k	$V_{K(x)}$	h_K	$\Delta_{K(x)}$	θ_x	observation
1	4092.1345	32370.43	2383.90	4	0.016	0.054	Vérifiée
2	3117.9818	25653.37	2174.17	4.08	0.012	0.034	Vérifiée
3	3104.6799	37213.89	1951.82	3.4	0.013	0.072	Vérifiée
4	2549.9536	17033.04	1715.96	3.4	0.011	0.032	Vérifiée
5	2487.5817	13482.92	1520.40	3.4	0.022	0.057	Vérifiée
6	248758,17	10041.20	1278.71	3.4	0.017	0.039	Vérifiée
7	210298,37	6604.42	975.25	3.4	0.024	0.047	Vérifiée
8	214217,11	3689.94	621.73	3.4	0.021	0.023	Vérifiée
9	55027,67	576.67	148	3.4	0.013	0.01	Vérifiée

Direction-Y

Tableau IV.10: vérification de l'effet p-Δ dans le sens Y

Etage	w	p_k	$V_{K(x)}$	h_K	$\Delta_{K(x)}$	θ_x	observation
1	4060.05	32370.43	2091,12	4	0.039	0.1	Vérifiée
2	3088.81	25653.37	1898,28	4.08	0.018	0.06	Vérifiée
3	3075.37	37213.89	1701,3	3.4	0.017	0.1	Vérifiée
4	2520.64	17033.04	1491,18	3.4	0.019	0.06	Vérifiée
5	2466.05	13482.92	1301,02	3.4	0.021	0.06	Vérifiée
6	2466.05	10041.20	1074,88	3.4	0.02	0.05	Vérifiée
7	2083.62	6604.42	792,91	3.4	0.019	0.04	Vérifiée
8	2122.81	3689.94	486,74	3.4	0.016	0.03	Vérifiée
9	534.66	576.67	102,61	3.4	0.0007	0.001	Vérifiée

Il n'est pas nécessaire de faire des calculs du 2ème ordre car la condition $\theta_k \leq 0,10$ est vérifiée dans les deux sens (x-x) et (y-y). Notre structure est rigide et donc du 1er ordre.

IV.6 Selon RPA 2024

A=0.25 (zone V et groupe d'usage IB).

R_x= 4.5

R_y= 3.5

Paramètres définissant les valeurs des spectres de réponse

S₁=1.3, I=1,2

Site meuble (S3) donc les valeurs des périodes caractéristiques sont :

T₁= 0.15s, T₂= 0.60s, T₃= 2.00s.

- Période fondamentale de la structure

$$T_{\text{empirique}} = C_{Tx} h_N^{3/4} = 0.085 \times 31.28^{3/4} = 1.12s$$

$$T_{\text{calculé}} = 2\sqrt{\delta_N} = 1.03 s$$

$$T_{\text{calculé}} = 1.03 s < 1.3 * T_{\text{empirique}} = 1.456 s$$

Donc : T₀ = T_{calculé} = 1.03s

λ = 0.85 → T₀ = 1.03 s < 2 * T₂ = 2 * 0.6 = 1.2

$$T_2 = 0.6s < T = 1.12s < T_3 = 2.0s \Rightarrow \frac{S_{ad}}{g}(T) = A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \left[\frac{T_2}{T} \right]$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T)_X = A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] = 0.25 \times 1.2 \times 1.3 \left[2.5 * \frac{1.2}{4.5} \right] \left[\frac{0.6}{1.12} \right] = 0.139$$

$$\longrightarrow \frac{S_{ad}}{g}(T)_X = \mathbf{0.139}$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T)_Y = A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] = 0.25 \times 1.2 \times 1.3 \left[2.5 * \frac{1.2}{3.5} \right] \left[\frac{0.6}{1.12} \right] = 0.179$$

$$\longrightarrow \frac{S_{ad}}{g}(T)_Y = \mathbf{0.179}$$

- **Facteur de qualité « Q »**
- **Redondance en plan**«Observé».
- **Régularité en plan** «Observé».
- **Régularité en élévation** «Non Observé».

Donc Q_F = Q_X = Q_Y = 1 + ∑_{q=1}^{q=n} P_q = 1 + 0.2 = 1.2

✓ **Poids total de la structure « W »**

$$W=23113,40KN$$

$$V_x = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T) W = 0.139 \times 0.85 \times 23113.40 = 2730.84KN$$

$$V_y = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T) W = 0.179 \times 0.85 \times 23113.40 = 3516.70KN$$

IV.6.1 Résultantes les forces sismiques

- $V_x=2730.84KN$ soit $V_x=0,8 \times 2730.84$ KN
 $V_x=2184.67KN$
 On d’après les résultats du logiciel ROBOT on a : $F_1 = V_{tx} = 3179.09$ KN

$$V_x = \frac{0.8 \times V_x}{V_{tx}} = \frac{0.8 \times 2730.8}{3179.09} = 0.68$$
- $V_y=3516.70KN$ soit $V_y=0,8 \times 3516.70KN$
 $V_y=2543.27$ KN
 On d’après les résultats du logiciel ROBOT on a : $F_1 = V_{tx} = 3805.91KN$

$$V_x = \frac{0.8 \times V_y}{V_{ty}} = \frac{0.8 \times 3516.7}{3805.91} = 0.74$$

→ **La condition $V_{tx} \geq 0,8V_x$ Est satisfaite**
 → **La condition $V_{tx} \geq 0,8V_x$**

IV.6.2 Nombre de modes de vibrations

Tableau IV.11: période et pourcentage de participation de masse (RPA2024)

Mode	Période	Masses cumulées (%)			Masses cumulées (%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UX
1	1,06	1,18	75,43	0	1,18	75,43	0
2	1,01	53,08	77,15	0	51,89	1,71	0
3	0,6	68,65	77,15	0	15,57	0,01	0
4	0,42	68,65	92,04	0	0	14,89	0
5	0,31	78,61	92,05	0	9,96	0	0
6	0,25	89,52	92,05	0	10,91	0	0
7	0,22	89,56	94,27	0	0,03	2,22	0
8	0,15	91,15	94,46	0	1,59	0,19	0
9	0,14	91,23	95,33	0	0,08	0,87	0

IV.6.3 Vérification stabilité eu renversement

a. Calcul des moments de renversement d'étages

Tableau IV 12: les moments renversement suivant deux directions (RPA2024)

Niveau	Effort tranchant sismique		Moment de renversement	
	Sens longitudinal x	Sens Transversal y		
31.28	184,44	156,66	5769.2832	4900.3248
27.88	904,48	682,83	25216,9024	19037,3004
24.48	1462,12	1070,84	35792,6976	26214,1632
21.08	1964,77	1403,54	41417,3516	29586,6232
17.68	2362,26	1661,02	41764,7568	29366,8336
14.28	2697,21	1879,68	38516,1588	26841,8304
10.88	3075,97	2150,37	33466,5536	23396,0256
7.48	3440,84	2412,94	25737,4832	18048,7912
4.08	3804,46	2637,27	15522,1968	10760,0616

b. Calcul des moments de stabilisant d'étages :

Tableau IV 13: calcul les moments de stabilisant suivant deux direction (RPA2024)

W(KN)	y_G	$M_{sx}(KN.m)$	$X_G(KN.m)$	M_{sy}
4310.2807	13.71	59093,9484	2.34	10086,0568
3278.6124	15.44	50621,7755	10.94	35868,0197
3265.3105	15.21	49665,3727	10.65	34775,5568
2685.6164	14	37598,6296	11.39	30589,1708
2615.33,5	14	36614,69	11.39	29788,6657
2615.3305	10.38	27147,1306	10.22	26728,6777
2211.6036	11.6	25654,6018	11.28	24946,8886
2273.6287	11.6	26374,09292	11.28	25646,5317
559.5745	10.6	5931,4897	9.79	5478,23436

$$\text{Donc : } \sum M_{Rx} = 257434.101 \text{KN.M ; } \sum M_{Ry} = 183251.629 \text{KN.M}$$

$$\sum M_{Sx} = 318701.7311 \text{KN.M ; } \sum M_{Sy} = 223907.8022 \text{KN.M}$$

$$\frac{\sum M_{Sx}}{\sum M_{Rx}} = 6.76 \geq 1.5 \quad \text{vérifie}$$

$$\frac{\sum M_{Sy}}{\sum M_{Ry}} = 5.74 \geq 1.5 \quad \text{vérifie}$$

IV.6.4 Vérification de période

L'analyse sismique de la structure nous a donné la valeur de la période fondamentale

$$T_{\text{dyn}} = 1.06 \text{sec}$$

$$1.3 \times T_y = 1.3 \times 1.06 = 1.37 > T_{\text{rpa}} = 1.12 \text{sec} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

IV.6.5 Les déplacements latéraux enter- étage :

Le Déplacement limite $\bar{\Delta}_k$ est $0.01 h_k$, car notre structure c'est un bâtiment en acier

(Tableau.26, Chap. I)

Et réduits par le coefficient réducteur v , doivent respecter les limites prescrites dans RPA2024 tel que : $v_A \cdot \Delta_k \leq \bar{\Delta}_k = 0.01 h_k$, avec : $v_A = 0$.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Tableau IV.14: les déplacements résultants de la combinaison des charges

Sens	Longitudinal		Transversal		$0.01h_k$
	$\Delta_K(cm)$	$\Delta_K(X) \times \nu$ (Cm)	$\Delta_K(cm)$	$\Delta_K(y) \times \nu$ (Cm)	
Sous sol	0,6	0.3	1,8	0.9	4
RDC	0,4	0.2	0,9	0.45	4.8
1	0,5	0.25	0,9	0.45	3.4
2	0,4	0.2	0,8	0.4	3.4
3	0,8	0.4	0,8	0.4	3.4
4	0,6	0.6	0,8	0.4	3.4
5	0,8	0.4	0,8	0.4	3.4
6	0,7	0.35	0,7	0.35	3.4
7	0,5	0.25	0,3	0.15	3.4

D'après le tableau ci-dessus on observe bien que les déplacements ne dépassent pas $0.01h_k$

IV.6.6 Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ

✓ *Direction X*

Tableau IV.15 : vérification de P-Δ sens X

Eta ge	W	p_k	$V_{K(x)}$	h_K	$\Delta_{K(x)}$	θ_x	observation
1	4092.1345	32370.43	3804,46	4	0.016	0.03	Vérifiée
2	3117.9818	25653.37	3440,84	4.08	0.012	0,03	Vérifiée
3	3104.6799	37213.89	3075,97	3.4	0.013	0,02	Vérifiée
4	2549.9536	17033.04	2697,21	3.4	0.011	0,03	Vérifiée
5	2487.5817	13482.92	2362,26	3.4	0.022	0,02	Vérifiée
6	248758,17	10041.20	1964,77	3.4	0.017	0,01	Vérifiée
7	210298,37	6604.42	1462,12	3.4	0.024	0,02	Vérifiée
8	214217,11	3689.94	904,48	3.4	0.021	0,01	Vérifiée
9	55027,67	576.67	184,44	3.4	0.013	0,01	Vérifiée

✓ Direction-Y :

Tableau IV 16 : vérification de P-Δ sens Y

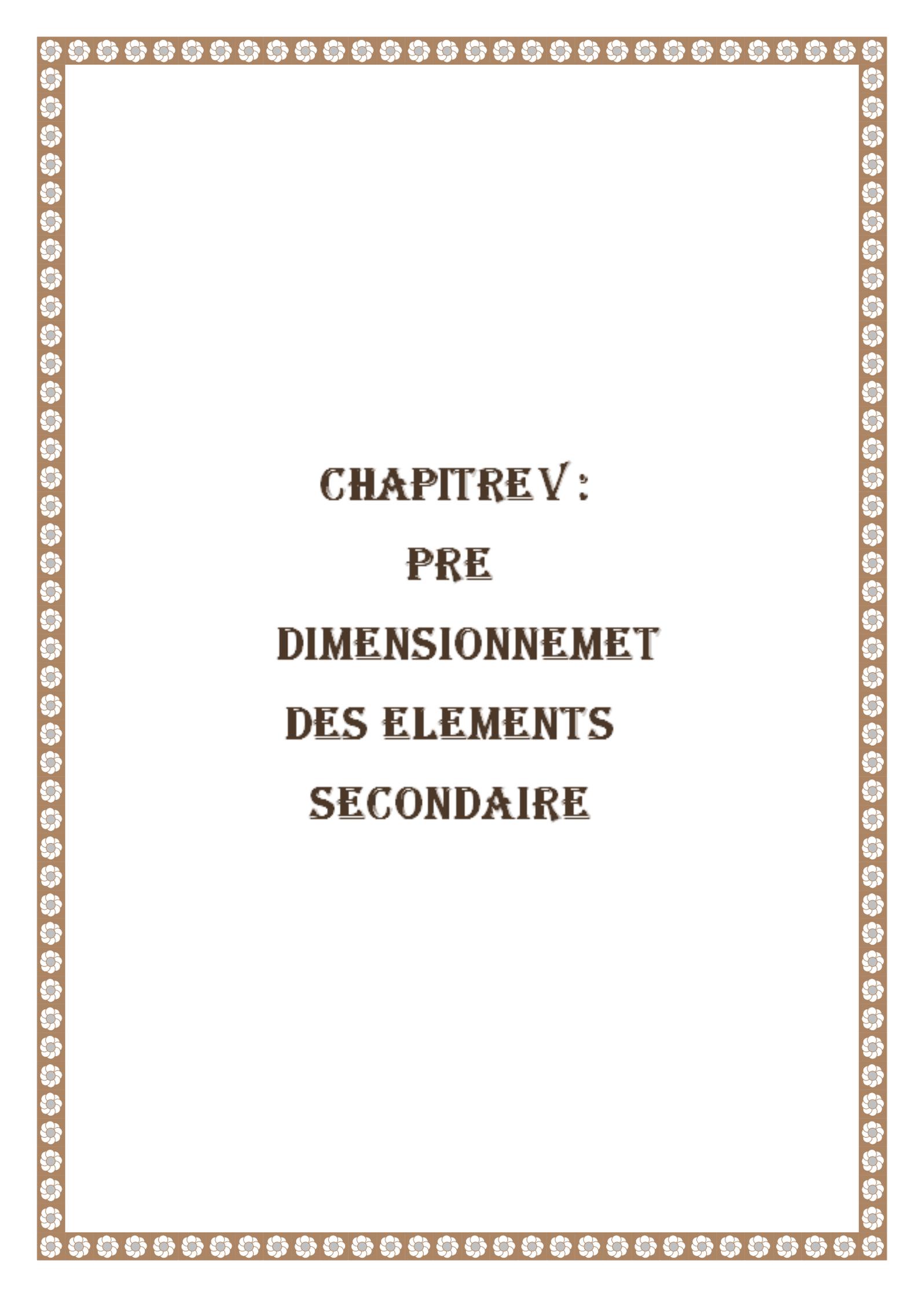
Etage	W	p_k	$V_{K(x)}$	h_K	$\Delta_{K(x)}$	θ_x	observation
1	4060.05	32370.43	2637,27	4	0.039	0.1	Vérifiée
2	3088.81	25653.37	2412,94	4.08	0.018	0,04	Vérifiée
3	3075.37	37213.89	2150,37	3.4	0.017	0,08	Vérifiée
4	2520.64	17033.04	1879,68	3.4	0.019	0,05	Vérifiée
5	2466.05	13482.92	1661,02	3.4	0.021	0,05	Vérifiée
6	2466.05	10041.20	1403,54	3.4	0.02	0,04	Vérifiée
7	2083.62	6604.42	1070,84	3.4	0.019	0,03	Vérifiée
8	2122.81	3689.94	682,83	3.4	0.016	0,02	Vérifiée
9	534.66	576.67	156,66	3.4	0.0007	0,0007	Vérifiée

La condition $\theta_k \leq 0,10$ est satisfaite dans les deux sens (x-x) et (y-y). Notre structure est rigide et donc du 1er ordre. Il n'est pas nécessaire de faire des calculs du 2ème ordre.

IV.7 Comparaison entre RPA2024 et RPA 99-2003

La mise à jour RPA 2024 représente une révision importante des règles parasismiques algériennes comparativement à la version de 2003, suite aux progrès scientifiques, aux enseignements tirés des séismes récents et à l'exigence d'améliorer la protection des structures. Tandis que le RPA 2003 a été conçu de manière rapide suite au tremblement de terre de Boumerdès, le RPA 2024 opte pour une démarche plus contemporaine et anticipative, incorporant des notions de performance et de résilience.

Parmi les modifications majeures, on observe la mise à jour du zonage sismique, fondée sur des données sismologiques récentes, ainsi que l'implémentation de l'action sismique verticale, manquante dans la version antérieure. L'ajout du déplacement du spectre a été effectué, offrant une estimation plus précise des mouvements structuraux. Le RPA 2024 inclut aussi des techniques de calcul avancées.



CHAPITRE V :
PRE
DIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS
SECONDAIRE

V.1 Dimensionnement de la l'acrotère

Un élément secondaire, qui se trouve au niveau du terrasse qui a pour but d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales et la protection du personnel d'entretien.

Le calcul se fait à la flexion composée

L'application des forces horizontales nécessite le calcul des éléments secondaires en utilisant la formule suivante.

$$F_{pk} = (AIS).C_p. \left(1 + \frac{3h_z}{H}\right). W_p$$

A=0.25 tableau (3.2) du RPA2024

I=1.20 tableau (3.10) du RPA2024

S=1.55 tableaux (3.3 et 3.4) du RPA2024

C_p=0.8 tableau (6.1) du RPA 2024

W_p : Poids de l'acrotère

$$W_p = (0.5 \times 0.1) + 0.1 \times 0.1 + 0.05 \times 0.1/2 \times 2500 = 156.25 \text{daN}$$

$$W_p = 156.25 \text{daN}$$

$$H = 31.28 \text{m}$$

$$h_z = 3.90 \text{m}$$

Application numérique :

$$F_{pk} = 79.864 \text{daN}$$

V.1.1 Calcul des sollicitations

✓ **ELU**

$$M_u = 1,5. F_p. L = 1,5. 79.864. 0,5 \longrightarrow M_u = 59.9 \text{daN.m}$$

$$N_u = 1,35. W_p = 1,35. 156.25 \longrightarrow N_u = 210.9375 \text{daN}$$

✓ **ELS**

$$M_{ser} = F_p. L = 79.864. 0,5 \longrightarrow M_{ser} = 39.932 \text{daN.m}$$

$$N_{ser} = W_p = 156.25 \text{daN} \longrightarrow N_{ser} = 156.25 \text{daN}$$

V.1.2 Calcul de ferrailage

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{59.9}{210.9375} = 0.284 \text{m}$$

$$e > \frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03\text{m}$$

Le centre de pression est situé en dehors des armatures, ce qui signifie que la section est partiellement comprimée (S.P.C). Le calcul s'effectue par flexion simple en utilisant un moment fictif ;

$$M_{uf} = N_u \left(e_0 + \frac{h}{2} - c \right) \longrightarrow \mathbf{M_{uf} = 80.156 \text{ daN.m}}$$

➤ **Section de calcul**

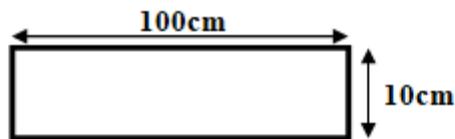


Figure V. 1 : section de calcul

✓ **Moment réduit agissant**

$$\mu_u = \frac{M_{uf}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{801560}{14,2 \cdot 1000 \cdot 80^2} = 0.00882$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu_u = 0.00882 < \mu_l = 0.186 \longrightarrow \text{on prend pivot A (A}'=0)$$

D'après les calculs on trouve :

$$\alpha = 0.079 ; \quad z = 0.896\text{m}$$

$$\text{Donc : } A_s = \frac{M_{uf}}{z \times f_{st} \times d} \longrightarrow \mathbf{A_s = 3.2\text{cm}^2}$$

Sollicitation réelle :

$$A = A_{Fs} - \frac{N_{comprimé}}{100 \times \sigma_s} = 0.32 \text{ cm}^2 \longrightarrow \mathbf{A = 0.32 \text{ cm}^2}$$

Et : A' = 0

V.1.3 Armatures en flexion composée

V.1.3.1 Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.966 \text{cm}^2 = 1 \text{cm}^2 \longrightarrow A_{\min} = 1 \text{cm}^2$$

➤ **Choix d'armatures**

On adopte les armatures

$$A = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{cm}^2/\text{ml} ; e = 15 \text{cm}$$

V.1.4 Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 0.98 \text{cm}^2 ; \text{on prend } 4\text{T}8 = 2.01 \text{cm}^2/\text{ml}$$

V.1.5 Vérification de la contrainte tangentielle

$$T_{\max} = 1.5F_p = 79.864 \times 1.5 = 119.8 \text{daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = 0.14975 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$$

Donc : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \longrightarrow$ Reprise de bétonnage nulle

Il n'est pas nécessaire d'avoir des armatures transversales.

