

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



جامعة سعد دحلب – البلدية 1 -  
Université Saad Dahleb Blida 1

كلية التكنولوجيا  
Faculté De Technologie

قسم الهندسة المدنية  
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

## MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : Construction métallique et mixtes

### THÈME

ETUDE D'UN BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE EN R+12  
A USAGE ADMINISTRATIF

Etudié et réaliser par

**DAHMANE Yahya Chakib**

**HACHEMI Sohaib**

Devant le jury composé de :

	U. Saad Dahleb-Blida	Président
	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
Mme. BADIS. W	U. Saad Dahleb-Blida	Promotrice
Mr. RAHMANI.K	U. Saad Dahleb-Blida	CO-Promoteur

**Blida, Juillet 2023.**

## Résumé

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment multifonctionnel en charpente métallique situé dans la wilaya de BLIDA qui est classée comme zone de forte sismicité (zone III) selon les (RPA 99 version 2003), L'ouvrage en question a une forme irrégulière, il se compose de RDC+12 étages avec en ayant une hauteur totale de 53.04 m et une largeur transversale de 44.5 m et longitudinale de 59 m.

La résistance du bâtiment est assurée par un noyau central en béton armé.

La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99version 2003, CCM97, EUROCODE), L'étude dynamique a été faite par le logiciel ETABS BUILDING ANALYSIS AND DESIGN 18.

## Abstract

The structure that is the subject of our study is a multifunctional building with a metal frame located in BOUMERDES which is classified as a zone of strong seismicity (zone III) according to (RPA 99 version 2003), The structure in question has an irregular shape, it consists of ground floor + 12 floors having a total height of 53.04 m and a transverse width of 44.5 m and longitudinal of 59 m.

The strength of the building is ensured by reinforced concrete central core.

The design was made according to the current building regulations (RPA99version 2003, CCM97and EUROCODE), the dynamic study was done by the software ETABS BUILDING ANALYSIS AND DESIGN 18.

## ملخص

الهيكل الذي هو موضوع دراستنا هو مبنى متعدد الوظائف بإطار معدني يقع في ولاية البليدة والتي تم تصنيفها على أنها منطقة زلزالية (المنطقة الثالثة) وفقاً للزلازل الجزائرية 99 نسخة 2003.

يعتبر شكل المبنى غير منتظم حيث يتكون من طابق ارضي و12 طابق بارتفاع 53.04 متر وعرض 45.5 متر وطول 59 مترو يتم ضمان قوة المبنى من خلال محامل دعامة على شكل نواة مركزية من الخرسانة المسلحة.

## *Remerciements*

Tout d'abord, nous tenons à remercier Dieu, De nous avoir donné la santé, la volonté et la patience pour mener à terme notre formation de Master et pouvoir réaliser ce travail de recherche. Nous tenons à exprimer nos profonds remerciements à notre encadreur, Mdm. BADIS qui nous a fourni le sujet de ce mémoire et nous a guidés de ses précieux conseils et suggestions, et la confiance qu'il nous a témoignés tout au long de ce travail.

Nous tenons à gratifier aussi les membres de jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner notre travail.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et on particulier Mr ZAHAF, Mr RAHMANI, Mr ALALI, Mdm AOUALI pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation master en Génie Civil.

Enfin, on adresse nos sincères sentiments de gratitude et de reconnaissance à toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

## *Dédicaces*

À l'aide de Dieu tout-puissant, qui m'a tracé le chemin de ma vie, J'ai pu réaliser ce travail,

Que je dédie :

À ma chère mère "Nabila"

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon Amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.

Je veux remercier pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours

À mon cher père "Mouloud "

L'exemple de ma vie pour ses patiences, ses conseils et ses encouragements, tu as été un papa extraordinaire rein ne pourra remplacer mon père

A ma chère sœur " Khadidja "

Le bijou de la famille, je te souhaite un avenir plein de joie, de bonheur

A mon binôme « Sohaib » A tous la promotion CMM2022/2023

A la famille Dahmane et Kheloufi.

**CHAKIB**

## *Dédicaces*

C'est avec l'aide et la grâce de DIEU que j'ai achevé cet humble travail.

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

A ma chère Maman

La lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur celle qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir.

Aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de L'amour dont elle ne cesse de me combler. Que dieu lui procure bonne santé et longue vie.

A mes chères sœurs

Mon soutien à qui je souhaite le bonheur dans leurs vies.