• **Remarque :**

Nous observons que le facteur de force horizontale diminue selon le nouveau règlement ce qui diminue le ferrailage transversal mais dans notre cas nous n'avons pas eu une reprise de bétonnage

$$\frac{F_{pkRPA2003}}{F_{pkRPA2024}} = \frac{100}{79.864} \longrightarrow \text{Nous avons eu un gain de 25 pour 100}$$

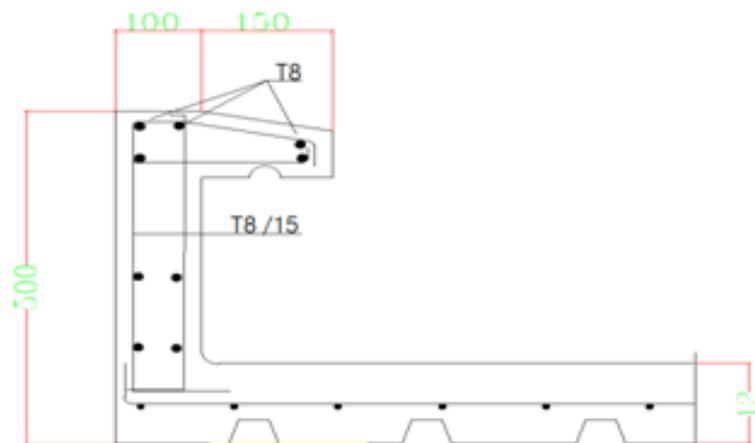


Figure V. 2: schéma de ferrailage de l'acrotère

V.2 Les escaliers

V.2.1 Définition

- ✓ **Un escalier** : Série de marches et contremarches qui permettent de relier les différents niveaux d'une construction
- ✓ **Palier** : zone plane et étendue après une suite de marches qui indique un niveau dans la fonction, permettant aux utilisateurs de faire une repos pendant leur ascension.
- ✓ **Limon** : élément métallique en pente qui porte les marches pour les limons,

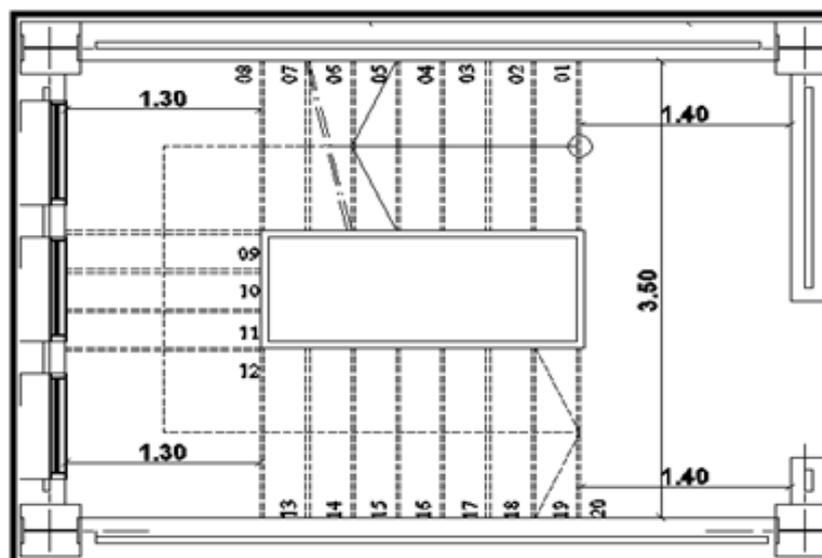


Figure V. 3: vue en plan de l'escalier

Généralement fabriqué en tôle ou en profilés

Notre escalier est réalisé en structure métallique.

On utilise la formule de **BLONDEL** pour déterminer les dimensions des marches (giron) et contre-marches.

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

- *Giron* : $22 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm} \longrightarrow g = 30 \text{ cm}$
- *Contre marche* : $14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$
- *Hauteur d'étage* : $H=3.4\text{m}$

$$59 \text{ cm} \leq (30 + 2h) \leq 66 \text{ cm} \longrightarrow 14.5 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

Donc : h =17cm

Inclinaison de la paillasse : $\tan \alpha_1 = \frac{1.36}{2.1} = 0.011$

$\longrightarrow \alpha_1 = \alpha_3 = 32.9^\circ$

- *Longueur de la paillasse* : 1.3
- **Les marches et les contres marches**

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

$$n = \frac{136}{17} = 8$$

n-1=7 marches pour la volée 1 et 3

Tableau V. 1 : composants et dimensions d'escalier

Contre marche (h)	17cm
Giron (g)	30cm
Nombre des contre marches(n)	8
Nombre des marches (m)	7

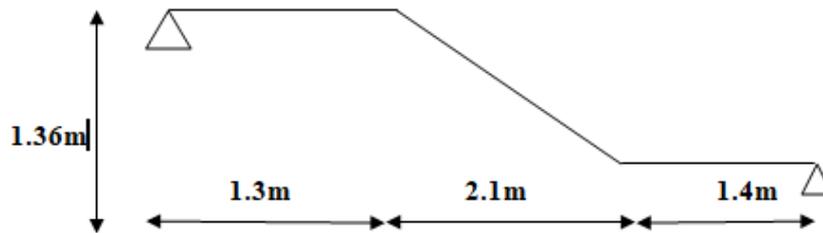


Figure V. 2 : disposition (en coupe) d'escalier

V.2.2 Dimensionnement des éléments porteurs

V.2.2.1 Conception d'une marche

- 1 : Limon UPN.
- 2 : Tôle.
- 3 : Cornière

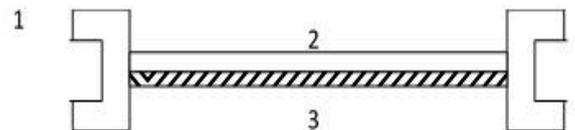


Figure V. 1:conception d'une marche

V.2.2.2 Evaluation des charges

1) Volée

Tableau V. 2 : charge de volée

Tôle (5mm)	0,45 KN/m ²
Mortier de pose (ep=2cm)	0,36 KN/m ²
Revêtement	0,132 KN/m ²
G _{total}	0.942KN/m ²

2) Palier

Tableau v. 3: charge de palier

Revêtement	0,132 KN/m ²
Mortier de pose (ep=2cm)	0,36 KN/m ²
Dalle en béton armé (ep=8cm)	2 KN/m ²
TN 40	TN 40
G _{total}	2.602KN/m

3) Charge d'exploitation Q

Tableau v. 4: charge d'exploitation

Surcharge d'exploitation	5,00 KN/m ²
--------------------------	------------------------

➤ **Combinaison**

ELU : $q_u = (0,3/2) \times [(1,35 \times 2,602) + (1,5 \times 5)] = 1,652 \text{ KN/mL}$

ELS : $q_s = (0,3/2) \times (2,602 + 5) = 1,403 \text{ KN/mL}$

V.2.3 Pré dimensionnement du Support des marches

V.2.3.1 Pré dimensionnement

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \longrightarrow I = \frac{5 \times q_s \times L^3 \times 250}{384 \times E}$$

$$I = \frac{5 \times 0,8913 \times 1300^3 \times 250}{384 \times (2,1 \times 10^5)} = 3,03 \text{ cm}^4 \quad \text{soit } I \geq 3,03 \text{ cm}^4$$

On adopte deux cornières identiques **L 40x40x5**

Tableau v. 5: caractéristique de cornière

Cornière	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	A (cm ²)	W _{el,y} (cm ³)	W _{el,z} (cm ³)
40x40x5	5.43	5.43	1.91	1.91	1.91

V.2.3.2 Classe de la cornière :

- $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$
 - $\frac{h}{d} \leq 15 \times \epsilon \quad \text{avec } \frac{40}{5} \leq 15 \times 0,92 \longrightarrow 8 < 13,8$
 - $\frac{b+d}{2t} \leq 11,5 \times \epsilon \quad \text{avec } \frac{80}{10} \leq 11,5 \times 0,92 \longrightarrow 8 < 10,58$
- } Cornière de classe 3

V.2.3.3 Vérification de la résistance

D'après le CCM97 :

$$M_{sd} \leq M_{cr,rd}$$

$$M_{cr,d} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,91 \times 103 \times 0,275 \times 10^{-6}}{1,1} = 0,4775 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = q_u \times \frac{L^2}{8} = 1,315 \times \frac{1,3^2}{8} = 0,2778 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 0.2778 < M_{cr,rd} = 0.4775 \longrightarrow$ Condition vérifiée

V.2.3.4 Vérification de l'effort tranchant

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} \leq V_{plr,d} = \frac{A_V \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

$V_{sd} = 0.85 \text{ KN}$

$A_V = 379 \text{ mm}^2$; $V_{plr,d} = 54.70 \text{ KN}$

$V_{sd} = 0.85 \text{ KN} < V_{plr,d} = 54.70 \text{ KN} \dots \dots \dots c.v!$

En guise de conclusion la cornière **L 40× 40 × 5** répond à tous les critères de la résistance et de la flèche selon CCM97. On l'opte pour les supports des marches.

V.2.4 Calcul du limon

➤ **Combinaison**

ELU : $q_u = (0,3/2) \times [(1,35 \times 0,9717) + (1,5 \times 5)] = 1.321 \text{ KN/mL}$

ELS : $q_s = (0,3/2) \times (0,9717 + 5) = 0,895 \text{ KN/mL}$

➤ **La projection 3D**

$F_Z = F \times \cos(\alpha^\circ) = 0,895 \times \cos(32.9^\circ) = 0.751 \text{ KN/mL}$

$\longrightarrow F_Z = 0.751 \text{ KN/mL}$

V.2.4.1 Vérification de la condition de flèche

$I = \frac{5 \times 0.751 \times 2500^3 \times 250}{384 \times (2,1 \times 10^5)} = 18.189 \text{ cm}^4$ soit $I \geq 18.189 \text{ cm}^4$

On adopte **IPE 80**

$I_y = 80.1 \text{ cm}^4$; $P_p = 6.0 \text{ kg/m}$

$Q_s = 6.0 + 75.1 = 87.1 \text{ daN/m}$

$f = \frac{5 \times 87.1 \times 2.5^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 80.1 \times 10^{-8}} = 0.26 \text{ cm}$

$\delta v_{max} = 250/250 = 1 \text{ cm}$

$f = 0.26 < 1 \dots \dots \dots c.v!$

ELU: $1,35 \times G_{total} + PP + 1,5 \times Q_{total}$

$1,35 \times 1.0317 + 1,5 \times 5 = 8.89 \text{ KN/m}^2$

➤ **La projection sur l'axe 3D ELU**

$F_Z = F \times \cos(\alpha^\circ) = 8.89 \times \cos(32.9^\circ) = 7.46 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow FZ = 7.46 \text{ KN/m}^2$

➤ **Vérification à l'ELU**

$M_{sd} = qu \times \frac{L^2}{8} = 5.83 \text{ KN.m}$

$M_{cr,d} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma M_0} = 57 \text{ KN.m}$

$M_{sd} = 5.83 \text{ kN.m} < M_{cr,d} = 57 \text{ kN.m} \dots \dots \dots c.v!$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$V_{sd} = 9.325 \text{ KN}$

$V_{plr,d} = 51.96 \text{ KN}$

$V_{sd} = 9.325 \text{ KN} < V_{plr,d} = 51.96 \text{ KN} \dots \dots \dots c.v!$

Le profilé IPE80 répond à tous les critères de CCM97 concernant les vérifications.

V.2.5 Dimensionnement de la poutre palière

$L = 3.50 \text{ m}$

On suppose que les 4 limons sont de même charge et longueur et on adopte **IPE 200** comme poutre d'appui.

Tableau v. 6 : caractéristique d'IPE200

	Poids (Kg/m)	Section (cm ²)	h (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	d (mm)
IPE 200	26.2	28.5	200	100	8.5	5.6	159
	r (mm)	Iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	Wply (cm ³)	Wplz (cm ³)	iy (mm)	iz (mm)
	12	1943	142.31	220.6	44.6	8.26	2.24

➤ **Charges permanentes**

Tableau v. 7: charge permanente de poutre palier

Revêtement	0,1155 KN/m
Mortier de pose (ep=2cm)	0,315 KN/m
Dalle en béton armé (ep=8cm)	1.75 KN/m
TN 40	0,096KN/m
G _{IPE200}	0.262KN/m
G _{total}	2.54KN/m

Charge d'exploitation Q

$$Q=1/2 \times 5 \times 1.75 = 4.375 \text{ KN/m} \longrightarrow Q=4.375 \text{ KN/m}$$

➤ **Charge ponctuelle**

$$G_{\text{limon}} = 0.06 + 0.9717 = 1.0317 \text{ KN}$$

$$FG_{\text{limon}} = G_{\text{limon}} \times L = 2.58 \text{ KN}$$

$$FQ_{\text{limon}} = 5 \times 2.5 \times 1.75 / 2 = 10.94 \text{ KN}$$

Tableau v. 8: charges ponctuelles et répartie

Charge ponctuelle	
ELS	13.52KN
ELU	19.893KN
Charge répartie	
ELS	6.915 KN/m
ELU	9.99KN/m

V.2.5.1 Condition de la flèche

Pour charges réparties

$$\delta v_{\text{max}} = \frac{300}{250} = 1.2 \text{ cm}$$

$$F_{\text{répartie}} = 0.33 \text{ cm}$$

$$F_{\text{concentré}} = 0.64 \text{ cm}$$

$$F = F_{repartie} + F_{concentré} = 0.97cm$$

$$f = 0.97 cm < \delta v_{max} = 1.2cm \dots \dots c.v!$$

V.2.5.2 Vérification de la condition de résistance

$$Msd = qu \times \frac{L^2}{8} \quad ; \quad qu = 9.99 KN/m^2 ; Msd = 2.11KN.m$$

$$Mcr,d = Wpl \times \frac{fy}{\gamma M0} \quad ; \quad Mcr,d = 55.15KN.m$$

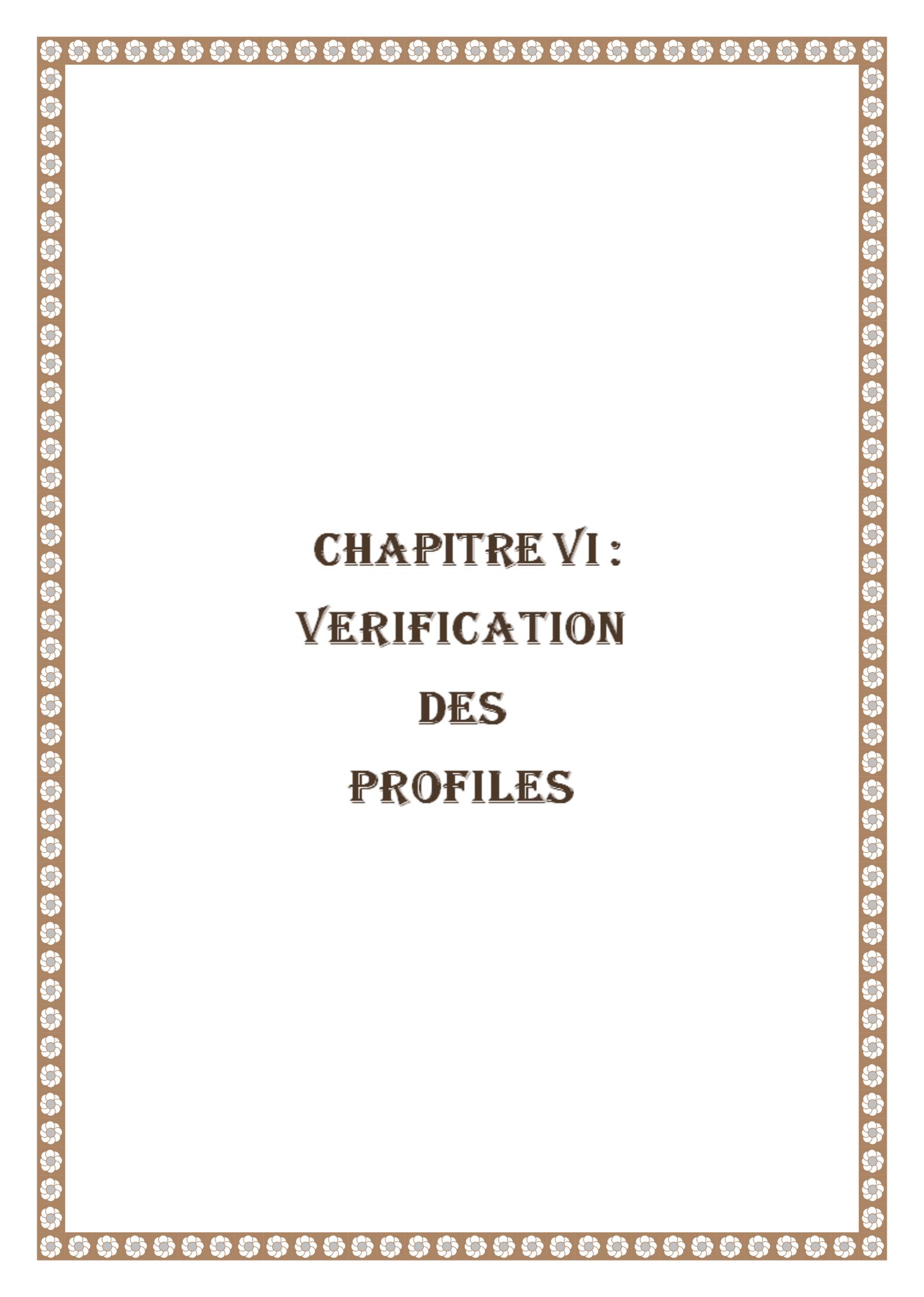
$$2.11kN.m < 55.15 kN.m \dots \dots \dots c.v!$$

Conclusion

Les escaliers se composent de plusieurs éléments il est primordial d'assurer leurs stabilités avec les vérifications ci-dessus.

Tableau v. 9: les profilés constituant l'escalier

Poutre palière	IPE200
Marches	Cornière 40x40x5
Limon	IPE80



CHAPITRE VI :
VERIFICATION
DES
PROFILES

VI.1 Introduction

Notre chapitre est dédié à la revue des profilés utilisés dans les constructions en acier, à l'examen de leur réaction dans les cas les plus dangereux qui peuvent les endommager et au si nous ne respectons pas les contraintes admissibles des matériaux. Il s'intéresse aussi à montrer le mode de calcul et de vérification utilisées dans le génie civil.

Et également constitue une technique fondamentale pour but de dimensionner sure des constructins en acier.

Nous avons deux phénomènes de stabilité qui doivent être vérifiées : **Le flambement** : concernant les barres qui sont soumises à la compression simple (flambement simple) ou bien à la compression et la flexion à la fois (flexion déviée).

Déversement : qui influe sur les pièces fléchies.

Les vérifications sont faites par logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS2016 donc nous avons eu ces résultats :

VI.2 Données de structure

VI.2.1 Caractéristique- barre

Nom de la section	Liste des barres	AX [cm ²]	AY [cm ²]	AZ [cm ²]	IX [cm ⁴]	IY [cm ⁴]	IZ [cm ⁴]
2 UPN 240	1659A1675 1677A193	84,60	48,48	47,42	39,40	7200,00	44358,81
SOLIVE TERRASSE	376 377 402A431 433	20,09	12,13	8,01	3,53	869,29	68,31
pot 1er	3A28P5 58A73P5 122A	142,76	101,01	36,86	147,00	33089,80	7886,84
pot 2-7	4A29P5 5A30P5 59A74	124,37	89,62	29,80	102,00	22928,60	6985,24
pot RDC	2A27P5 57A72P5 121A	158,98	109,68	44,36	191,00	45069,40	8563,83
pot soussol	1A26P5 56A71P5 120A	3025,00	2520,83	2520,83	1286423,12	762552,08	762552,08
ptr etage 5.3	31A35 51A55 88A283P	62,61	36,94	25,06	25,70	11766,90	788,14
ptr etage 12m	162 227 292 608 611 6	285,83	163,77	118,53	596,87	303443,00	12638,70
ptr terrasse 5.3	119 180 181 245 246 3	53,81	31,63	21,51	19,47	8356,11	603,78
ptr terrasse 12m	182 247 312 490	241,64	149,70	87,29	448,30	175178,00	11723,90
solive etage	370A372 394A401 468	28,48	17,22	11,29	6,46	1943,17	142,37

Figure VI. 1 : caractéristique-barre

VI.2.2 Chargement

Cas	Type de charge	Liste				
1:G	poids propre	1A35 51A75	Structure enti	-Z	Coef=1,00	MEMO:
1:G	(EF) surfacique uniforme	1594A1611	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-4,50	global
5:N	(EF) surfacique uniforme	1595 1596	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-0,50	global
2:Q	(EF) surfacique uniforme	1595 1596	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global
2:Q	(EF) surfacique uniforme	1594A1610P	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-4,00	global
2:Q	(EF) surfacique uniforme	1595A1609P	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,50	global
2:Q	charge uniforme	181 182 430	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global
3:v1	charge uniforme	51A55 365A3	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,00	global
3:v1	charge uniforme	1427A1431 1	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,00	global
3:v1	charge uniforme	1274A1278 1	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,00	global
3:v1	charge uniforme	1109A1113 1	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,00	global
4:v2	charge uniforme	31A35 866A8	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,00	global
4:v2	charge uniforme	721 749A751	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,00	global
4:v2	charge uniforme	603 631A633	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,00	global
4:v2	charge uniforme	97 161 162 5	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,00	global

Figure VI. 2:chargement

VI.2.3 Combinaison

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
12 (C)	1.35G+1.33 Q+	Combinaison lin	ELU	poids propre	$1*1.35+(2+5)*1.33$
13 (C)	1.35G+1.33S+V	Combinaison lin	ELU	poids propre	$1*1.35+(5+3)*1.33$
14 (C)	1.35G+1.33S+V	Combinaison lin	ELU	poids propre	$1*1.35+(5+4)*1.33$
23 (C)	ELU	Combinaison lin	ELU	permanente	$(1+1+1)*1.35+(2+2+2)*1.50$
24 (C)	ELS	Combinaison lin	ELS	permanente	$(1+2+1+2+1+2)*1.00$
37 (C)	G+psiQ	Combinaison lin	ACC	permanente	$1*1.00+2*0.30$
38 (C) (CQC)	Acc.Hor_G+psi	Combinaison lin	ACC	accidentelle	$(37+35)*1.00+36*0.30$
39 (C) (CQC)	Acc.Hor_G+psi	Combinaison lin	ACC	accidentelle	$(37+36)*1.00+35*0.30$
40 (C) (CQC)	Acc.Hor_G+psi	Combinaison lin	ACC	accidentelle	$(37+35)*1.00+36*-0.30$
41 (C) (CQC)	Acc.Hor_G+psi	Combinaison lin	ACC	accidentelle	$37*1.00+35*0.30+36*-1.00$
42 (C) (CQC)	Acc.Hor_G+psi	Combinaison lin	ACC	accidentelle	$37*1.00+35*-1.00+36*0.30$
43 (C) (CQC)	Acc.Hor_G+psi	Combinaison lin	ACC	accidentelle	$(37+36)*1.00+35*-0.30$
44 (C) (CQC)	Acc.Hor_G+psi	Combinaison lin	ACC	accidentelle	$37*1.00+35*-1.00+36*-0.30$
45 (C) (CQC)	Acc.Hor_G+psi	Combinaison lin	ACC	accidentelle	$37*1.00+35*-0.30+36*-1.00$

Figure VI. 3:les combinaisons

VI.3 Vérification des poutres

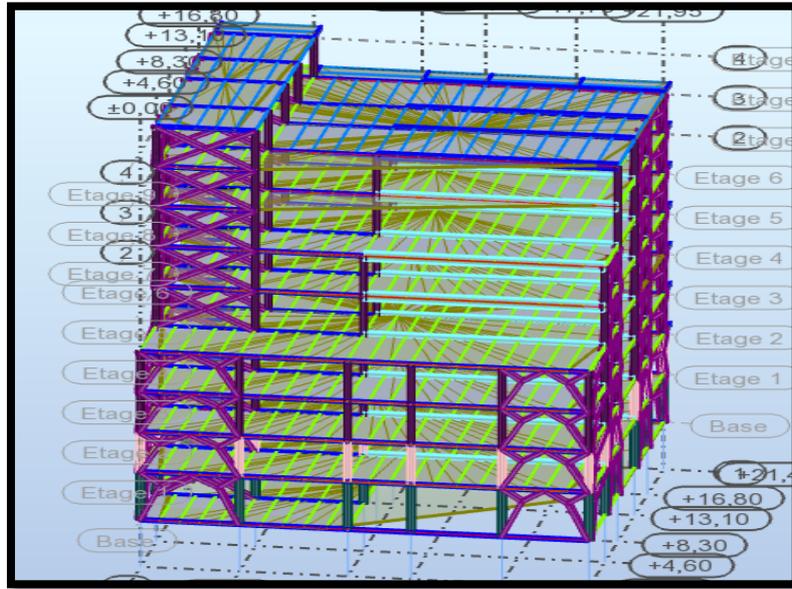


Figure VI. 5:les poutres

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)
162 Poutre 162	ptr etage 12m	ACIER E28	36.22	177.45	0.12	13 1.35G+1.33S+V	0.00	1 G	0.04	1 G
227 Poutre 227	ptr etage 12m	ACIER E28	36.22	177.45	0.32	13 1.35G+1.33S+V	0.00	1 G	0.06	1 G
292 Poutre 292	ptr etage 12m	ACIER E28	36.22	177.45	0.29	13 1.35G+1.33S+V	0.00	1 G	0.05	1 G
608 Poutre 608	ptr etage 12m	ACIER E28	36.22	177.45	0.43	13 1.35G+1.33S+V	0.00	1 G	0.08	1 G
611 Poutre 611	ptr etage 12m	ACIER E28	36.22	177.45	0.35	13 1.35G+1.33S+V	0.00	1 G	0.06	1 G
614 Poutre 614	ptr etage 12m	ACIER E28	36.22	177.45	0.32	13 1.35G+1.33S+V	0.00	1 G	0.06	1 G
720 Poutre 720	ptr etage 12m	ACIER E28	36.22	177.45	0.19	13 1.35G+1.33S+V	0.00	1 G	0.04	1 G
726 Poutre 726	ptr etage 12m	ACIER E28	36.22	177.45	0.36	13 1.35G+1.33S+V	0.00	1 G	0.07	1 G
729 Poutre 729	ptr etage 12m	ACIER E28	36.22	177.45	0.31	13 1.35G+1.33S+V	0.00	1 G	0.06	1 G
837 Poutre 837	ptr etage 12m	ACIER E28	36.22	177.45	0.18	13 1.35G+1.33S+V	0.00	1 G	0.02	1 G
843 Poutre 843	ptr etage 12m	ACIER E28	36.22	177.45	0.35	13 1.35G+1.33S+V	0.00	1 G	0.07	1 G
846 Poutre 846	ptr etage 12m	ACIER E28	36.22	177.45	0.21	13 1.35G+1.33S+V	0.00	1 G	0.02	1 G
954 Poutre 954	ptr etage 12m	ACIER E28	36.22	177.45	0.29	13 1.35G+1.33S+V	0.00	1 G	0.06	1 G
1117 Poutre 111	ptr etage 12m	ACIER E28	36.22	177.45	0.32	13 1.35G+1.33S+V	0.00	1 G	0.06	1 G
1120 Poutre 112	ptr etage 12m	ACIER E28	36.22	177.45	0.33	13 1.35G+1.33S+V	0.00	1 G	0.06	1 G
1123 Poutre 112	ptr etage 12m	ACIER E28	36.22	177.45	0.28	13 1.35G+1.33S+V	0.00	1 G	0.07	1 G
1226 Poutre 122	ptr etage 12m	ACIER E28	36.22	177.45	0.29	13 1.35G+1.33S+V	0.00	1 G	0.06	1 G
1282 Poutre 128	ptr etage 12m	ACIER E28	36.22	177.45	0.31	13 1.35G+1.33S+V	0.00	1 G	0.06	1 G
1285 Poutre 128	ptr etage 12m	ACIER E28	36.22	177.45	0.32	13 1.35G+1.33S+V	0.00	1 G	0.06	1 G
1288 Poutre 128	ptr etage 12m	ACIER E28	36.22	177.45	0.29	13 1.35G+1.33S+V	0.00	1 G	0.06	1 G
1375 Poutre 137	ptr etage 12m	ACIER E28	36.22	177.45	0.28	13 1.35G+1.33S+V	0.00	1 G	0.06	1 G
1435 Poutre 143	ptr etage 12m	ACIER E28	36.22	177.45	0.25	13 1.35G+1.33S+V	0.00	1 G	0.06	1 G
1438 Poutre 143	ptr etage 12m	ACIER E28	36.22	177.45	0.26	13 1.35G+1.33S+V	0.00	1 G	0.06	1 G
1441 Poutre 144	ptr etage 12m	ACIER E28	36.22	177.45	0.25	13 1.35G+1.33S+V	0.00	1 G	0.06	1 G
1528 Poutre 152	ptr etage 12m	ACIER E28	36.22	177.45	0.25	13 1.35G+1.33S+V	0.00	1 G	0.06	1 G
1571 Poutre 157	ptr etage 12m	ACIER E28	36.22	177.45	0.25	13 1.35G+1.33S+V	0.00	1 G	0.07	1 G

Figure VI. 4:vérification toutes les poutres

VI.4 Vérification des solives

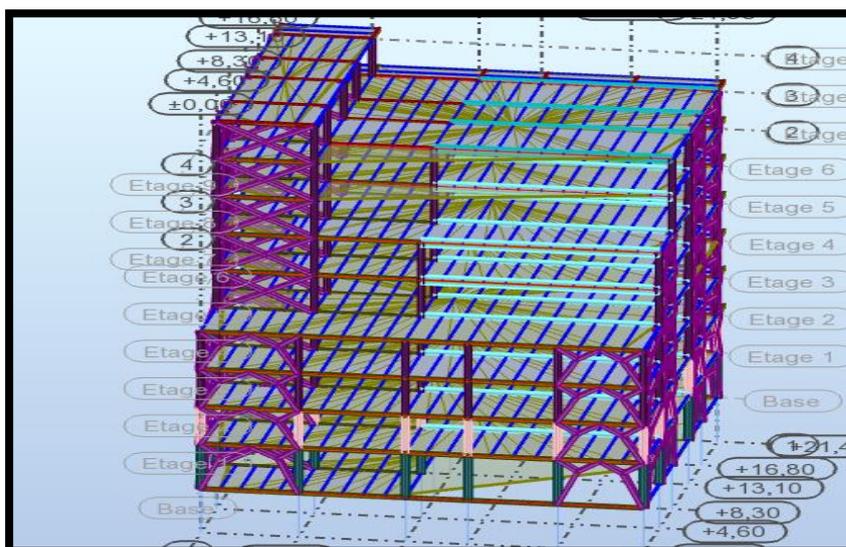


Figure VI. 6: les solives

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
595 Poutre 595	solive etage	ACIER E28	55.69	205.76	0.35	1 G
1356 Poutre 135	solive etage	ACIER E28	55.69	205.76	0.35	1 G
1579 Poutre 157	solive etage	ACIER E28	55.69	205.76	0.35	1 G
1509 Poutre 150	solive etage	ACIER E28	55.69	205.76	0.35	1 G
733 Poutre 733	solive etage	ACIER E28	58.72	216.94	0.38	1 G
850 Poutre 850	solive etage	ACIER E28	58.72	216.94	0.38	1 G
1208 Poutre 120	solive etage	ACIER E28	55.69	205.76	0.35	1 G
701 Poutre 701	solive etage	ACIER E28	55.69	205.76	0.35	1 G
1518 Poutre 151	solive etage	ACIER E28	44.80	165.50	0.41	1 G
590 Poutre 590	solive etage	ACIER E28	55.69	205.76	0.36	1 G
1510 Poutre 151	solive etage	ACIER E28	55.69	205.76	0.35	1 G
1357 Poutre 135	solive etage	ACIER E28	55.69	205.76	0.35	1 G
1589 Poutre 158	solive etage	ACIER E28	55.69	205.76	0.36	1 G
696 Poutre 696	solive etage	ACIER E28	55.69	205.76	0.36	1 G
1203 Poutre 120	solive etage	ACIER E28	55.69	205.76	0.36	1 G
1365 Poutre 136	solive etage	ACIER E28	44.80	165.50	0.39	1 G
589 Poutre 589	solive etage	ACIER E28	55.69	205.76	0.36	1 G
1587 Poutre 158	solive etage	ACIER E28	55.69	205.76	0.36	1 G
1514 Poutre 151	solive etage	ACIER E28	44.80	165.50	0.39	1 G
695 Poutre 695	solive etage	ACIER E28	55.69	205.76	0.36	1 G
1216 Poutre 121	solive etage	ACIER E28	44.80	165.50	0.37	1 G
1513 Poutre 151	solive etage	ACIER E28	44.80	165.50	0.38	1 G
1352 Poutre 135	solive etage	ACIER E28	55.69	205.76	0.36	1 G
807 Poutre 807	solive etage	ACIER E28	55.69	205.76	0.24	1 G
924 Poutre 924	solive etage	ACIER E28	55.69	205.76	0.24	1 G
1505 Poutre 150	solive etage	ACIER E28	55.69	205.76	0.36	1 G
1202 Poutre 120	solive etage	ACIER E28	55.69	205.76	0.36	1 G
1361 Poutre 136	solive etage	ACIER E28	44.80	165.50	0.37	1 G
1343 Poutre 134	solive etage	ACIER E28	55.69	205.76	0.35	1 G
1194 Poutre 119	solive etage	ACIER E28	55.69	205.76	0.35	1 G
588 Poutre 588	solive etage	ACIER E28	55.69	205.76	0.36	1 G
1360 Poutre 136	solive etage	ACIER E28	44.80	165.50	0.36	1 G
689 Poutre 689	solive etage	ACIER E28	55.69	205.76	0.23	1 G
1496 Poutre 149	solive etage	ACIER E28	55.69	205.76	0.35	1 G
694 Poutre 694	solive etage	ACIER E28	55.69	205.76	0.36	1 G
1585 Poutre 158	solive etage	ACIER E28	55.69	205.76	0.36	1 G
1212 Poutre 121	solive etage	ACIER E28	44.80	165.50	0.34	1 G
520 Poutre 520	solive etage	ACIER E28	64.17	237.07	0.37	1 G
745 Poutre 745	solive etage	ACIER E28	64.17	237.07	0.37	1 G
627 Poutre 627	solive etage	ACIER E28	64.17	237.07	0.37	1 G
1515 Poutre 151	solive etage	ACIER E28	44.80	165.50	0.33	1 G
862 Poutre 862	solive etage	ACIER E28	64.17	237.07	0.37	1 G
1211 Poutre 121	solive etage	ACIER E28	44.80	165.50	0.33	1 G
1351 Poutre 135	solive etage	ACIER E28	55.69	205.76	0.37	1 G
865 Poutre 865	solive etage	ACIER E28	51.46	190.10	0.27	1 G
630 Poutre 630	solive etage	ACIER E28	51.46	190.10	0.27	1 G
523 Poutre 523	solive etage	ACIER E28	51.46	190.10	0.27	1 G
1504 Poutre 150	solive etage	ACIER E28	55.69	205.76	0.37	1 G
583 Poutre 583	solive etage	ACIER E28	55.69	205.76	0.20	1 G
748 Poutre 748	solive etage	ACIER E28	51.46	190.10	0.27	1 G

Figure VI. 7: vérification toutes les solives

VI.5 Vérification des poteaux

VI.5.1 Poteaux RDC : HEA400

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(vx)	Cas (vx)	Ratio(vy)	Cas (vy)
2 Poteau 2	OK pot RDC	ACIER E28	24.23	55.59	0.05	13 1.35G+1.33S+V	0.01	2 Q	0.00	2 Q
7 Poteau 7	OK pot RDC	ACIER E28	24.23	55.59	0.10	13 1.35G+1.33S+V	0.01	2 Q	0.00	2 Q
12 Poteau 12	OK pot RDC	ACIER E28	24.23	55.59	0.10	13 1.35G+1.33S+V	0.01	2 Q	0.00	1 G
17 Poteau 17	OK pot RDC	ACIER E28	24.23	55.59	0.09	13 1.35G+1.33S+V	0.01	2 Q	0.01	1 G
22 Poteau 22	OK pot RDC	ACIER E28	24.23	55.59	0.09	13 1.35G+1.33S+V	0.00	2 Q	0.01	1 G
27 Poteau 27	OK pot RDC	ACIER E28	24.23	55.59	0.06	13 1.35G+1.33S+V	0.00	2 Q	0.00	2 Q
57 Poteau 57	OK pot RDC	ACIER E28	24.23	55.59	0.12	13 1.35G+1.33S+V	0.01	2 Q	0.01	1 G
62 Poteau 62	OK pot RDC	ACIER E28	24.23	55.59	0.20	13 1.35G+1.33S+V	0.01	2 Q	0.00	2 Q
67 Poteau 67	OK pot RDC	ACIER E28	24.23	55.59	0.40	13 1.35G+1.33S+V	0.01	2 Q	0.00	2 Q
72 Poteau 72	OK pot RDC	ACIER E28	24.23	55.59	0.30	13 1.35G+1.33S+V	0.03	1 G	0.01	1 G
121 Poteau 121	OK pot RDC	ACIER E28	24.23	55.59	0.18	13 1.35G+1.33S+V	0.00	2 Q	0.00	2 Q
126 Poteau 126	OK pot RDC	ACIER E28	24.23	55.59	0.25	13 1.35G+1.33S+V	0.01	2 Q	0.00	2 Q
131 Poteau 131	OK pot RDC	ACIER E28	24.23	55.59	0.54	13 1.35G+1.33S+V	0.01	2 Q	0.00	2 Q
136 Poteau 136	OK pot RDC	ACIER E28	24.23	55.59	0.38	13 1.35G+1.33S+V	0.01	2 Q	0.00	1 G
186 Poteau 186	OK pot RDC	ACIER E28	24.23	55.59	0.16	13 1.35G+1.33S+V	0.00	2 Q	0.00	1 G
191 Poteau 191	OK pot RDC	ACIER E28	24.23	55.59	0.24	13 1.35G+1.33S+V	0.01	2 Q	0.00	2 Q
196 Poteau 196	OK pot RDC	ACIER E28	24.23	55.59	0.58	13 1.35G+1.33S+V	0.01	2 Q	0.00	2 Q
201 Poteau 201	OK pot RDC	ACIER E28	24.23	55.59	0.40	13 1.35G+1.33S+V	0.01	2 Q	0.00	1 G
251 Poteau 251	OK pot RDC	ACIER E28	24.23	55.59	0.18	13 1.35G+1.33S+V	0.01	2 Q	0.00	2 Q
256 Poteau 256	OK pot RDC	ACIER E28	24.23	55.59	0.27	13 1.35G+1.33S+V	0.01	2 Q	0.00	2 Q
261 Poteau 261	OK pot RDC	ACIER E28	24.23	55.59	0.54	13 1.35G+1.33S+V	0.01	2 Q	0.00	2 Q
266 Poteau 266	OK pot RDC	ACIER E28	24.23	55.59	0.38	13 1.35G+1.33S+V	0.01	2 Q	0.00	1 G
316 Poteau 316	OK pot RDC	ACIER E28	24.23	55.59	0.22	13 1.35G+1.33S+V	0.01	2 Q	0.00	2 Q
321 Poteau 321	OK pot RDC	ACIER E28	24.23	55.59	0.36	13 1.35G+1.33S+V	0.01	2 Q	0.00	2 Q
326 Poteau 326	OK pot RDC	ACIER E28	24.23	55.59	0.29	13 1.35G+1.33S+V	0.01	2 Q	0.00	2 Q
331 Poteau 331	OK pot RDC	ACIER E28	24.23	55.59	0.28	13 1.35G+1.33S+V	0.01	2 Q	0.00	2 Q
336 Poteau 336	OK pot RDC	ACIER E28	24.23	55.59	0.29	13 1.35G+1.33S+V	0.01	2 Q	0.00	2 Q
341 Poteau 341	OK pot RDC	ACIER E28	24.23	55.59	0.22	13 1.35G+1.33S+V	0.01	2 Q	0.00	1 G