A mon frère ISHAK

Le bijou de la famille, je te souhaite un avenir plein de joie, de bonheur et de réussite

A tous les membres de ma famille

A mon frère, mon amis, mon binôme CHAKIB

A tous mes amis et à tous la promotion CMM 2022/2023

**SOHAIB**

# Sommaire

Résumé	
Abstract	
ملخص	
Remerciements	
Dédicaces	
Liste des Figures	
Liste des Tableaux	
Liste des Symboles	
<b>Introduction Générale .....</b>	<b>1</b>

## **CHAPITRE I :PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

I.1. Introduction .....	4
I.2. Présentation de l'ouvrage .....	4
I.3. Caractéristique de l'ouvrage .....	5
I.4. Caractéristiques géométriques .....	5
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	8
I.5.1. Acier .....	8
I.5.2. Béton.....	9
I.6. Règlements utilisés .....	10

## **CHAPITRE II :PREDIMENSSIONEMENT DES ELEMENTS**

□ PREDIMENSSIONEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX .....	12
II.1. Introduction .....	12
II.2. Les planchers .....	12
II.3. Méthode de calcul .....	12
II.3.1. Phase de construction .....	12
II.3.2. Phase finale .....	12
II.4. Largueur de la dalle collaborant .....	13
II.5. Estimation des charges des planchers .....	13
II.5.1. Plancher terrasse inaccessible .....	13
II.5.2. Plancher courant .....	13
II.6. Pré-dimensionnement des Solives .....	14
II.6.1. Plancher courant (panneau bureau 7.5m) .....	14

II.7. Calcul des connecteurs (connexion totale).....	20
II.7.1. Plancher courant (panneau bureau 5.5m) .....	22
II.7.2. Plancher courant (panneau de salle de conférence 5.5m).....	22
II.7.3. Plancher terrasse (panneau 7.5m).....	23
II.7.4. Plancher terrasse (panneau 5.5m).....	24
II.8. Pré dimensionnement des poutres principales .....	25
II.8.1. Plancher courant .....	25
II.8.2. Pré-dimensionnement de la poutre .....	25
II.9. Prédimensionnement des poteaux .....	35
II.9.1. Introduction .....	35
II.9.2. Poteau central (le plus sollicité) .....	36
□ Méthode de calcul.....	38
II.10. Pré dimensionnement des voiles .....	40
II.11. Prédimensionnement de la dalle plein.....	41
□ PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRE .....	42
II.12 Etude d'acrotère .....	42
II.12.1 Introduction .....	42
II.12.2. Evaluation des charges .....	42
II.12.3. La force horizontale due à l'effet du séisme.....	43
II.12.4. Calcul des sollicitations.....	44
II.12.5. Calculs de Ferrailage.....	44
□ Vérification de l'effort tranchant : .....	45
II.13. Etude des escaliers .....	46
II.13.1. Introduction .....	46
II.13.2. Pré-dimensionnement des marches .....	47
II.13.3. Dimensionnement de limon .....	50

### **CHAPITRE III :ETUDE CLIMATIQUE**

□ <b>Effet du vent</b> .....	<b>56</b>
III.1. Introduction.....	56
III.2. Action du vent.....	56
III.2.1. Coefficients de calcul .....	56
III.2.1.1. Effet de la région.....	56
III.2.1.2. Catégorie de terrain.....	57

III.2.1.3. Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z_e)$ .....	57
III.2.1.4. Détermination du coefficient de la rugosité $C_r$ .....	57
III.2.1.5. Coefficient de topographie.....	58
III.2.1.6. Intensité de turbulence.....	58
III.2.2. Paramètre de calcul.....	58
III.2.2.1. Direction du vent $V_1$ ( $0^\circ$ ) .....	58
III.2.2.2. Direction du vent $V_2$ ( $90^\circ$ ) .....	65
III.2.3. La force de frottement .....	71
□ <b>Effet de neige</b> .....	<b>72</b>
III.3. Introduction.....	72
III.3.1. Calcul des charges de neige .....	72
III.3.2. Charge de neige sur le sol.....	73
III.3.3. Coefficient de forme de la toiture .....	73

## **CHAPITRE IV :ETUDE DYNAMIQUE**

IV.1. Introduction .....	75
IV.2. Objectif de l'étude dynamique .....	75
IV.3. Modélisation de rigidité.....	75
IV.4. Modélisation de la masse.....	75
IV.5. Choix de la méthode de calcul.....	76
IV.5.1. La méthode statique équivalente .....	76
IV.5.2. La méthode modale spectrale .....	76
IV.5.3. Analyse spectrale.....	77
IV.5.3.1. Utilisation des spectres de réponse .....	77
IV.5.3.2. Résultante des forces sismiques de calcul .....	78
IV.5.4. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	78
IV.5.4.1. Estimation de la période fondamentale de la structure (T).....	79
IV.5.4.2. Procédure de calculs .....	81