Figure VI. 8 : vérification tous les poteaux

VI.6 Vérification des contreventements

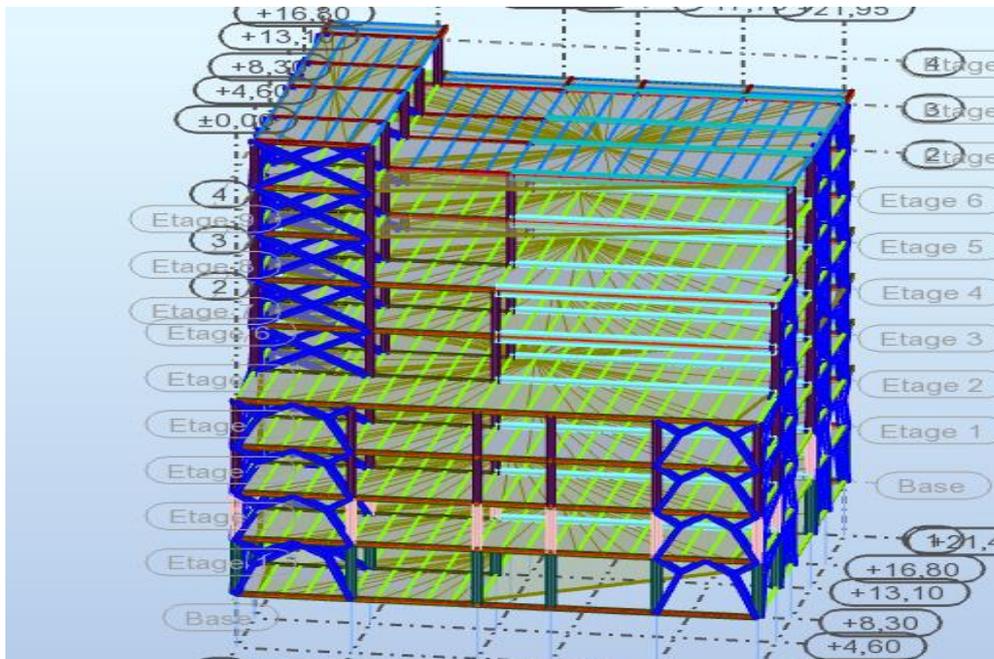


Figure VI. 9: les conrvntements

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio
1671 Poutre 167	OK 2 UPN 240	ACIER E28	15.33	6.18	0.11
1672 Poutre 167	OK 2 UPN 240	ACIER E28	40.50	16.32	0.04
1673 Poutre 167	OK 2 UPN 240	ACIER E28	35.10	14.14	0.06
1674 Poutre 167	OK 2 UPN 240	ACIER E28	40.50	16.32	0.03
1675 Poutre 167	OK 2 UPN 240	ACIER E28	15.33	6.18	0.05
1677 Poutre 167	OK 2 UPN 240	ACIER E28	40.50	16.32	0.02
1678 Poutre 167	OK 2 UPN 240	ACIER E28	15.33	6.18	0.02
1679 Poutre 167	OK 2 UPN 240	ACIER E28	28.18	11.35	0.02
1680 Poutre 168	OK 2 UPN 240	ACIER E28	35.10	14.14	0.02
1681 Poutre 168	OK 2 UPN 240	ACIER E28	15.33	6.18	0.06
1682 Poutre 168	OK 2 UPN 240	ACIER E28	40.50	16.32	0.04
1683 Poutre 168	OK 2 UPN 240	ACIER E28	28.18	11.35	0.05
1684 Poutre 168	OK 2 UPN 240	ACIER E28	14.77	5.95	0.05
1685 Poutre 168	OK 2 UPN 240	ACIER E28	14.77	5.95	0.07
1686 Poutre 168	OK 2 UPN 240	ACIER E28	14.77	5.95	0.07
1687 Poutre 168	OK 2 UPN 240	ACIER E28	14.77	5.95	0.08
1688 Poutre 168	OK 2 UPN 240	ACIER E28	27.88	11.23	0.08
1689 Poutre 168	OK 2 UPN 240	ACIER E28	27.88	11.23	0.06
1690 Poutre 169	OK 2 UPN 240	ACIER E28	14.77	5.95	0.07
1691 Poutre 169	OK 2 UPN 240	ACIER E28	14.77	5.95	0.09
1692 Poutre 169	OK 2 UPN 240	ACIER E28	34.86	14.04	0.06
1693 Poutre 169	OK 2 UPN 240	ACIER E28	14.77	5.95	0.07
1694 Poutre 169	OK 2 UPN 240	ACIER E28	14.77	5.95	0.09
1695 Poutre 169	OK 2 UPN 240	ACIER E28	34.86	14.04	0.08
1696 Poutre 169	OK 2 UPN 240	ACIER E28	14.77	5.95	0.08
1697 Poutre 169	OK 2 UPN 240	ACIER E28	14.77	5.95	0.08
1698 Poutre 169	OK 2 UPN 240	ACIER E28	14.77	5.95	0.08
1699 Poutre 169	OK 2 UPN 240	ACIER E28	14.77	5.95	0.08
1700 Poutre 170	OK 2 UPN 240	ACIER E28	27.88	11.23	0.09
1701 Poutre 170	OK 2 UPN 240	ACIER E28	27.88	11.23	0.08
1702 Poutre 170	OK 2 UPN 240	ACIER E28	14.77	5.95	0.08
1703 Poutre 170	OK 2 UPN 240	ACIER E28	14.77	5.95	0.09
1704 Poutre 170	OK 2 UPN 240	ACIER E28	34.86	14.04	0.06
1705 Poutre 170	OK 2 UPN 240	ACIER E28	14.77	5.95	0.08
1706 Poutre 170	OK 2 UPN 240	ACIER E28	14.77	5.95	0.11

Figure VI. 10: vérification tous les contervertements

VI.7 Ferrailage poteaux et poutres (sou sol)

VI.7.1 Ferrailage des poteaux

Le sous sol est bâti avec des poteaux en béton armé après le calcul de la section d'armatures le logiciel ROBOT EXPERT 2010 a refusé la section prédimensionnée 55*55 à cause de condensation d'armature nous avons décoché les carreaux de la section après le relancement de calcul il nous a proposé une section de 70*70.

2. caractéristique

Calcul de Section

1. Hypothèses

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Tableau VI. 1 : les caractéristiques

Niveau	N _{corssp}	M _Y	M _Z	Combinaison	Barre
Sous -sol	9785.14	-75.26	34.09	ELU	14
Sous -sol	1723.82	-59.44	0.91	G+psiQ	195
Sous -sol	3826.93	-69.86	6.09	G+psiQ+ex	200

Tableau VI. 2 : calcul des armatures

Niveau	Section	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix
Sous-sol	70*70	52.8	49	20HA20

➤ **Longueur de recouvrement (RPA2024)**

ZoneV → $l_r = 50\phi_{max}$

Donc : $l_r = 100cm$

➤ **Espacement verticale**

ZoneV → $s = 15cm$

VI.7.1.1 Ferrailage transversal

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_U}{h_l \cdot f_e}$$

Avec : $V_U = 136.20KN$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \cdot 3.4}{0.7} = 3.4 < 5 \rightarrow \rho_a = 3.2$$

Espacement des armatures transversales

Zone critique

ZoneV → $t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}; 10cm; 60\phi_l\right) \rightarrow t = 10cm$

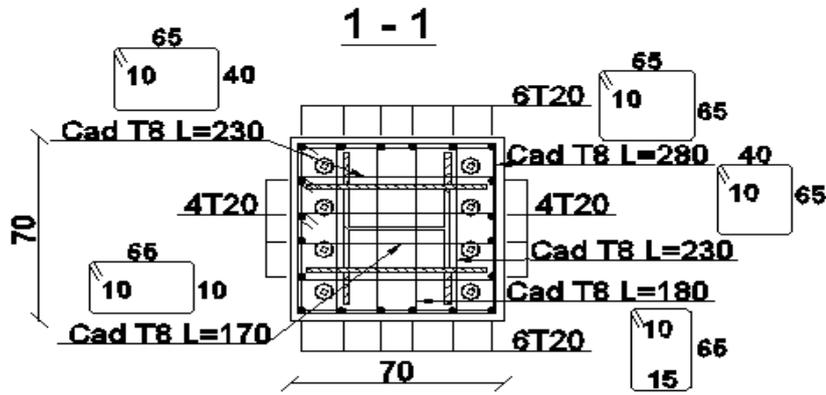


Figure VI. 11 : schéma de ferriallage de poteau

$$A_t = \frac{0.1 \times 3.2 \times 136.20}{0.7 \times 400} \times 10 = 1.56 \text{ cm}^2$$

choix: 8HA8 = 4.02 cm²

Zone courante :

$$\text{Zone V} \longrightarrow t \leq \min \left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l \right) \longrightarrow t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{0.15 \times 3.2 \times 136.20}{0.7 \times 400} \times 10 = 2.33 \text{ cm}^2$$

choix: 8HA8 = 4.02 cm²

VI.7.1.2 Vérification de l'effort normal a la compression

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.35$$

$$v = \frac{3826.92 \times 10^{-3}}{(0.7 \times 0.7) \cdot 30} = 0.26 \leq 0.35 \longrightarrow \text{c.v}$$

VI.7.1.3 Sollicitations tangentés

$$\tau_{bu} = \frac{v_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec : $\rho_d = 0.075$

$$\tau_{bu} = \frac{136.20 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.63} = 0.3 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28} = 2.25 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

VI.7.2 Ferriallage des poutres

VI.7.2.1 Les moments en travée et en appuie

Tableau VI. 3 : calculs des armatures en appuie

Combainison	M_{app}	$M_{travée}$
ELU	-168.13	24.91
ELS	-124.12	33.34
Acc	-40.5	8.74

Tableau VI. 4 : calculs des armatures en appuie

Niveau	M_{app}	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix	A_s (cm^2) adp
Sous -sol	168.13	13.9	11.25	3HA20+3HA14 (Chapeau)	14.04

Tableau VI. 5: calculs des armatures en ravée

Niveau	$M_{travé}$	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix	A_s (cm^2) adp
Sous -sol	33.34	3.5	11.25	3HA20+3HA12 (chapeau)	12.81

Vérification

$$ARP_{max} = 0.04 \times 50 \times 45 = 90(cm^2) \longrightarrow \text{(Zone courante)}$$

$$ARP_{max} = 0.06 \times 50 \times 45 = 135(cm^2) \longrightarrow \text{(Zone de recouvrement)}$$

➤ Armatures transversales

D'après le RPA2024 (art7.5.2.2)

$$A_t = 0.003 . s . b$$

Avec :

$$s = \min \left\{ \frac{h}{4} ; 17.5cm ; 6\phi_l ; 24\phi_l \right\} \longrightarrow S=15cm$$

D'après le CBA 93

$$\phi_l = \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right\} \longrightarrow \phi_l = 8mm$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025cm^2 \longrightarrow A_t = 2.025cm^2$$

Schéma de ferriallage

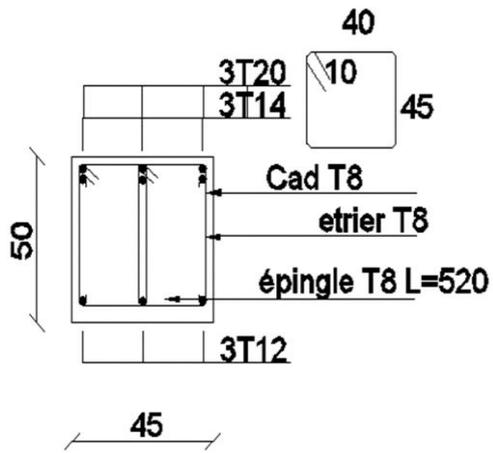


Figure VI. 12 : schéma de ferriallage de Poutre (appuie)

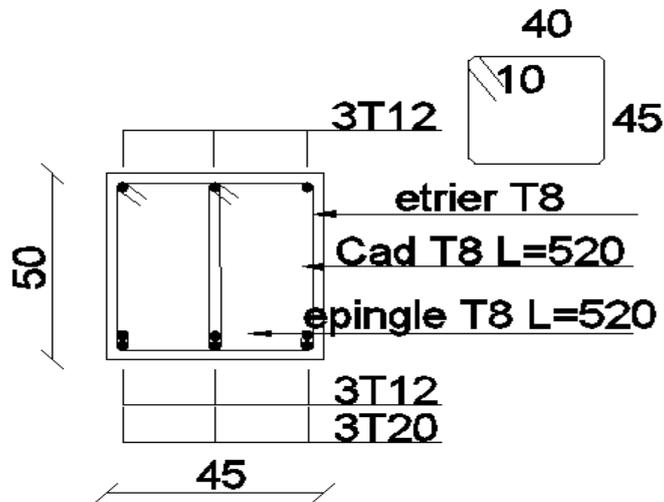
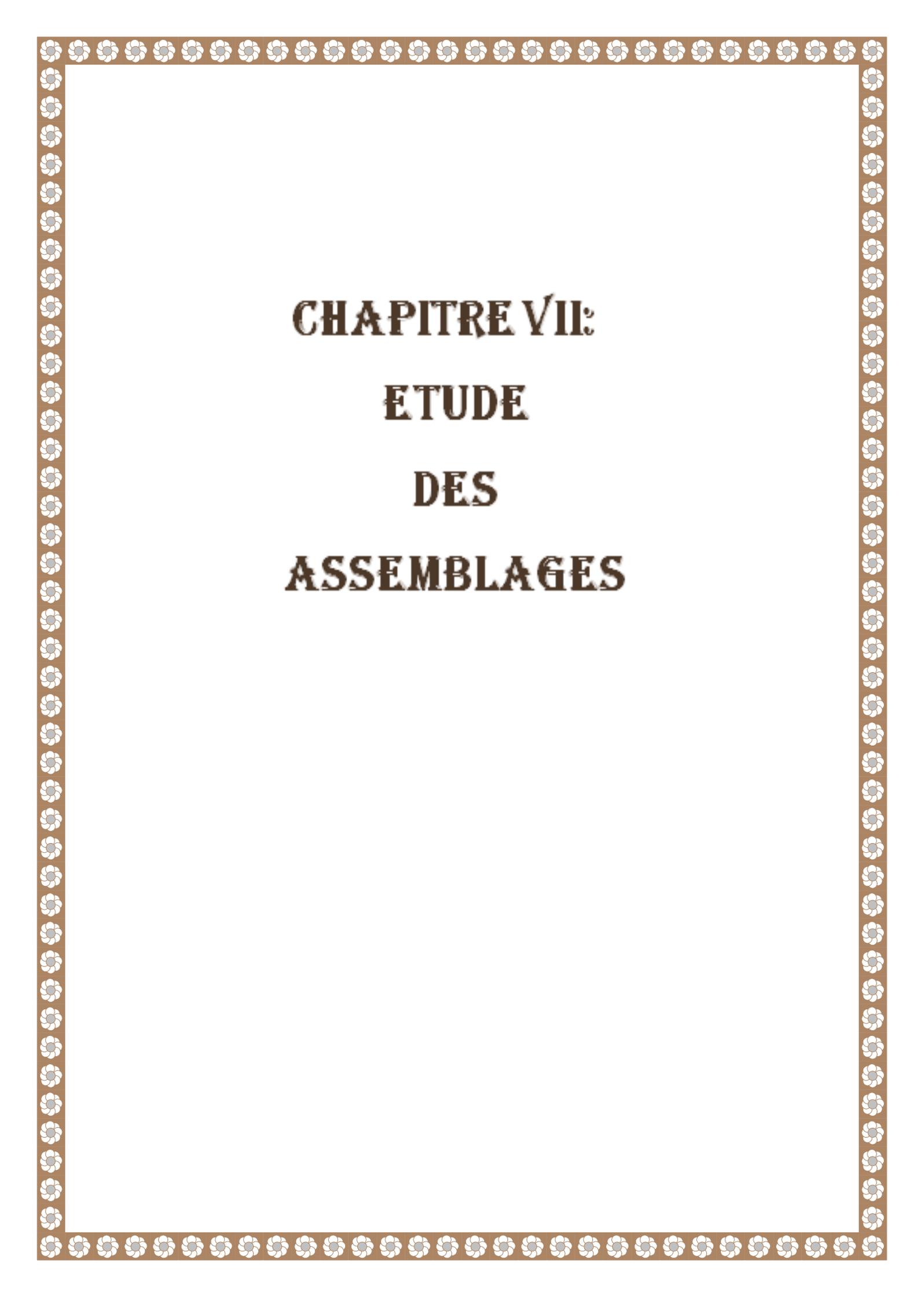


Figure VI. 13 : schéma de ferriallage de Poutre (travée)



CHAPITRE VII:
ETUDE
DES
ASSEMBLAGES

VII.1 Introduction

En construction métallique, l'élaboration et la détermination des assemblages sont tout aussi vitaux que le calcul des pièces pour garantir l'invulnérabilité de l'ouvrage. Les assemblages sont en effet des zones de transit obligatoire pour les sollicitations qui transitent les pièces porteuses. Si un assemblage défaille, tout l'équilibre structurel qui est mise en péril.

C'est un système qui connecte et renforce plusieurs composants, garantissant ainsi l'acheminement et la répartition des diverses actions entre elles, sans introduire de effets nuisibles, comme la torsion.

On distingue divers types d'assemblages :

Assemblages articulés

Assemblages rigides

Les principaux procédés d'assemblage

Le boulonnage

VII.2 Assemblage poutre (HEA800) –poutre (solive IPE200)

Diamètre de boulon 16mm

$$\left\{ \begin{array}{l} D=16\text{mm} \\ D0=18\text{mm} \quad \text{M8.8} \\ A=201\text{mm}^2 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} f_{ub} = 800\text{MPa} \\ A_S = 157\text{mm}^2 \end{array} \right.$$

L'assemblage est sollicité par ; $V_{sd} = 30\text{KN}$

VII.2.1 Distribution des boulons

Résistance au glissement d'un boulon

$$F_S = k_s \times \mu \times m \times f_p \quad \text{Avec } f_p = 0.7 \times f_u \times A_s$$

$$k_s = 1 ; \text{ section (B) } \longrightarrow \mu = 0.4$$

$$F_p = 0.7 \times 800 \times 157 = 87.92\text{KN}$$

donc: $F_s = 56.26 \text{ KN}$

$$V_{sd} \leq n \times F_s \Rightarrow n \geq \frac{V_{sd}}{F_s} = 0.53$$

➤ **Les valeurs des pinces longitudinales et transversale**

$d_0 = 18\text{mm}$; $t = 8\text{mm}$

$1.5d_0 \leq e_1 \leq \max [12t ; 150] \Rightarrow 27 \leq e_1 \leq 150$ $e_1 = 25\text{mm}$

$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max [12t ; 150] \Rightarrow 27 \leq e_1 \leq 150$ $e_2 = 48\text{mm}$

$P_1 \geq 2.2d_0 \Rightarrow P_1 \geq 39.6\text{mm}$ $P_1 = 50 \text{ mm}$

$P_2 \geq 3d_0 \Rightarrow P_2 \geq 54\text{mm}$ $P_2 = 60\text{mm}$

Poutre HEA800

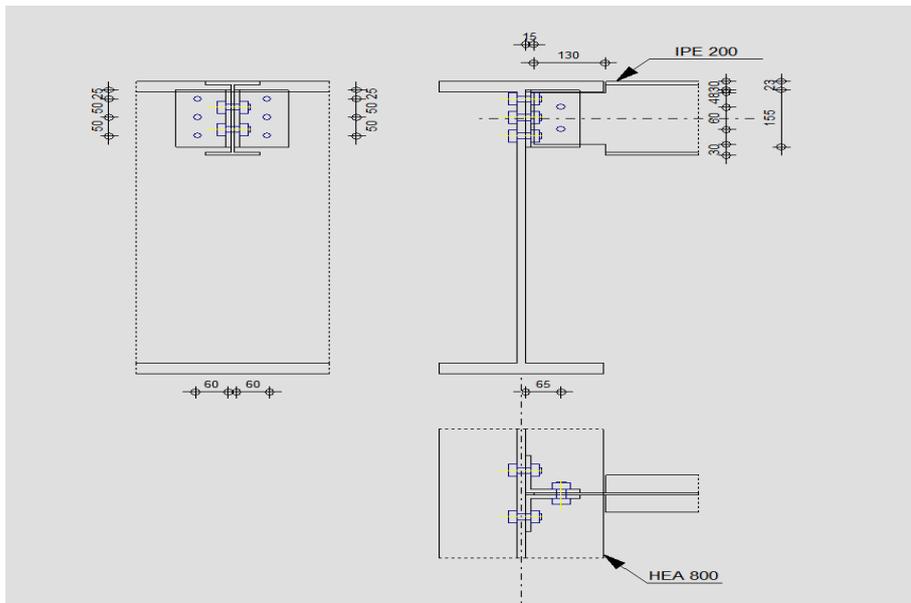
$H = 790\text{mm}$; $b = 300\text{mm}$; $t_{wc} = 15\text{mm}$; $t_{fc} = 28\text{mm}$; $f_y = 275\text{MPa}$; $f_u = 405\text{MPa}$

Poutre IPE200

$H = 200\text{mm}$; $b = 100\text{mm}$; $t_{wc} = 6\text{mm}$; $t_{fc} = 9\text{mm}$; $f_y = 275\text{MPa}$; $f_u = 405\text{MPa}$

Platine

$H = 100\text{mm}$; $b = 100\text{mm}$; $t_p = 8\text{mm}$; $f_y = 275\text{MPa}$; $f_u = 405\text{MPa}$



VII.2.2 Vérification des boulons au cisaillement

L'assemblage se fait avec des boulons de la classe 8.8.

Il faut vérifier cette condition : $\frac{V}{n} \leq F_s$ avec : $F_s = k_s \times \mu \times m \times f_p$

$$\frac{30}{3} = 10 \leq 56.26 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII.2.3 Vérification de la pression diamétrale

Il faut vérifier : $\frac{V}{n_b} \leq \frac{k1 \times \alpha_b \times d \times t \times f_u}{\gamma_{M2}}$

$$\alpha_b = \min\left(\alpha_d; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$\alpha_d = \begin{cases} \frac{e_1}{3d_0} & \text{boulons de rives} \\ \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} & \text{boulons intérieure} \end{cases}$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; 1\right) = \min(0.46; 1.23; 1) \longrightarrow \alpha_b = 0.46$$

Coefficient $k1$

$$k1 = \min\left[\left(\frac{2.8e_2}{d_0} - 1.7\right); 2.5\right] \longrightarrow k1 = 2.5$$

Donc $F_{b,rd} = 47.69KN$

$$\frac{30}{3} = 10KN \leq F_{b,rd} = 47.69KN \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

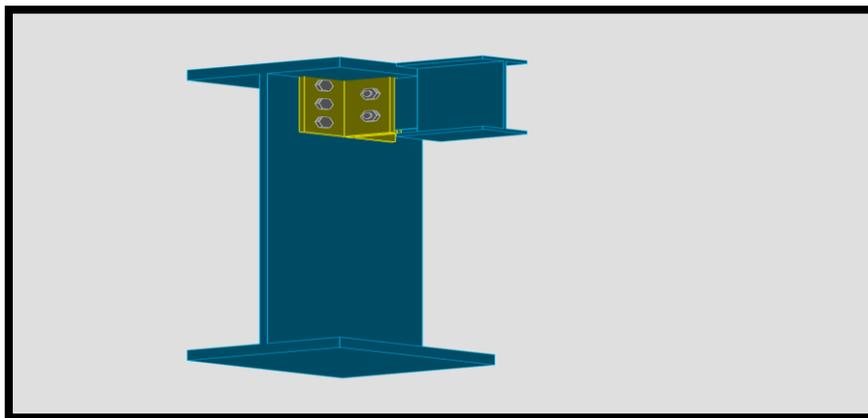


Figure VII. 1 : assemblage poutre HEA800 – poutre IPE200 (solive)

VII.3 Assemblage poteau (HEA400) –poutre (IPE330)

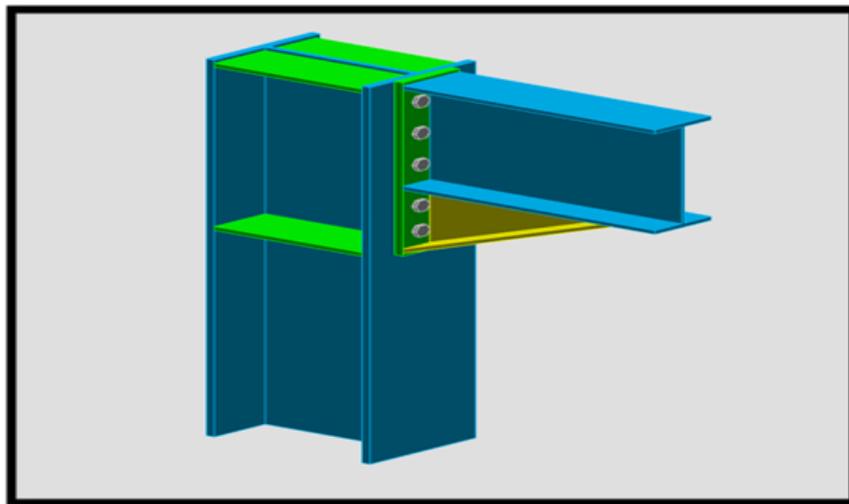
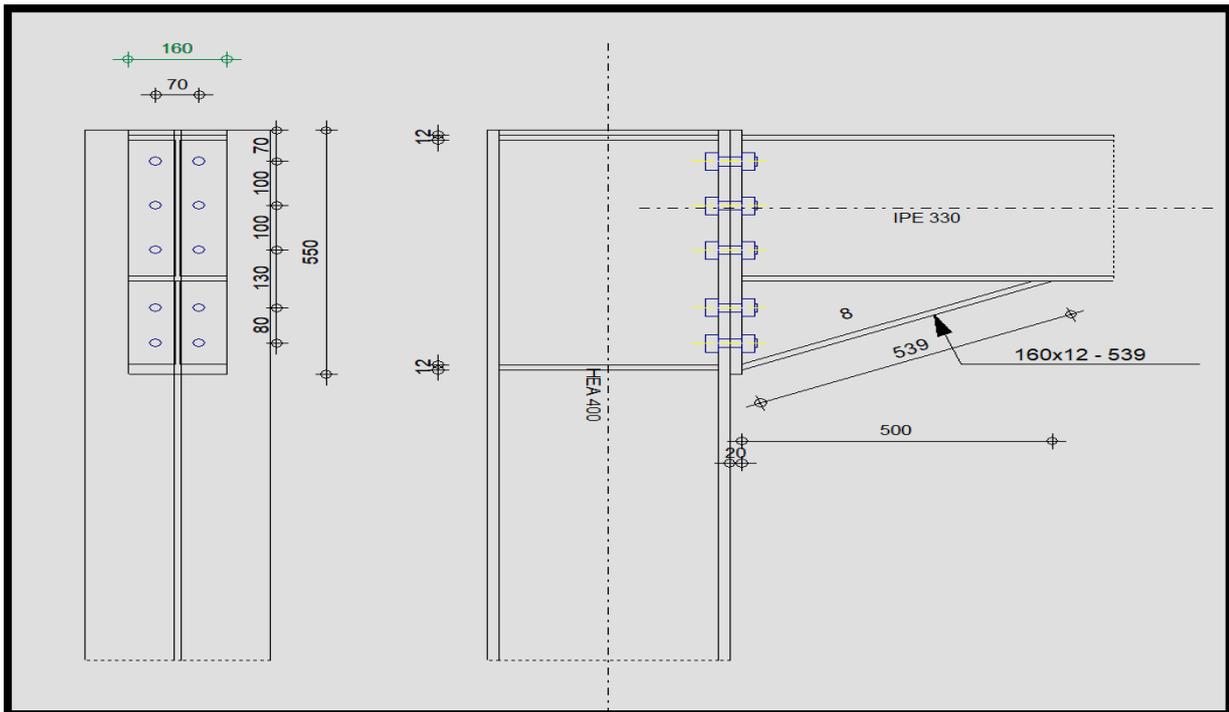


Figure VII. 2 : assemblage poteau-poutre

VII.4 Assemblage de contventement forme X

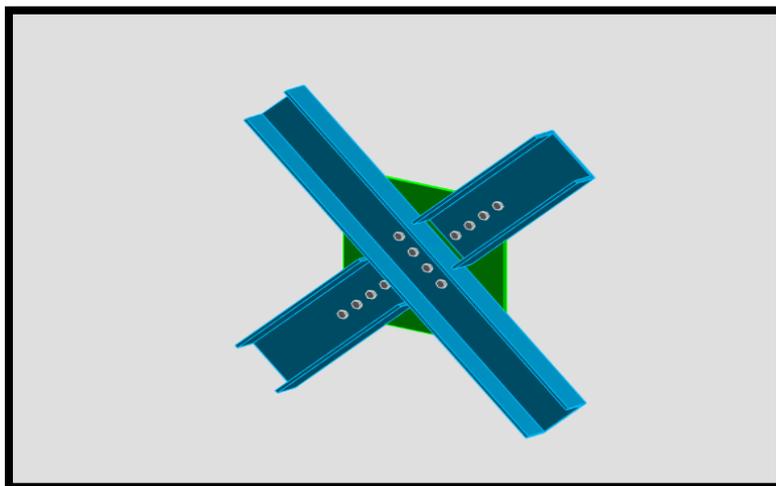
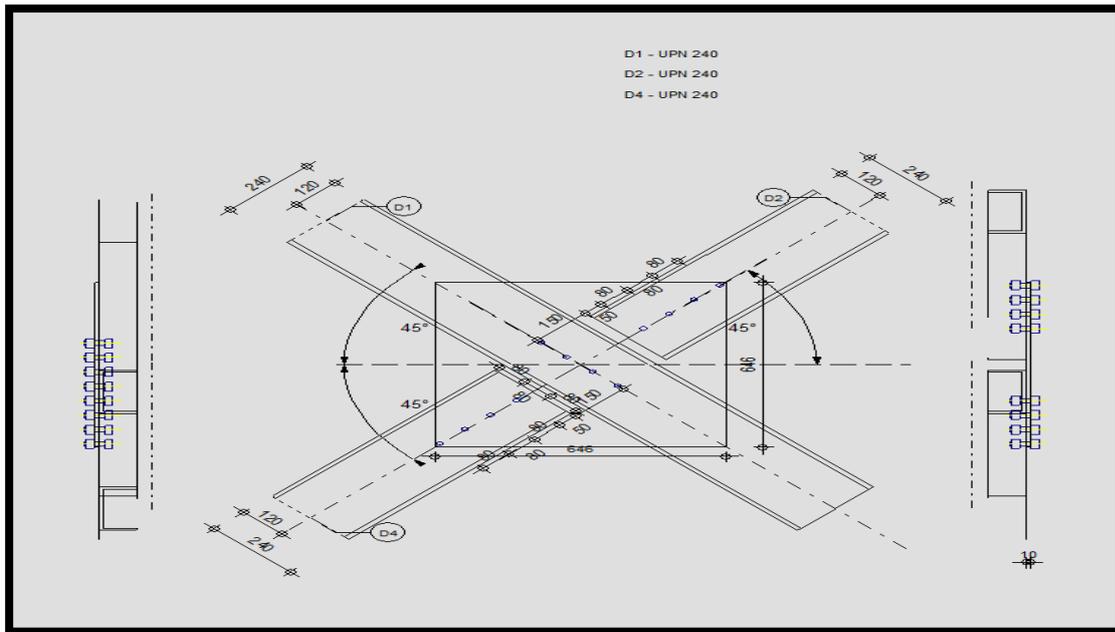


Figure VII. 2: assemblage de contreventement X

VII.5 Assemblage contventement formes-Y

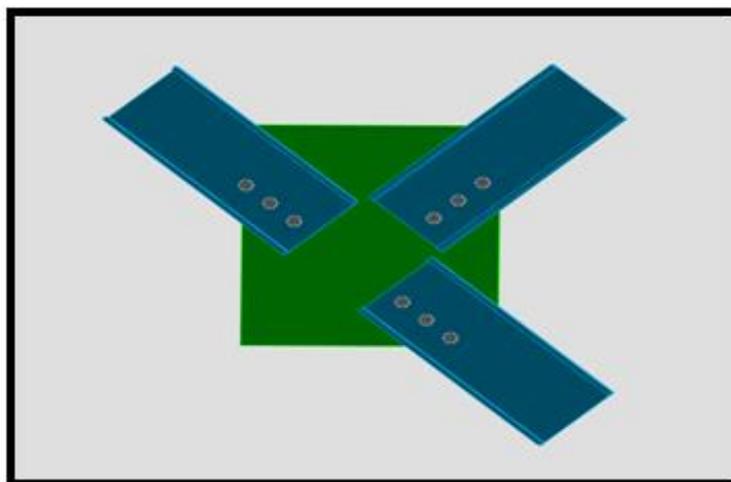
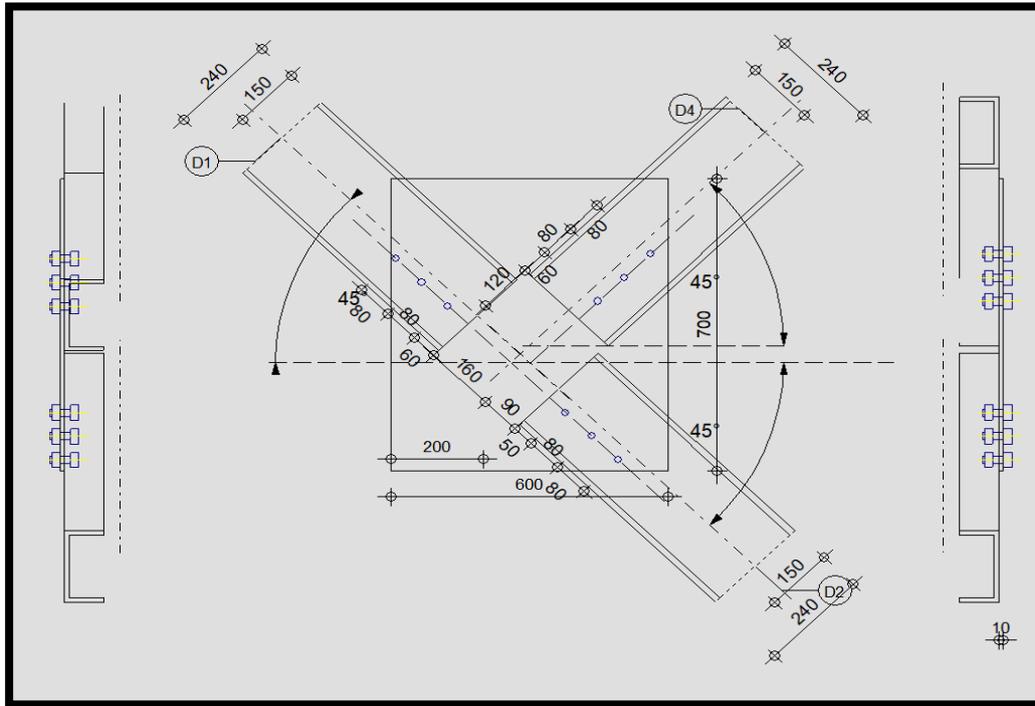


Figure VII. 4 : assemblage de contreventement Y

VII.6 Assemblage pied de poteau

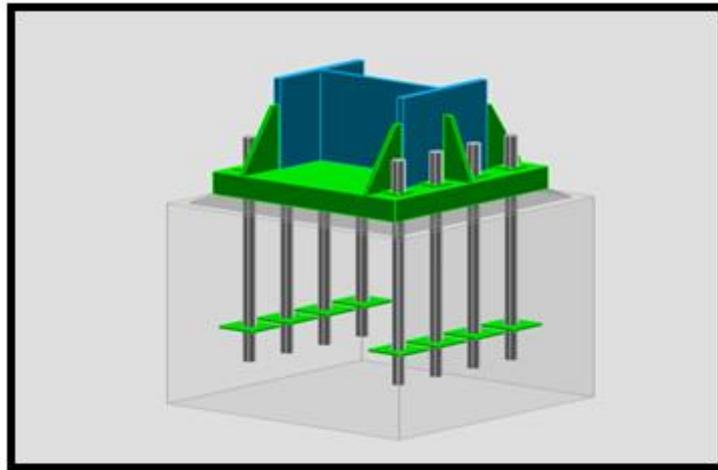
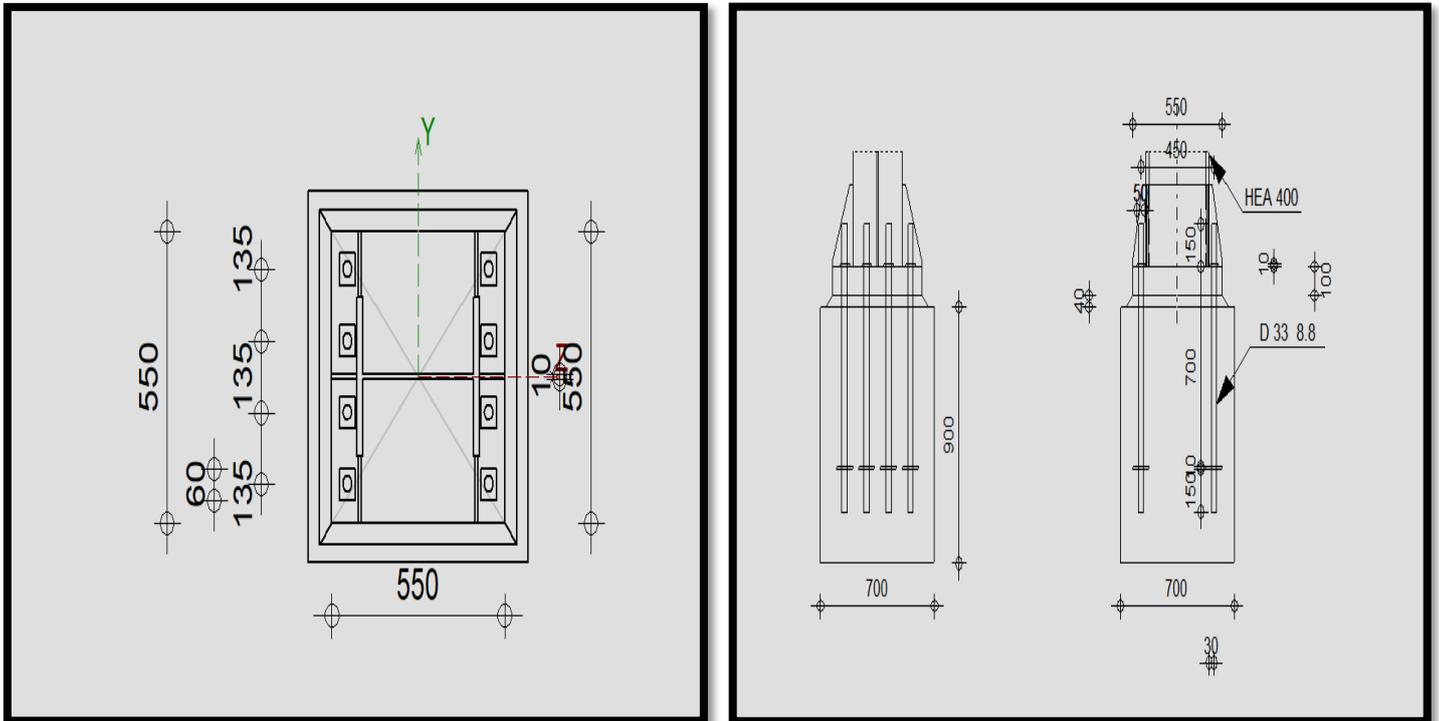
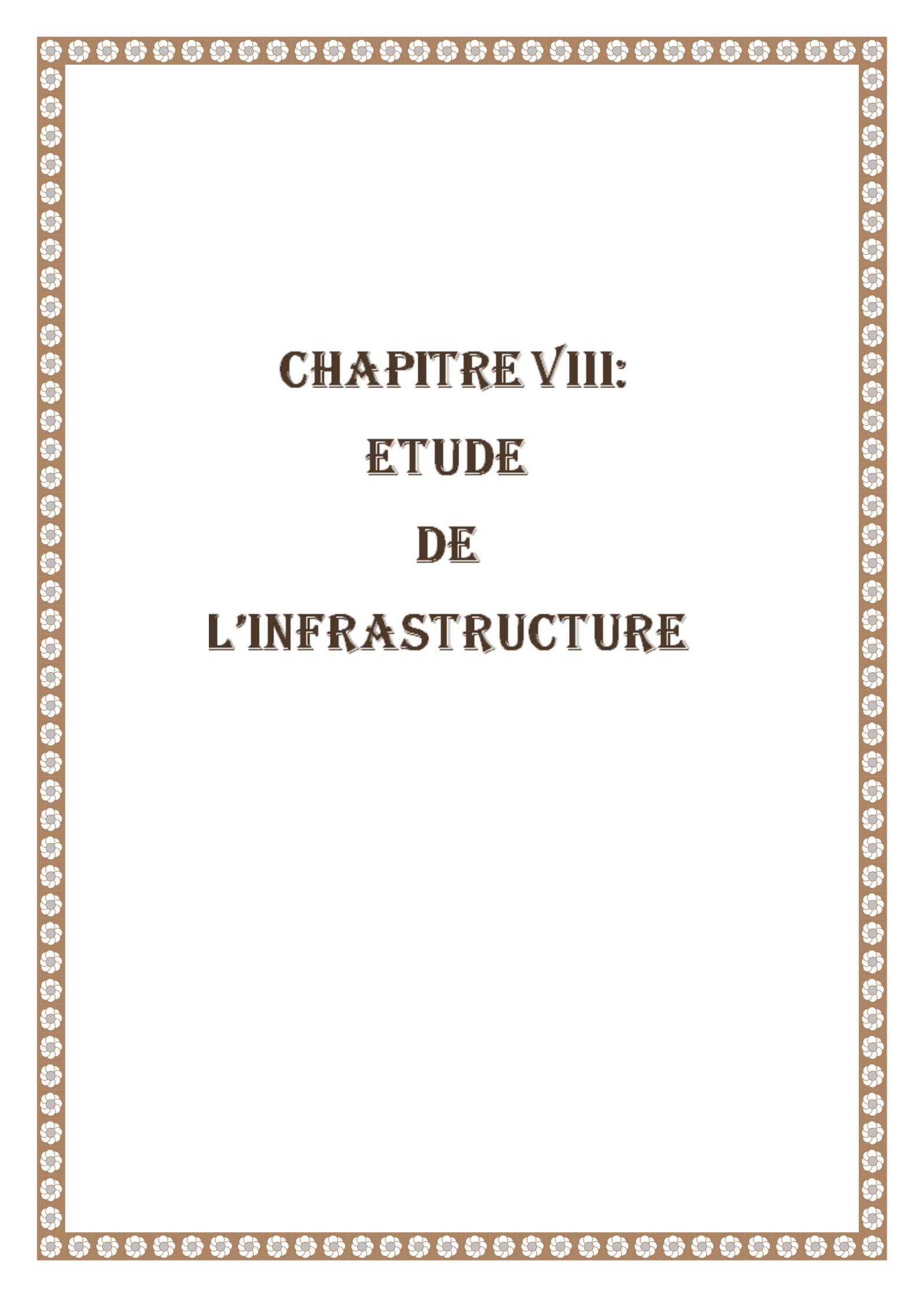


Figure VII. 5 : assemblage de pied de poteau

VII.7 Conclusion

Finalement, une analyse approfondie des structures métalliques confirme leur importance essentielle en termes de fiabilité et de solidité. Ils ne se limitent pas d'être de simples jonctions, ils sont les assureurs du transfert efficace des sollicitations et de la solidité globale. Il est donc essentiel pour tout projet de posséder une connaissance détaillée de leur conception et évaluation, ainsi qu'une compréhension des diverses catégories et techniques d'assemblage, afin d'assurer la robustesse et la pérennité des structures métalliques.