## **CHAPITRE V :VERIFICATION DES ELEMENTS**

V.1. Introduction.....	88
V.2. Le flambement .....	88
V.3. Le déversement .....	88
V.4. Vérification de la stabilité.....	89

V.4.1. Vérification des poteaux .....	89
V.4.1.1. Procédure de calcul .....	89
V.4.1.2. Exemple de calcul (Niveau RDC).....	90
V.4.1.3. Vérification des autres poteaux.....	92
V.4.1.4. Vérification de la stabilité des poteaux vis-à-vis du déversement .....	93
V.4.2. Vérification des poutres .....	94
V.4.2.1. Vérification de la poutre principale .....	94
V.4.2.2. Vérification de la poutre secondaire.....	96
V.5. Ferrailage de noyau central.....	97
V.5.1. La méthode de calcul .....	97
V.5.2. Ferrailage .....	99
V.5.2.1. Ferrailage vertical .....	99
V.5.2.2. Ferrailages horizontaux.....	99
V.5.2.3. Armature de joint de bétonnage (aciers de couture) .....	99

## **CHAPITRE VI :LES ASSEMBLAGES**

VI.1. Introduction .....	107
VI.2. Assemblage poutre-solive (IPE400 – IPE200).....	107
VI.3. Vérification de l'assemblage poteau-poutre (HEA 700 – IPE400) de rive .....	109
VI.4. Assemblage de continuité de la poutre HEA800.....	112
VI. 5. Assemblage Poteau-Poteau (HEA700 – HEA600) .....	117
VI.6. Assemblage poutre (IPE400) avec noyau central en béton armé .....	120
VI.6.1. Introduction .....	120
VI.7. Assemblage Pied de Poteau (HEA700) [Annex C].....	123

## **CHAPITRE VII :Etude des éléments de l'infrastructure**

VII.1. Introduction .....	125
VII.2. Choix du type de fondation .....	125
VII.3. Définition de radie .....	125
VII.4. Pré-dimensionnement de radier .....	126
VII.4.1. Dalle .....	126
VII.4.2. Les Nervures .....	126
VII.4.2.1. Largeur de la nervure .....	126
VII.4.2.2. La hauteur de la nervure .....	126

VII.4.3. Vérification de la stabilité du radier .....	127
VII.4.4. Vérification des contraintes.....	128
VII.4.4.1. Sollicitation du premier genre .....	128
VII.4.4.2. Sollicitation du second genre .....	128
VII.5. Ferrailage du radier .....	129
VII.5.1. Ferrailage de la dalle .....	129
VII.5.2. Calcul du ferrailage .....	131
VII.5.3. Vérification nécessaire .....	131
VII.6. Ferrailage de la nervure.....	132
VII.6.1. Détermination des efforts .....	132
VII.6.2. Calcul des armatures .....	132
VII.6.3. Vérification nécessaire .....	133
<b>Conclusion générale .....</b>	<b>136</b>
<b>Bibliographie</b>	
<b>Annexes</b>	

# Liste des Figures

Figure I. 1: Vue 2D de bâtiments.....	4
Figure I. 2: Conception d'un plancher collaborant. ....	6
Figure I. 3: Dimensions transversales des dalles. ....	6
Figure I. 4: Bac d'acier type Hi Bond 55.....	7
Figure I. 5: Goujon soudée. ....	7
Figure II. 1: La vue en plans de l'étage 01. ....	14
Figure II. 2: Schéma statique des poutres. ....	27
Figure II. 3: Poteau central. ....	36
Figure II. 4: Coupe de voile en élévation.....	40
Figure II. 5: Dalle pleine.....	41
Figure II. 6: Dimension de l'acrotère.....	42
Figure II. 7: Schéma statique de l'acrotère. ....	43
Figure II. 8: Diagrammes des efforts à L'E.L.U.....	44
Figure II. 9: Schéma de ferrailage de l'acrotère. ....	46
Figure II. 10: Schéma des escaliers. ....	47
Figure II. 11: Disposition des cornières.....	48
Figure II. 12: Charges repris par la cornière.....	48
Figure III. 1: Direction principale de vent. ....	56
Figure III. 2: Hauteur de référence $z_e$ et profil correspondant de la pression dynamique...58	
Figure III. 3: Légende relative aux murs verticaux. ....	59
Figure III. 4: Zone de pression pour les parois verticales.....	60
Figure III. 5: Coefficient de pression intérieur $C_{pi}$ des bâtiments sans face dominants. ....	60
Figure III. 6: Légende pour les toitures plates. ....	63
Figure III. 7: Distribution de la pression aérodynamique sur les parois. ....	65
Figure III. 8: Hauteur de référence $z_e$ et profil correspondant de la pression dynamique...65	
Figure III. 9: Légende relative aux murs verticaux. ....	66
Figure III. 10: Zone de pression pour les parois verticales.....	67
Figure III. 11: coefficient de pression intérieur $C_{pi}$ des bâtiments sans face dominants. ....	67
Figure III. 12: Légende pour les toitures plates. ....	69