CHAPITRE VIII:
ETUDE
DE
L'INFRASTRUCTURE

VIII.1 Introduction

L'infrastructure se compose d'un ensemble de composants qui ont pour rôle de supporter les charges issues de la superstructure et de les transférer au sol. Cela assure la stabilité et la solidité de bâtiment, tout en réduisant au minimum les déformations et les mouvements provoqués par les forces horizontales qui impactent sur notre structure.

La sélection du genre de fondations se fait en fonction de la dimension de la construction et des propriétés géotechniques du sol.

VIII.2 Etude de Piscine

Notre piscine est constituée de deux dalles de compression planes et une troisième dalle inclinée avec deux parois rectangulaires et le reste trapézoïdale à cause de l'inclinaison de la piscine nous l'avons modélisé sur le logiciel robot

Il est primordial de répondre aux critères techniques suivants :

Résistance : toutes les composantes de la piscine doivent répondre à l'équilibre des contraintes auxquelles elles sont exposées

L'étanchéité : elle doit former une protection étanche sans possibilité de fuites d'eau qui risquent entraîner des fissures. Il est donc indispensable d'appliquer des joints d'étanchéité au niveau des reprises de bétonnage de type Water-stop.

La durabilité : le projet que nous devons réaliser doit être durable dans le temps. Pour ce faire, le béton qui le compose doit conserver ses caractéristiques d'origine même après un long contact avec l'eau.

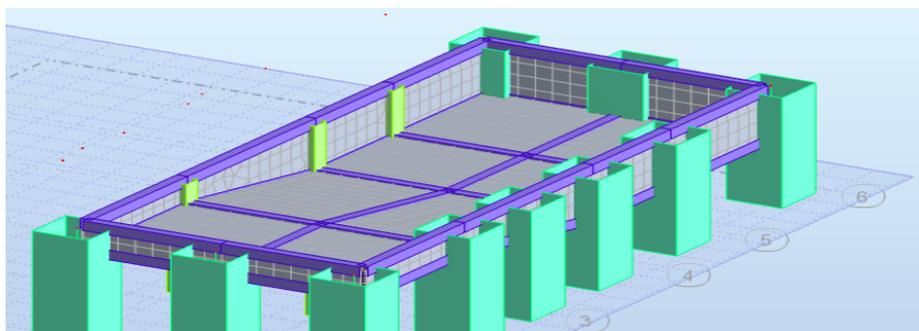


Figure VIII. 1 : piscine

VIII.2.1 ACTIONS PERMANENTES

VIII.2.1.1 Poids Propre

Le poids des éléments structurels est déterminé en estimation de chaque section par le volume de total multiplié par le poids spécifique du béton 25 KN/m³.

En ce qui concerne la dalle, on prend en compte l'application de la charge permanente restante qui se compose de :

$w = 10 \text{ kN/m}^3$ Poids de l'eau associé à

Poussées hydrostatiques sur les parois

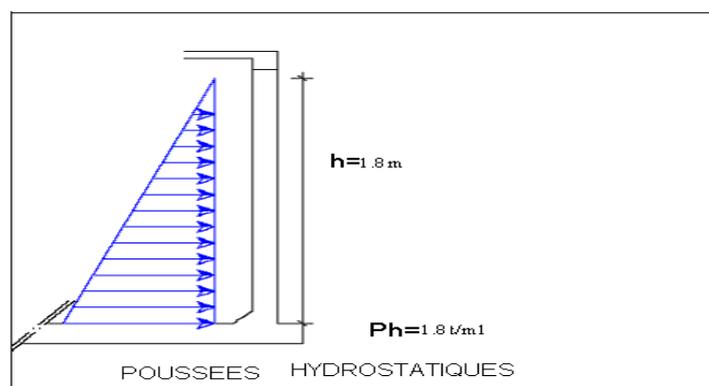


Figure VIII. 2 : poussée hydrostatique

Les parois s'appuient sur la dalle et sont soumises aux poussées hydrostatiques est déterminée

La poussée hydrostatique est calculée (principalement) par la formule $Phds = K \times w \times h$, et elle varie en fonction de la hauteur, K étant fixé à 1

Les poussées hydrostatiques sont affectées sous forme d'une pression triangulaire en utilisant le programme Robot Structural Analysis 2016.

VIII.2.1.2 Estimation des charges

- ✓ Etanchéité=1 KN.m²
- ✓ Forme de pente $0.05 \times 2.20 = 1,1 \text{ KN. m}^2$
- ✓ Poids de l'eau $10 \times 1.8 = 18 \text{ KN.m}^2$

La charge totale est estimée =26. 35KN.m²

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

- ✓ ELU

$$Q_u = 1.35 \times 20.1 + 2.5 \times 1.5 = 30.885 \text{ KN}$$

✓ **ELS**

$$Q_s = 20.1 + 2.5 = 22.6 \text{ KN}$$

✓ **Calcul de l'épaisseur de la dalle**

$$\frac{L}{35} \leq H_t \leq \frac{L}{10}$$

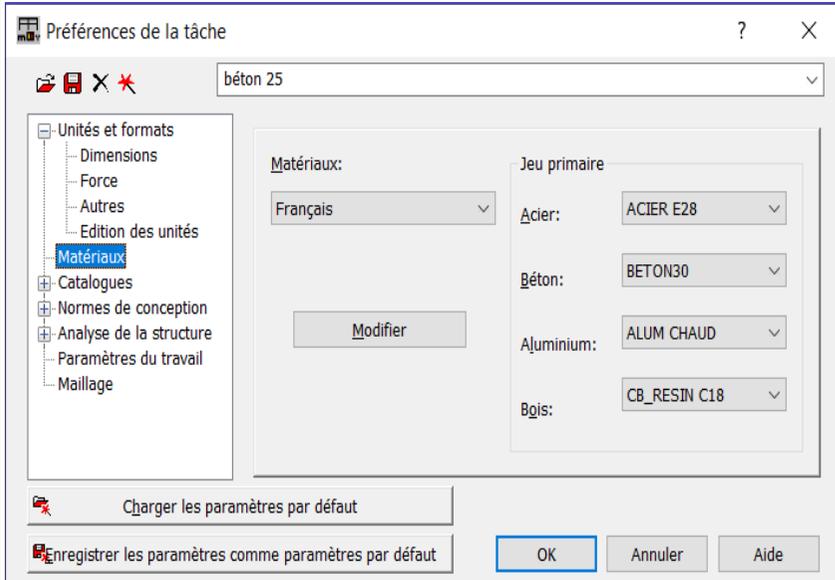
$$\frac{435}{35} \leq H_t \leq \frac{435}{10} \longrightarrow 12.42 \leq H_t \leq 43.5$$

Soit l'épaisseur = **25 cm**

✓ *Epaisseur des dalles* : **e=25cm**

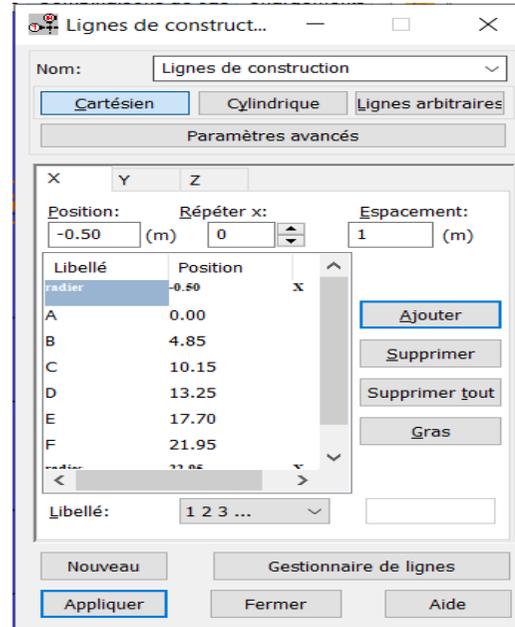
✓ *Epaisseur des parois* : **e=20 cm**

1. Définition des matériaux et normes

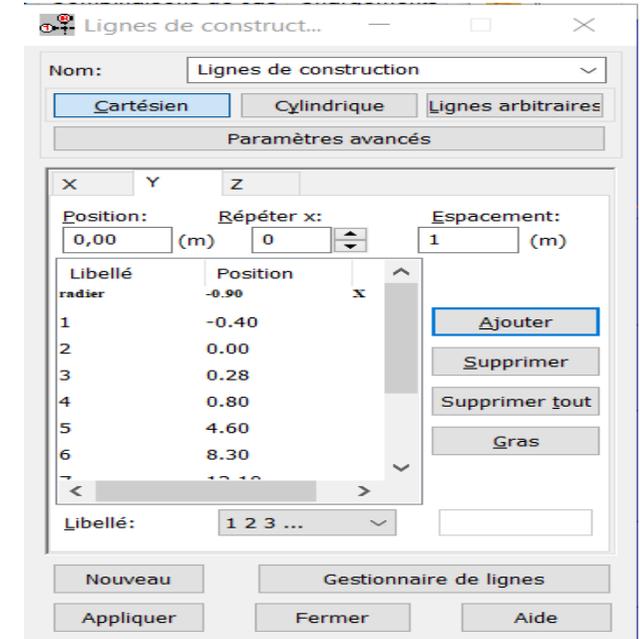


2. Les lignes de structure :

Axe X-X



Axe Y-Y



3. Chargement

Cas	Type de charge	Liste									
3.G	(EF) surfacique uniforme	75	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,00	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:	
7.Q	(EF) surfacique uniforme	75	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,50	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:	
3.G	(EF) surfacique uniforme	76 77	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,00	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:	
7.Q	(EF) surfacique uniforme	76 77	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,50	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:	
2.POUSSE HY	(EF) surfacique uniforme	76	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-18,00	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:	
2.POUSSE HY	(EF) surfacique uniforme	77	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-9,00	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:	
2.POUSSE HY	(EF) surfacique uniforme	76	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-18,00	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:	

Figure VIII. 3 : chargement

4. cas de charge :

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
6 (C)	1.35(G+pp)+1.5(h	Combinaison liné	ELU	poids propre	(3+1)*1.35+(7+2)*1.50
8 (C)	ELS	Combinaison liné	ELS	poids propre	(1+2+3+7)*1.00

Figure VIII. 4:combinaison

VIII.2.2 Sollicitations pour le calcul du ferrailage horizontal (AH)

- Efforts normaux : d'après la modélisation de piscine on a trouvé les valeurs suivantes

Tableau VIII. 1 : les efforts normaux et les moments en travées

Efforts normaux (KN)		Moments en travées (KN.m)	
Parois a	Parois b	Parois a	Parois b
106.30	100.72	98.42	73.21

Note : D'après le BAEL91, on majore de 25% le moment en travée pour tenir compte d'une rotation possible des sections de contour.

$$\begin{cases} M_{ta} = 98.42 \times 1.25 = 123.06 \text{KN.m} \\ M_{tb} = 72.21 \times 1.25 = 90.26 \text{KN.m} \end{cases}$$

VIII.2.3 Sollicitation pour le calcul du ferrailage vertical

$$M_{enc} = \frac{p_{base} \times h^2}{6} \text{ Avec : } p_{base} = \gamma_w \times h_w = 10 \times 1.8 = 18 \text{KN}$$

$$M_{enc} = \frac{18 \times 1.8^2}{6} = 9.72 \text{KN/ml}$$

- Calcul des contraintes limites

VIII.2.3.1 Contraintes limites des aciers tendus

- Côté eau :

Contraintes limites des aciers tendus est **Donnée** selon le **Fiscule74** par l'expression :

$$\bar{\sigma}_s = \alpha \sqrt{\frac{\eta \cdot f_{t28}}{\varphi}} + \beta \quad \text{Et} \quad \bar{\sigma}_s \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0.5f_e \\ 90\sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \end{array} \right.$$

$$f_{t28} = 2.1\text{Mpa} \quad ; \quad \varphi = 20\text{mm} \quad ; \quad \alpha = 240 \quad ; \quad \beta = 30 \quad ; \quad \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = 94.08\text{Mpa} \quad \text{Et} \quad \bar{\sigma}_s = 176.36\text{Mpa}$$

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_s = 176.36\text{Mpa}$$

- **Côté extérieur**

D'après BAEL :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right] \longrightarrow \bar{\sigma}_{st} = 215.55\text{Mpa}$$

1. Contraintes limites du béton

- **À la traction**

$$\bar{\sigma}_{bt} = 1,1 \cdot \theta \cdot f_{t28}$$

$$\theta = 1 + \frac{4e_0}{3 \cdot e}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} e_{0a} = \frac{M_{ta0}}{N_a} = \frac{98.42}{106.30} = 0.92 \longrightarrow \theta = 7.13 \\ e_{0a} = \frac{M_{ta}}{N_a} = \frac{73.21}{100.72} = 0.72 \longrightarrow \theta = 5.6 \end{array} \right.$$

$$\text{donc : } \quad \bar{\sigma}_{bta} = 18.82\text{MPa} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{btb} = 14.78\text{MPa}$$

- **À la compression :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

VIII.2.4 Calcul du ferrailage

VIII.2.4.1 Ferrailage horizontal (AH)

$e = 20 \text{ cm} > 15\text{cm}$ alors nous serons ferrillées en deux nappes (coté eau, coté extérieure).

- **Côté eau**

$$Z = d \cdot \frac{10 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s}{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} \quad \text{et} \quad AH_{eau} = \frac{M_a}{Z \cdot \bar{\sigma}_s} + \frac{|N|}{2\bar{\sigma}_s}$$

- **Côté extérieure**

$$Z = d \cdot \frac{10 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s}{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} \quad \text{Et} \quad AH_{ext} = \frac{M_t}{Z \cdot \bar{\sigma}_s} + \frac{|N|}{2\bar{\sigma}_s}$$

➤ **Parois a****Côté eau**

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 0.9 \times 0.2 = 0.18m \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15Mpa \quad \longrightarrow Z = 0.14m \\ \overline{\sigma}_s = 176.36Mpa \end{array} \right.$$

$$AH_{ext} = 7.02cm^2 \quad \text{On prend : 7T14 /ml avec : st=15cm}$$

Côté extérieur

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 0.9 \times 0.2 = 0.18m \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15Mpa \quad \longrightarrow Z = 0.15m \\ \overline{\sigma}_s = 215.55Mpa \end{array} \right.$$

$$AH_{ext} = 8.04cm^2 \quad \text{On prend : 6T14 /ml avec : st=15cm}$$

➤ **Parois b****Côté eau**

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 0.9 \times 0.2 = 0.18m \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15Mpa \quad \longrightarrow Z = 0.14m \\ \overline{\sigma}_s = 176.36Mpa \end{array} \right.$$

$$AH_{ext} = 5.73cm^2 \quad \text{On prend : 5T14 /ml avec : st=20cm}$$

Côté extérieur

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 0.9 \times 0.2 = 0.18m \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15Mpa \quad \longrightarrow Z = 0.15m \\ \overline{\sigma}_s = 215.55Mpa \end{array} \right.$$

$$AH_{ext} = 6.52cm^2 \quad \text{On prend : 5T14 /ml avec : st=20cm}$$

VIII.2.4.2 Ferrailage vertical (AV)

$$A_v = \frac{M_{enc}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \overline{\sigma}_s} \quad \text{Avec : } \alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} ; \beta = \frac{M_{enc}}{b \times d \times \overline{\sigma}_s}$$

➤ **Ferrailage de la face du côté eau**

$$\beta = 3.06 \times 10^{-4} \quad \text{Etn} \quad \alpha = 0.068$$

$$\text{Donc : } A_v = 2.56cm^2 \quad \text{on prend : 5T14/ml avec : st=20cm}$$

➤ **Ferrailage de la face du côté extérieure**

$$\text{Parois a et b : } A_{V-rep} = \frac{7.7}{4} = 1.925 \quad \text{on prend : 5T10 avec : st=20cm}$$

➤ Espacements des barres

$$t = \min(1.5e ; 20\text{cm}) = 20\text{cm}$$

Figure VIII. 6 : ferrillage de parois 'a'

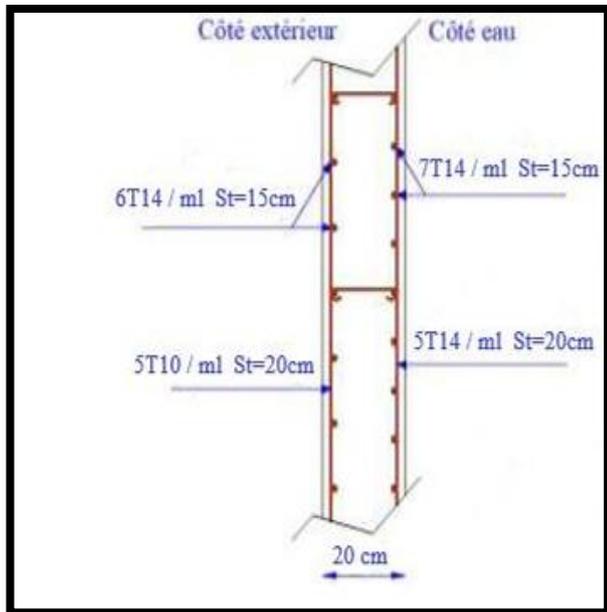
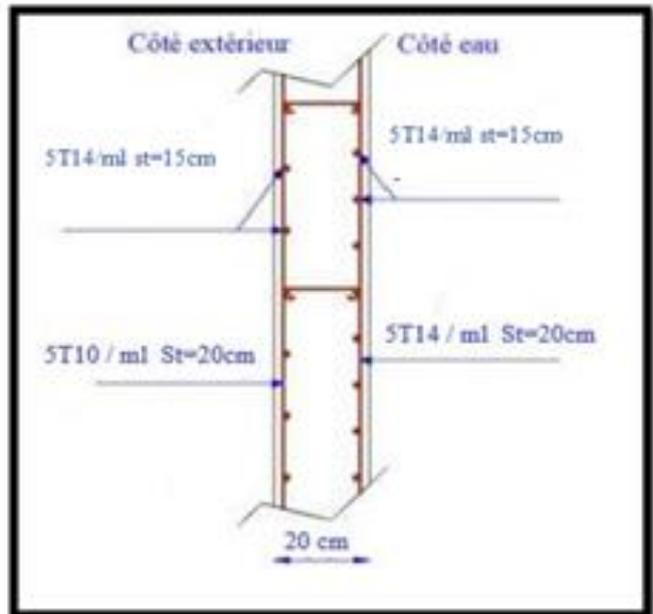


Figure VIII. 5 : ferrillage de parois 'b'



VIII.2.5 Schéma de ferrillage

VIII.2.6 Ferrillage de la dalle de la piscine

Tableau VIII. 2 : les moments en travée et en appui sens X et Y

Moment sens X		Moment sens Y	
En appui	En travée	En appui	En travée
57.11	-59.10	16.69	-42.89

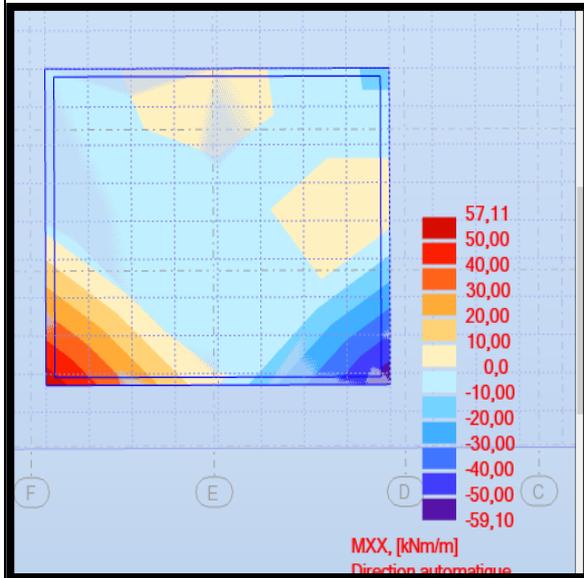


Figure VIII. 7: les valeurs des moments sens X

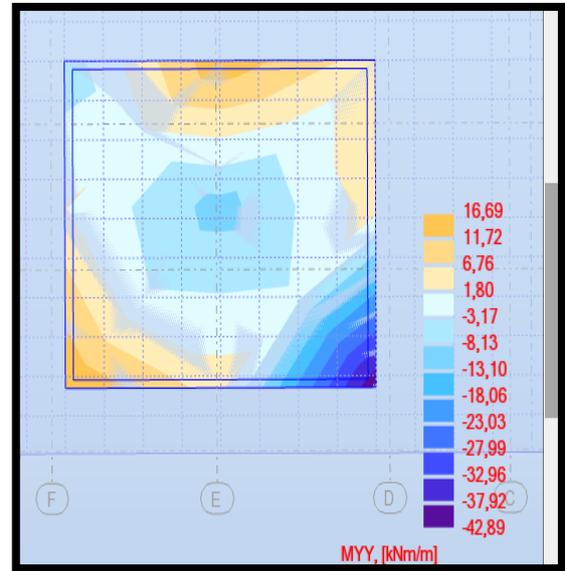


Figure VIII. 8 : les valeurs des moments sens Y

➤ **Pourcentage minimal**

Selon le B.A.E.L (Condition de non fragilité)

La section minimum des armatures selon le B.A.E.L91 révisé 99 est :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{ft28}{fe}$$

Avec :

$$b=1m \ ; \ d=0.9 \cdot h=0.225m \ ; \ ft28 = 2.4MPa \ ; \ fe=400MPa$$

$$A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.225 \times \frac{2.4}{400}$$

$$A_{min} = 3.1 \longrightarrow A_{min} = 3.1cm^2/ml$$

➤ **Espacement maximale**

$$s_t \leq \min(2h; 25cm) \longrightarrow s_t = 15cm$$

VIII.2.7 Schéma de ferriallage de la dalle

Tableau VIII. 3 : calcul des armatures a l'ELU

	Sens x-x		Sens y-y	
	En travée	En appui	En travée	En appui
$Mu(KN.m)$	-59.10	57.11	-42.89	16.69
u_{bu}	0.068	0.066	0.049	0.019
$u_{bu} < ul$	Oui	oui	oui	Oui
$A_c(cm^2/ml)$	7.83	7.56	5.36	2.15
$A_{Smin}(cm^2/ml)$	3.1	3.1	3.1	3.1
Choix des bares	6HA14	6HA14	5HA14	5HA14
$A_c(cm^2/ml)$ adapté	9.24	9.24	7.70	7.70
espacement	15	15	15	15

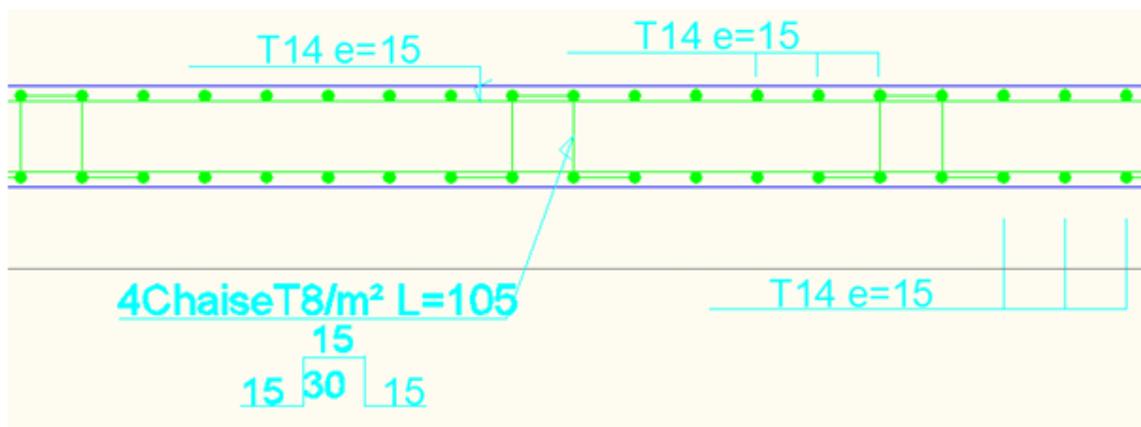


Figure VIII. 9:schéma de ferriallage de la dalle

VIII.3 Etude du radier

Un radier est une fondation qui s'étend sur toute la surface sous une superstructure, où reposent les poteaux.

$$Ss \geq \frac{N}{\sigma_s} \quad \text{avec:} \quad N = 1,35G + 1,5 Q$$

On doit que: $\sigma_s \geq \frac{N}{s}$; $S = B \times L \longrightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_s \times L}$

Tableau VIII. 3 : surface de sumelle

Fil	N(KN)	L(m)	$\sigma_s \left(\frac{KN}{m^2} \right)$	B(m)	S (m ²)
1	2034.80	21.9	200	0.46	11.73
2	6646.19	21.9	200	1.52	33.3
3	9785.14	21.9	200	2.23	48.84
4	9350.74	21.9	200	2.13	46.65
5	5298.52	21.9	200	1.21	26.5
1	3990.19	21.9	200	0.91	20
2	6035	21.4	200	1.41	30.17
3	9350.74	21.4	200	2.18	46.65
4	4485.57	21.4	200	1.05	22.47
5	4629.92	21.4	200	1.08	23.11
6	6670.62	21.4	200	1.56	33.4

On a : $\left\{ \begin{array}{l} S=342.82 \text{ m} \\ S_{bloc}=468.66 \text{ m}^2 \end{array} \right. \longrightarrow \frac{S}{S_{bloc}} = \frac{342.82}{468.66} = 0.73 > 0.5 \longrightarrow \text{Radier}$

VIII.3.1 Pré dimensionnement de radier générale

➤ **L'épaisseur du radier**

L'épaisseur de la dalle du radier doit répondre aux critères suivants.

- **Condition forfaitaire**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq H_r \leq \frac{L_{max}}{5}$$

Avec :

$L_{max} = L_{max}$ = La distance maximale entre les axes des poteaux.

$L_{max} = 5.3\text{m}$

$$\frac{530}{8} \leq H_r \leq \frac{530}{5} \longrightarrow 66.25 \leq H_r \leq 106 \dots\dots\dots(1)$$

- Condition de rigidité

$$H_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{max}^4}{E \times \pi^4}}$$

Avec : E =32164195 KN/m².

Pour un sol moyen ; K=40000 KN/m³

$$H_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40000 \times 10^{-3} \times 5.3^4}{32164.195 \times \pi^4}} = 0.7854m. \dots\dots\dots(2)$$

D'après (1), (2) on adopte : **H_r = 100cm**

VIII.3.2 Calcul de surface minimale du radier

$$\overline{\sigma}_{max} = \frac{N_u}{1.33S_{rmin}} \longrightarrow S_{rmin} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{sol}}$$

$$N_u = 1,35G + 1,5 Q = 136307.32KN$$

$$= \frac{136307.32}{1,33 \times 200} = 512.05m^2$$

$$N_s = G + Q = 97111.29KN$$

$$S_{rmin} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{97111.29}{200} = 485.56KN$$

Donc nous allons adopter comme surface du radier l'emprise totale du bâtiment avec un débord minimum.

- Epaisseur de la dalle

$$H_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{530}{20} = 36.5cm$$

On adopte : **H_d = 40cm**

- Le calcul du (D) débordement

$$H_d \geq \max\left(\frac{H}{2}; 30\right) \longrightarrow H_d \geq \max\left(\frac{100}{2}; 30\right) \longrightarrow H_d \geq 50cm$$

Donc : **H_d = 50cm**

Dimensionnement de la nervure

✓ La hauteur

$$H_n \geq \frac{L_{max}}{10} \geq \frac{530}{10} = 100cm \longrightarrow H_n = 100cm$$

✓ La largeur

$$b_n \geq \frac{H_n}{2} = \frac{100}{2} = 50cm \longrightarrow b_n = 50cm$$

VIII.3.3 Vérification au poinçonnement

$$N_u \leq 0.045\mu_c \times h_r \times F_{c28}/\gamma_b.$$

$$\mu_c = (a + h_r) \times 4$$

$$\mu_c = 10.4m$$

$$0.045\mu_c \times h_r \times F_{c28}/\gamma_b = 10.92 \text{ MN}$$

$$10.92 > 9.785 \dots \text{CV}$$

VIII.3.4 Vérification Condition de cisaillement

$$\tau_{u=\frac{v_u}{b \times d}} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times F_{cj}}{\gamma_b}$$

Tableau VIII. 5: vérification de l'effort tranchat

axe	V_u (KN)	D (m)	b (m)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Remarque
X-X	354.96	0.315	1	1.23	1.63	C.V
Y-Y	447.14			1.42		C.V

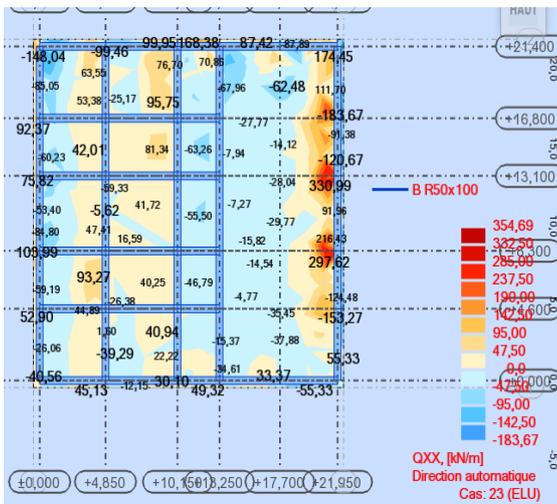


Figure VIII. 9 : effort tranchat a l'état ultime sur sens Y

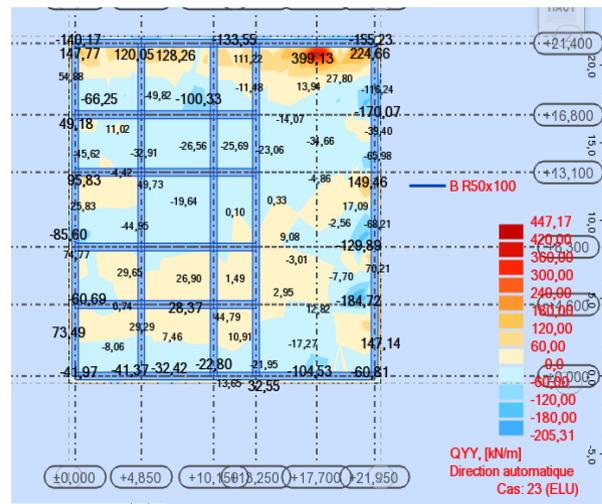


Figure VIII. 10: Effort tranchat a l'état ultime sur sens X

VIII.3.1 Vérification des contraintes

La contrainte admissible du sol, $\sigma_{sol} = 2bar$ les contraintes moyennes devront donc

Tableau VIII. 6 : vérification des contraintes

Distributions des contraintes	σ_{adm} (bar)	1,5 σ_{adm} (bar)	σ_{max} (bar)	Note	Cartographie des contraintes de sols
ELS	3	2	1.18	CV	
ELU durable			2.19	CV	
ELU accidentel			1.8	CV	

VIII.3.2 Ferrailage de radier

VIII.3.2.1 Dalle

Moment sens X		Moment sens Y	
En appui	En travée	En appui	En travée
205.12	215.61	186.05	289.15

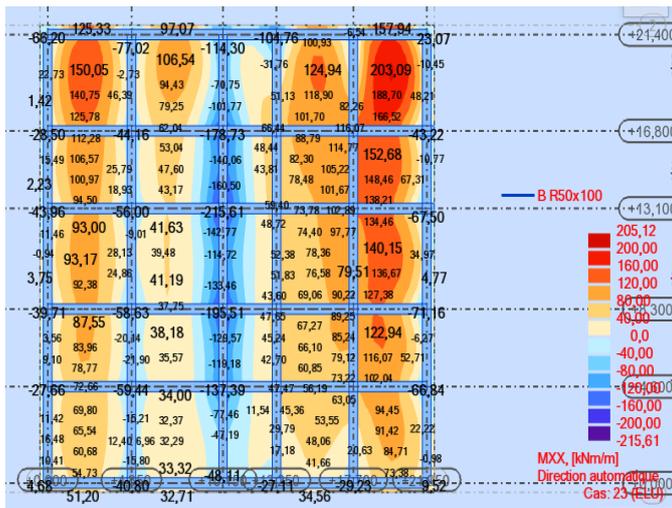


Figure VIII. 11: les moments a sens X

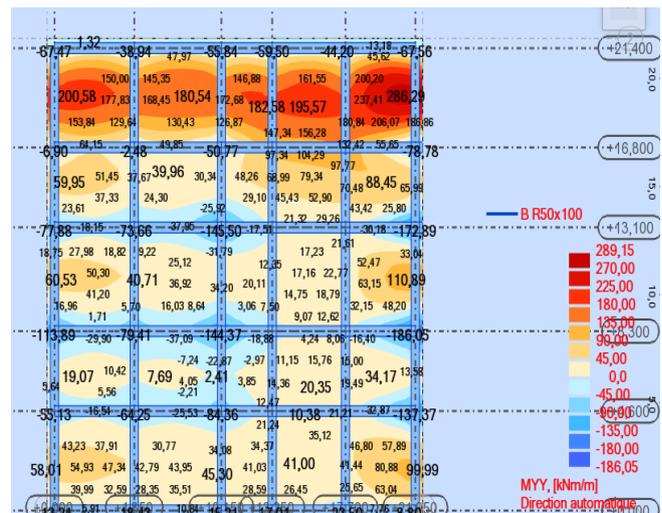


Figure VIII. 12 : les moments a sens Y

➤ Pourcentage minimal :

Selon le B.A.E.L (Condition de non fragilité)

La section minimum des armatures selon le B.A.E.L91 révisé 99 est :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{ft28}{fe}$$

Avec :

b=1m ; d=0.9*h=0.36m ;

$ft28 = 2.4MPa$; $fe=400MPa$

$$A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.36 \times \frac{2.4}{400}$$

$A_{min} = 4.96 \longrightarrow A_{min} = 4.96cm^2/ml$

➤ Espacement maximale

$$s_t \leq \min(2h; 25\text{cm}) \longrightarrow s_t = 15\text{cm}$$

Tableau VIII. 7: calcul des armatures a l'ELU

	Sens x-x		Sens y-y	
	En travée	En appui	En travée	En appui
$Mu(KN.m)$	215.61	205.12	289.15	186.05
u_{bu}	0.097	0.042	0.131	0.084
$u_{bu} < ul$	Oui	Oui	Oui	Oui
$A_s(cm^2/ml)$	18.178	16.75	24.88	21.05
$A_{Smin}(cm^2/ml)$	4.96	4.96	4.96	4.96
Choix des barres	6HA20	6HA20	6HA25	6HA25
$A_s(cm^2/ml)$ adapté	18.85	18.85	29.45	29.45
Espacement	15	15	20	15

Note : Les barres d'armature seront positionnées dans la couche supérieure pour les travées et dans la couche inférieure pour les points d'appui.

VIII.3.3 Schéma de ferriallage de la dalle

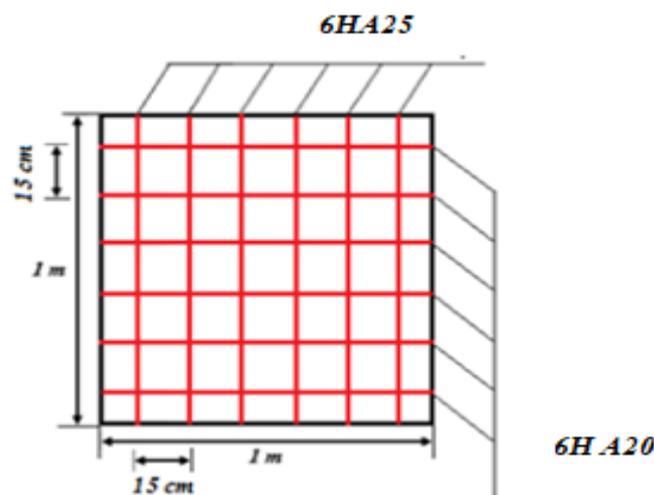
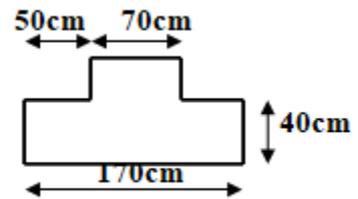


Figure VIII. 13 : Ferriallage de radier en appuis et en travée

➤ Dimensionnement de la nervure

✓ La hauteur

$$H_n \geq \frac{L_{max}}{10} \geq \frac{530}{10} = 100cm \longrightarrow H_n = 100cm$$



✓ La largeur

$$b_n \geq \frac{H_n}{2} = \frac{100}{2} = 50cm \longrightarrow b_n = 50cm$$

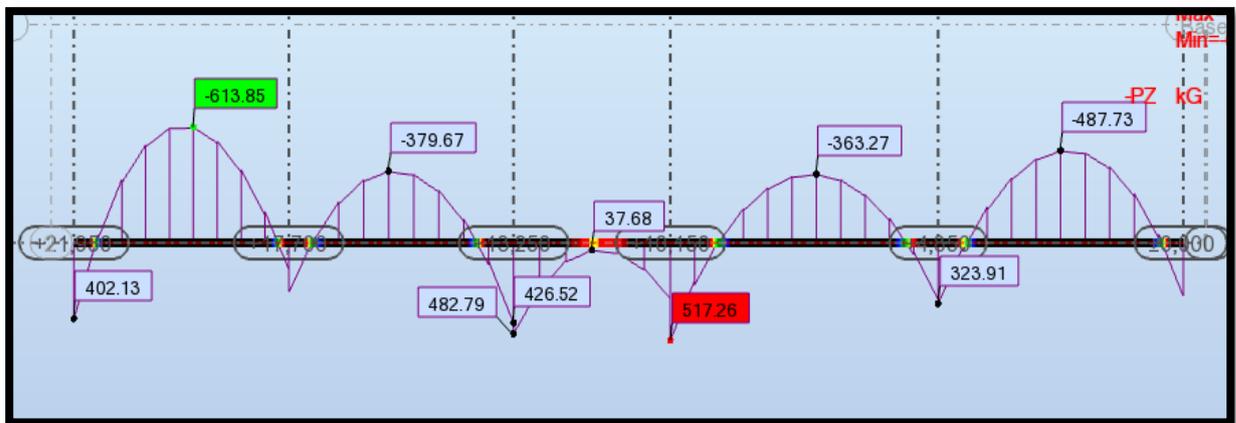


Figure VIII. 14: les valeurs des moments sens X

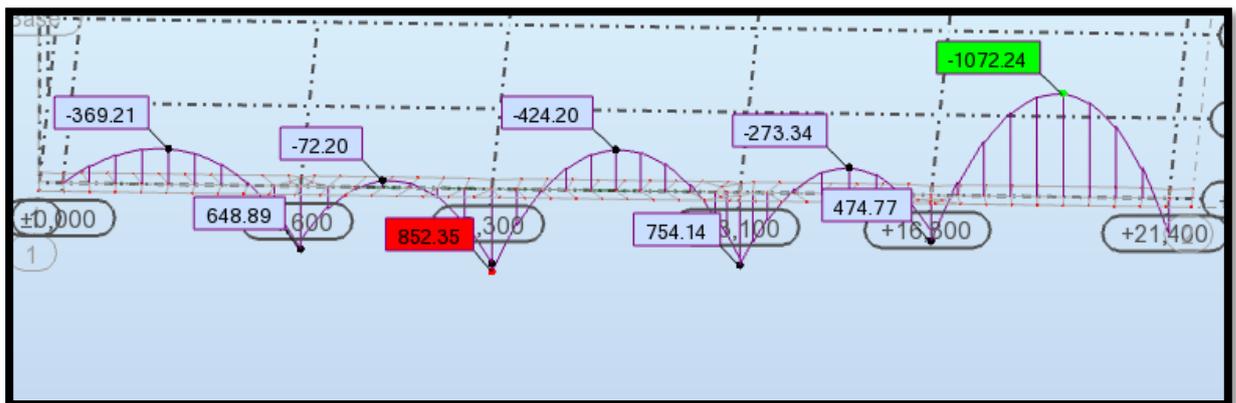


Figure VIII. 15: les valeurs des moments sens Y

VIII.3.4 Ferriallage de nervure

➤ Selon le B.A.E.L (Condition de non fragilité)

La section minimum des armatures selon le B.A.E.L91 révisé 99 est :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{ft28}{fe}$$

Avec :