Figure III. 13: Distribution de la pression aérodynamique sur les parois.....	71
Figure III. 14: Coefficient de forme (toiture à un seul versant).....	73
Figure IV. 1: Spectre de réponse selon les deux directions.....	77
Figure IV. 2: Vue 3D du 1er modèle.....	81
Figure IV. 3: La déformée pour les modes 1&2 du 1er modèle.....	82
Figure IV. 4: Vue 3D de modèle final.....	83
Figure V. 1: Phénomène du flambement.....	88
Figure V. 2: Phénomène du déversement.....	89
Figure V. 3: La rigidité des poteaux.....	90
Figure V. 4: Schémas de la poutre principale.....	94
Figure V. 5: Schémas de la poutre secondaire.....	96
Figure V. 6: Cas d'un voile de section partielle.....	98
Figure V. 7: Disposition des armatures verticales dans le voile.....	99
Figure V. 8 : Disposition et nomination des voiles de contreventement.....	100
Figure V. 9: Schéma de ferrailage de Pier 1 et 2.....	105
Figure VI. 1: Les points d'assemblés de la structure.....	107
Figure VI. 2: Schéma de l'assemblage poutre – solive.....	108
Figure VI. 3: Disposition constructif de l'assemblage poutre – solive.....	108
Figure VI. 4: Assemblage Poteau- poutre.....	110
Figure VI. 5: Assemblage soudé poutre- platine.....	110
Figure VI. 6: Assemblage de continuité de la poutre HEA800.....	113
Figure VI. 7: Assemblage poteau_HEA700 – poteau_HEA600.....	117
Figure VI. 8: Pièce d'appuis boulonnée.....	121
Figure VI. 9: Assemblage soudé poutre-platine.....	122
Figure VI. 10: Schéma de l'assemblage pied de poteaux HEA700.....	123
Figure VII. 1: Surface nécessaire de radie.....	125
Figure VII. 2: Contrainte sous le radier.....	128
Figure VII. 3: Schéma de ferrailage de la nervure.....	135
Figure VII. 4: Schéma de ferrailage du radier.....	135

# Liste des Tableaux

Tableau I. 1: Valeurs nominales de $f_y$ et $f_u$ pour les profilés .....	9
Tableau I. 2: Caractéristiques mécaniques de l'acier .....	9
Tableau II. 1: Estimation des charges de plancher terrasse .....	13
Tableau II. 2: Estimation des charges de plancher courant .....	13
Tableau II. 3: Vérification du profilé en phase final pour panneau de 7.5m .....	21
Tableau II. 4: Vérification du profilé en phase de construction pour panneau de 5.5m .....	22
Tableau II. 5: Vérification du profilé en phase final pour panneau de 5.5m .....	22
Tableau II. 6: Vérification du profilé en phase de construction pour panneau de 5.5m .....	23
Tableau II. 7: Vérification du profilé en phase final pour panneau de 5.5m .....	23
Tableau II. 8: Vérification du profilé en phase de construction pour panneau de 7.5m .....	23
Tableau II. 9: Vérification du profilé en phase de construction pour panneau de 5.5m .....	24
Tableau II. 10: Vérification du profilé en phase final pour panneau de 5.5m .....	25
Tableau II. 11: Caractéristiques du profilé IPE400 (poutre principal) .....	25
Tableau II. 12: Vérification du profilé en phase de construction pour panneau de 5.5m .....	33
Tableau II. 13: Vérification du profilé en phase final pour panneau de 5.5m .....	33
Tableau II. 14: Vérification du profilé en phase de construction pour panneau de 7.5m .....	34
Tableau II. 15: Vérification du profilé en phase final pour panneau de 7.5m .....	34
Tableau II. 16: Vérification du profilé en phase de construction pour panneau de 5.5m .....	35
Tableau II. 17: Vérification du profilé en phase final pour panneau de 5.5m .....	35
Tableau II. 18: La descente des charges (les poteaux centraux) .....	37
Tableau II. 19: Les sections et les profilés des poteaux centraux .....	38
Tableau II. 20: Les sections final pour les poteaux centraux .....	39
Tableau II. 21: Calcule des sollicitations .....	44
Tableau II. 22: Calcule de ferrailage. ....	45
Tableau III. 1: Caractéristique des zones .....	59
Tableau III. 2: Le coefficient de pression intérieur $C_{pi}$ (direction V1) .....	61
Tableau III. 3: La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0.80$ (direction V1) .....	62
Tableau III. 4: La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = -0.50$ (direction V1) .....	62
Tableau III. 5: La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0.80$ (direction V1) .....	62
Tableau III. 6: La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = -0.50$ (direction V1) .....	62