$b=1.7m$; $d=0.9 \cdot h=1m$; $ft28 = 2.4MPa$; $fe=400MPa$

$$A_{min} = 0.23 \times 1 \times 1.7 \times \frac{2.4}{400}$$

$$A_{min} = 23.46 \longrightarrow A_{min} = 23.46cm^2/ml$$

VIII.3.5 Schéma de ferriallage de nervure

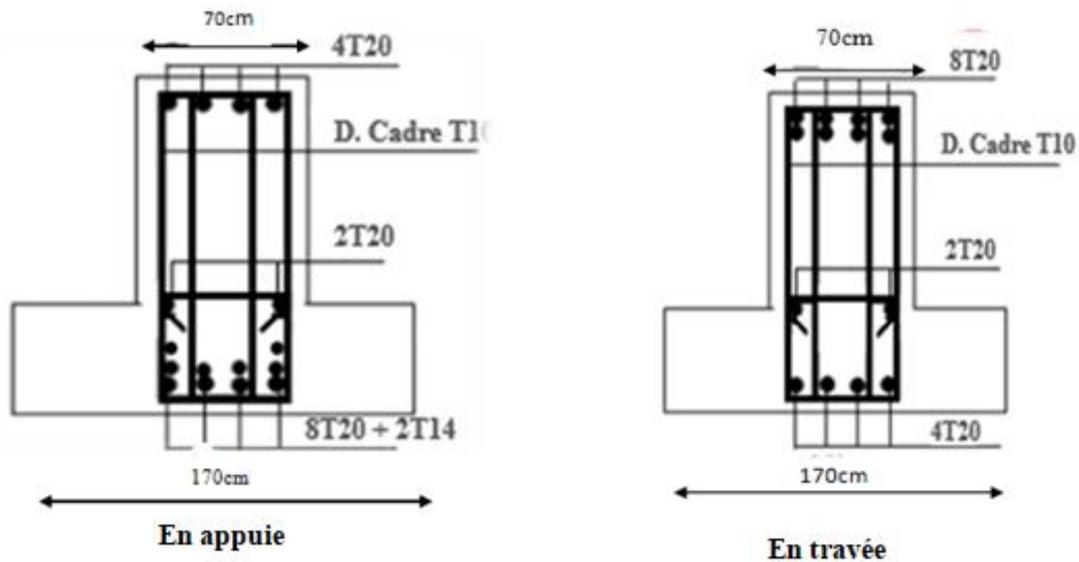


Figure VIII. 17 : schéma de ferriallage de nervure

Tableau VIII. 6 : calcul les armatures a l'ELU

	Sens x-x		Sens y-y	
	En travée	En appui	En travée	En appui
$Mu(KN. m)$	613.85	517.26	1072.24	852.35
u_{bu}	0.026	0.022	0.045	0.036
$u_{bu} < ul$	Oui	oui	oui	oui
$A_S(cm^2/ml)$	20.05	16.71	35.07	27.75
$A_{Smin}(cm^2/ml)$	23.46	23.46	23.46	23.46
Choix des barres	8T20+2T14	8T20	8T25	8T20+2T14
$A_S(cm^2/ml)$ adapté	28.21	25.13	39.27	28.21
espacement	15	15	15	15

VIII.4 Voile périphérique

VIII.4.1 Pré-dimensionnement

D'après RPA 2024 :

✓ $e \geq 15 \text{ cm}$

- ✓ $e = 20\text{cm}$
- ✓ Hauteur 4m

VIII.4.2 Caractéristique de sol

- ✓ $\gamma_h = 19\text{KN/m}$
- ✓ $\varphi = 20^\circ$
- ✓ $k_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

VIII.4.3 Evaluation des charges agissantes sur le voile

Le voile est soumis à une contrainte permanente due à la poussée des terres

$$p = \frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)^2$$

$$p = \frac{1}{2} \times 1900 \times 4^2 \times \text{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{20}{2}\right)^2 = 10643.15 \text{ dan/ml}$$

$$\text{ELU} : Q_{ELU} = 1.35p = 1.35 \times 10643.15 = 14368.25 \text{ dan/m}$$

$$\text{ELS} : Q_{ELS} = p = 10643.15 \text{ dan/m}$$

VIII.4.4 Détermination du ferrailage du voile

Le calcul du mur périphérique (la paroi) se fait en considérant un panneau de dalle supporté par quatre points d'appui, et pour le ferrailage, on prend en compte le panneau intermédiaire le plus grand :

$$\text{Le panneau le plus défavorable} \begin{cases} L_x = 4.8\text{m} \\ L_y = 5.3\text{m} \end{cases}$$

On doit vérifier que : $0 < \alpha < 0.4 \longrightarrow$ la dalle porte sur un seul sens

$0.4 < \alpha < 1 \longrightarrow$ La dalle porte sur deux sens

Avec :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.8}{5.3} = 0.9 \longrightarrow \text{Donc la dalle du voile porte sur les deux sens}$$

Les moments fléchissant du panneau sont :

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

➤ Pour les panneaux intermédiaires

$$\checkmark M_a = 0.5 \times M_0$$

$$\checkmark M_t = 0.75 \times M_0$$

VIII.4.4.1 Calcul des moments

ELU : $\nu = 0$; $Q_{ELU} = 143.68 \text{KN/m}$

Panneaux	l_x	l_y	α	μ_x	μ_y	$M_{0x}(\text{KN/m})$	$M_{0y}(\text{KN/m})$
P	4.8	5.3	0.9	0.0458	0.778	151.61	117.95

ELS : $\nu = 0.2$; $Q_{ELU} = 106.43 \text{KN/m}$

Panneaux	l_x	l_y	α	μ_x	μ_y	$M_{0x}(\text{KN/m})$	$M_{0y}(\text{KN/m})$
P	4.8	5.3	0.9	0.0529	0.846	129.72	109.74

VIII.4.4.2 Pourcentage minimal

$$A_{min} = 0.1\% B_{voile} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{cm}^2/\text{ml}$$

VIII.4.4.3 Espacement maximal (BAEL)

$$s_{tx} = 20 \text{cm} \quad ; \quad s_{ty} = 25 \text{cm}$$

VIII.4.4.4 Calcul des armatures à L'ELU

Tableau VIII. 9 : calcul des armatures a l'ELU

	Sens x-x		Sens y-y	
	En travée	En appui	En travée	En appui
$M_u(KN.m)$	113.71	75.81	88.46	58.97
u_{bu}	0.206	0.137	0.161	0.107
$u_{bu} < u_l$	oui	oui	oui	Oui
$A_s(cm^2/ml)$	20.56	13.05	15.50	9.97
$A_{smin}(cm^2/ml)$	2	2	2	2
Choix des barres	$2 \times (7T16)$	$2 \times (7T16)$	$2 \times (7T12)$	$2 \times (7T12)$
$A_c(cm^2/ml)$ adapté	28.14	28.14	15.84	15.84
espacement	15	15	15	15

VIII.4.4.5 Calcul d'armatures transversales

➤ Selon le BAEL91

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e}; \leq \min(0.9d; 40) \longrightarrow s_t = 15cm$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 100 \times 15}{400} = 1.5cm^2$$

➤ Diamètre des armatures

$$\phi l \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{Lmax}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{30}{35}; 1.6; \frac{100}{10}\right) = 0.57cm$$

On prend : $\phi_t = 8mm$

➤ Selon le RPA2024 :

$$A_t = 0.003 \times s_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 100 = 4.5cm^2 > 1.5cm^2$$

On adopte : 10HA8 $\longrightarrow A_t = 5.03cm^2$

VIII.4.4.6 Vérification des contraintes

✓ Vérifications des contraintes dans l'acier

$$\sigma_s = nK(d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 176.36MPa : K = \frac{M_{ser}}{I}$$

✓ Vérification de la contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} = K \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18MPa$$

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

Tableau VIII. 4 : vérification a L'ELS

Sens	Localisation	M _{ser}	Y(m)	I (m ⁴)	σ _{bc}	σ _s	Observation
X-X	Appuis	64.86	0.08	5.92*10 ⁻⁴	8.76	17.52	C.V
	Travée	97.29	0.08	5.92*10 ⁻⁴	13.15	21.03	C.V
Y-Y	Appuis	54.87	0.07	4*10 ⁻⁴	9.6	24.14	C.V
	Travée	82.30	0.07	4*10 ⁻⁴	14.4	36.21	C.V+

VIII.4.5 Schéma de ferrillage

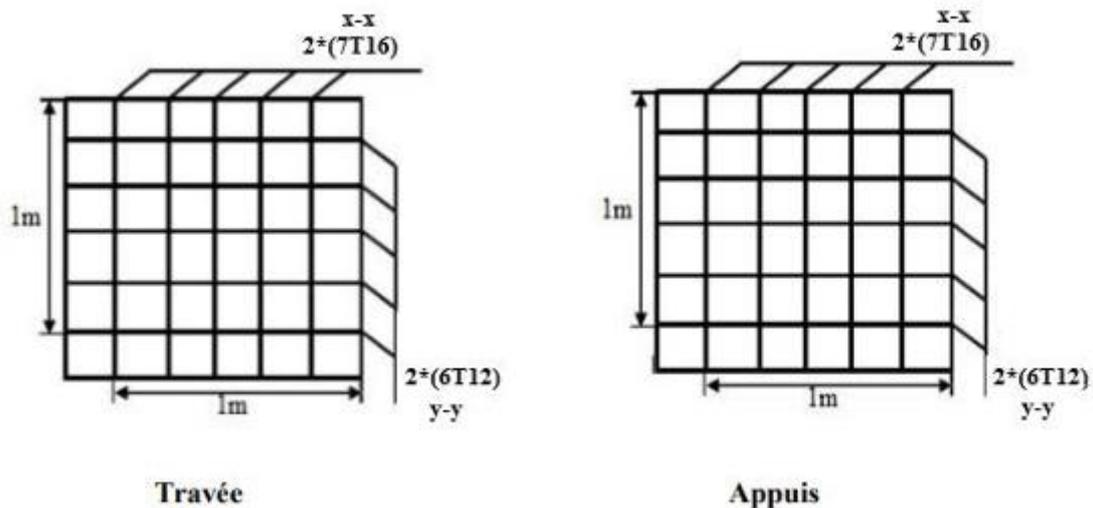


Figure VIII. 18 : schéma de ferrillage du voile périphérique

Conclusion générale

Conclusion

Ce projet de fin d'études fut une opportunité précieuse de concrétiser nos savoirs académiques, d'exécuter les normes et d'assimiler les moyens de calcul destinés à la structure en acier. Cette expérience approfondie nous a permis de bien appréhender les enjeux et les impératifs de ce secteur, spécifiquement grâce aux collaborations avec les spécialistes.

L'étude d'ossatures métalliques se fonde sur une évaluation stricte aux états limites ultimes, incorporant l'ensemble des contraintes externes (charges d'exploitation, permanentes, variations thermiques, charge de neige, l'action du vent, action sismique). Une exactitude et une rigueur exemplaires sont fondamentales à chaque phase de calcul et de la conception des particularités de la structure.

REFERENCES BEBLIOGRAPHIQUES

[1] CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION : Document Technique Réglementaire Algérien D.T.R-BC-2.2, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).

[2] REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013 : Document Technique Réglementaire Algérien D.T.R-C-2-47, Centre National d'Etudes et de Recherches Intégrées du Bâtiment, (Algérie).

[3] REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER «CCM97» : Document Technique Réglementaire Algérien D.T.R-BC-2-44, Centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997, (Algérie).

[4] REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 : Document Technique Réglementaire Algérien D.T.R-BC-2-48, Centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).

[5] REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 2024; Document Technique Réglementaire Algérien D.T.R-BC-2-48, Centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, janvier2025, (Algérie).

[6] « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en Béton armé suivant la méthode des états limites « BAEI 91 révisées 99 » ; MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie).

[7] B.A.E.L 91 révisée 99 : béton arme aux états limite, troisième tirage, Eyrolles, 1997

[8] Eurocode 3, Calcul des structures en acier - Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments, EN 1993-1-1:1992, 2004.

[9] Eurocode 4, Calcul des structures mixtes acier-béton - Partie 1- 1: Règles générales et règles our les bâtiments, EN 1993-1-1:1992, 2004.

Logiciel :

AUTOCAD2013 Dessin

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016

WORD2007

EXCEL 2007

ROBOT EXEPERT ,2010

Annexes

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de n^{br} armature, ϕ en mm

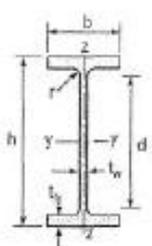
ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Annexes

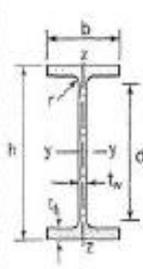
DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEURS CONTOURS

$\rho =$ $\frac{l_x}{l_y}$	$\nu = 0$		$\nu = 0,20$		$\rho =$ $\frac{l_x}{l_y}$	$\nu = 0$		$\nu = 0,20$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1094	0,250	0,1115	0,293	0,70	0,0683	0,436	0,0743	0,585
0,41	0,1078	0,250	0,1100	0,301	0,71	0,0670	0,450	0,0731	0,596
0,42	0,1062	0,250	0,1086	0,309	0,72	0,0658	0,464	0,0719	0,608
0,43	0,1047	0,250	0,1072	0,317	0,73	0,0646	0,479	0,0708	0,620
0,44	0,1032	0,250	0,1059	0,325	0,74	0,0634	0,494	0,0696	0,632
0,45	0,1017	0,250	0,1046	0,333	0,75	0,0622	0,509	0,0685	0,644
0,46	0,1002	0,250	0,1032	0,341	0,76	0,0610	0,525	0,0674	0,657
0,47	0,0988	0,250	0,1019	0,349	0,77	0,0598	0,542	0,0663	0,670
0,48	0,0974	0,250	0,1006	0,357	0,78	0,0587	0,559	0,0652	0,683
0,49	0,0960	0,250	0,0993	0,365	0,79	0,0576	0,577	0,0642	0,696
0,50	0,0946	0,250	0,0981	0,373	0,80	0,0565	0,595	0,0632	0,710
0,51	0,0932	0,250	0,0969	0,382	0,81	0,0553	0,613	0,0621	0,723
0,52	0,0918	0,250	0,0957	0,391	0,82	0,0542	0,631	0,0610	0,737
0,53	0,0905	0,250	0,0945	0,400	0,83	0,0531	0,649	0,0600	0,750
0,54	0,0892	0,250	0,0933	0,410	0,84	0,0520	0,667	0,0589	0,764
0,55	0,0879	0,250	0,0921	0,420	0,85	0,0509	0,685	0,0579	0,778
0,56	0,0855	0,253	0,0909	0,431	0,86	0,0498	0,693	0,0569	0,791
0,57	0,0852	0,266	0,0897	0,442	0,87	0,0488	0,721	0,0559	0,804
0,58	0,0838	0,279	0,0885	0,453	0,88	0,0478	0,740	0,0549	0,818
0,59	0,0825	0,292	0,0873	0,465	0,89	0,0468	0,759	0,0539	0,832
0,60	0,0812	0,305	0,0861	0,476	0,90	0,0458	0,778	0,0529	0,846
0,61	0,0798	0,317	0,0849	0,487	0,91	0,0448	0,798	0,0519	0,861
0,62	0,0785	0,330	0,0837	0,497	0,92	0,0438	0,819	0,0510	0,875
0,63	0,0772	0,343	0,0825	0,508	0,93	0,0428	0,841	0,0500	0,891
0,64	0,0759	0,356	0,0813	0,519	0,94	0,0419	0,864	0,0491	0,906
0,65	0,0746	0,369	0,0801	0,530	0,95	0,0410	0,888	0,0483	0,923
0,66	0,0733	0,382	0,0789	0,541	0,96	0,0401	0,911	0,0475	0,939
0,67	0,0720	0,395	0,0777	0,552	0,97	0,0393	0,934	0,0467	0,954
0,68	0,0707	0,408	0,0766	0,563	0,98	0,0385	0,956	0,0459	0,970
0,69	0,0695	0,422	0,0754	0,574	0,99	0,0377	0,978	0,0451	0,985
					1,00	0,0368	1,000	0,0442	1,000

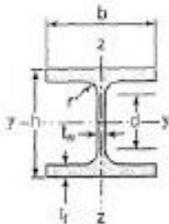
Annexes

IPE		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6	
IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3	
IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2	
IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4	
IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1	
IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9	
IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	169,0	22,4	28,5	
IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4	
IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1	
IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,8	36,1	45,9	
IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8	
IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6	
IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7	
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5	
IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8	
IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5	
IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4	
IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0	

Annexes

IPE (suite)		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion J	
		I_x	I_y/V_y	I_x	-	-	I_y	I_y/V_y	I_y	-	-		J
		I_y	$W_{el,y}$	I_y	$W_{pl,y}$	A_{x2}	I_x	$W_{el,x}$	I_x	$W_{pl,x}$	A_{y1}		I_x
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²		cm ⁴
ipe 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70		
ipe 100	171,0	34,2	4,07	38,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	8,7	1,20		
ipe 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,5	1,74		
ipe 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,5	44,90	12,30	1,66	19,2	10,6	2,45		
ipe 160	869,3	108,7	6,58	123,8	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60		
ipe 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79		
ipe 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,96	2,24	44,6	18,0	6,98		
ipe 220	2771,8	262,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07		
ipe 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88		
ipe 270	5788,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94		
ipe 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12		
ipe 330	11768,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	96,50	3,55	153,7	38,7	26,15		
ipe 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32		
ipe 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08		
ipe 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87		
ipe 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	336,9	67,2	89,28		
ipe 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2696,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24		

Annexes

HEA		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
HEA 100	96	100	5,0	8	12	56	16,7	21,2	
HEA 120	114	120	5,0	8	12	74	19,9	25,3	
HEA 140	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4	
HEA 160	152	160	6,0	9	15	104	30,4	38,8	
HEA 180	171	180	6,0	9,5	15	122	35,5	45,3	
HEA 200	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8	
HEA 220	210	220	7,0	11	18	152	50,5	64,3	
HEA 240	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8	
HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8	
HEA 280	270	280	8,0	13	24	196	76,4	97,3	
HEA 300	290	300	8,5	14	27	208	85,3	112,5	
HEA 320	310	300	9,0	15,5	27	225	97,6	124,4	
HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	104,8	133,5	
HEA 360	350	300	10,0	17,5	27	261	112,1	142,8	
HEA 400	390	300	11,0	19	27	298	124,8	159,0	
HEA 450	440	300	11,5	21	27	344	139,8	178,0	
HEA 500	490	300	12,0	23	27	390	155,1	197,5	
HEA 550	540	300	12,5	24	27	438	166,2	211,8	
HEA 600	590	300	13,0	25	27	486	177,8	226,5	
HEA 650	640	300	13,5	26	27	534	189,7	241,6	
HEA 700	690	300	14,5	27	27	582	204,5	260,5	
HEA 800	790	300	15,0	28	30	674	224,4	285,8	
HEA 900	890	300	16	30	30	770	251,6	320,5	

Annexes

HEA (suite)		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	$A_{t,z}$	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	$A_{t,y}$	I_t
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
HEA 100	349,2	72,9	4,06	83,0	7,6	133,8	26,8	2,61	41,1	16,9	5,24	
HEA 120	806,2	106,3	4,89	119,5	8,5	230,9	33,5	3,02	53,9	20,1	5,99	
HEA 140	1033,1	155,4	5,73	173,5	10,1	399,3	66,6	3,62	84,8	24,8	8,13	
HEA 160	1673,0	220,1	6,57	245,1	13,2	615,5	75,9	3,98	117,6	30,1	12,19	
HEA 180	2510,3	293,6	7,45	324,9	14,5	924,6	102,7	4,52	166,5	35,5	14,60	
HEA 200	3692,2	388,6	8,28	429,5	18,1	1335,6	133,6	4,98	203,8	41,6	20,98	
HEA 220	5409,7	515,2	9,17	568,5	20,7	1954,5	177,7	5,51	270,6	50,2	28,46	
HEA 240	7763,2	675,1	10,05	744,6	25,2	2768,9	230,7	6,00	361,7	59,7	41,55	
HEA 260	10455,0	836,4	10,97	919,8	28,8	3668,2	282,2	6,50	430,2	67,4	52,37	
HEA 280	13673,3	1012,8	11,86	1112,2	31,7	4763,0	340,2	7,00	518,1	75,4	62,10	
HEA 300	18263,5	1259,63	12,74	1383,3	37,3	6310,5	420,7	7,49	641,2	87,0	85,17	
HEA 320	22928,6	1479,3	13,58	1628,1	41,1	6985,8	465,7	7,49	709,7	96,2	107,97	
HEA 340	27093,1	1678,4	14,40	1850,5	45,0	7436,3	485,6	7,46	755,9	102,5	127,20	
HEA 360	33069,8	1890,8	15,22	2088,5	49,0	7886,8	525,8	7,43	802,3	108,7	148,92	
HEA 400	45069,4	2311,3	16,84	2561,8	57,3	8563,1	570,9	7,34	872,9	118,2	189,04	
HEA 450	63721,6	2896,4	18,32	3215,9	65,8	9464,2	630,9	7,29	965,5	130,4	243,76	
HEA 500	86974,8	3560,0	20,98	3948,9	74,7	10385,6	681,0	7,24	1058,6	142,7	309,27	
HEA 550	111932,2	4145,6	22,99	4621,8	83,7	10817,2	721,1	7,15	1106,9	146,9	351,54	
HEA 600	141206,1	4786,7	24,97	5353,4	93,2	11269,1	751,3	7,05	1155,7	155,2	397,81	
HEA 650	175178,2	5474,3	26,93	6136,3	103,2	11721,3	781,4	6,96	1204,8	161,5	448,30	
HEA 700	215301,4	6240,6	28,75	7031,8	117,0	12175,5	811,7	6,84	1256,7	169,0	513,89	
HEA 800	303442,6	7682,1	32,58	8699,5	138,8	12634,7	842,3	6,65	1312,3	174,8	596,87	
HEA 900	422075,0	9484,8	36,29	10811,0	163,3	13542,4	902,8	6,50	1414,5	187,4	736,77	