Tableau III. 7: Le coefficient de pression intérieur $C_{pi}$ (LA TERASSE V1) .....	63
Tableau III. 8: La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0.80$ ( <i>direction V1</i> ).....	64
Tableau III. 9: La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = -0.50$ ( <i>direction V1</i> ).....	64
Tableau III. 10: La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0.80$ ( <i>direction V1</i> ).....	64
Tableau III. 11: La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = -0.50$ ( <i>direction V1</i> ).....	64
Tableau III. 12: Caractéristique des zones.....	67
Tableau III. 13: Le coefficient de pression intérieur $C_{pi}$ ( <i>direction V2</i> ).....	68
Tableau III. 14: La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0.80$ ( <i>direction V2</i> ).....	69
Tableau III. 15: La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = -0.50$ ( <i>direction V2</i> ).....	69
Tableau III. 16: Le coefficient de pression intérieur $C_{pi}$ (LA TERASSE V2) .....	70
Tableau III. 17: La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0.80$ ( <i>direction V2</i> ).....	70
Tableau III. 18: La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0.80$ ( <i>direction V2</i> ).....	71
Tableau IV. 1: Facteur de qualité Q.....	80
Tableau IV. 2: Caractéristique de la force sismique .....	80
Tableau IV. 3: Participation massique du modèle initial.....	81
Tableau IV. 4: Vérifications des déplacements inter étage pour le 1er modèle .....	82
Tableau IV. 5: Participation massique du modèle final.....	83
Tableau IV. 6: Vérifications des déplacements inter étage pour le modèle final .....	84
Tableau IV. 7: Vérification de l'effet P- $\Delta$ .....	85
Tableau V. 1: Vérification au flambement par flexion pour $N^{\max}$ .....	92
Tableau V. 2: Vérification au flambement par flexion pour $M_y^{\max}$ .....	93
Tableau V. 3: Vérification au flambement par flexion pour $M_y^{\max}$ .....	93
Tableau V. 4: Vérification de l'élançement réduit du diversement.....	93
Tableau V. 5: Vérification du diversement avec le moment $M_{brd}$ .....	94
Tableau V. 6: Caractéristique géométrique et mécanique de IPE400 .....	95
Tableau V. 7: Caractéristique géométrique et mécanique de IPE200 .....	96
Tableau V. 8: Zone de calcul pour le ferrailage des voiles .....	99
Tableau V. 9: Ferrailage vertical dans <i>pier 1 et 2</i> .....	100
Tableau V. 10: Ferrailage vertical dans <i>pier 3</i> .....	100
Tableau V. 11: Ferrailage vertical dans <i>pier 4 et 5</i> .....	101
Tableau V. 12: Ferrailage vertical dans <i>pier 6 et 7</i> .....	101

Tableau V. 13: Ferrailage vertical dans <i>pier</i> 8.....	101
Tableau V. 14: Ferrailage vertical dans <i>pier</i> 9.....	101
Tableau V. 15: Choix des armatures vertical dans <i>pier</i> 1 et 2 .....	102
Tableau V. 16: Choix des armatures vertical dans <i>pier</i> 3 .....	102
Tableau V. 17: Choix des armatures vertical dans <i>pier</i> 4 et 5 .....	102
Tableau V. 18: Choix des armatures vertical dans <i>pier</i> 6 et 7 .....	102
Tableau V. 19: Choix des armatures vertical dans <i>pier</i> 8.....	103
Tableau V. 20: Choix des armatures vertical dans <i>pier</i> 9.....	103
Tableau V. 21: Choix des armatures vertical dans <i>pier</i> 1 et 2 .....	103
Tableau V. 22: Choix des armatures vertical dans <i>pier</i> 3 .....	103
Tableau V. 23: Choix des armatures vertical dans <i>pier</i> 4 et 5 .....	104
Tableau V. 24: Choix des armatures vertical dans <i>pier</i> 6 et 7 .....	104
Tableau V. 25: Choix des armatures vertical dans <i>pier</i> 8.....	104
Tableau V. 26: Choix des armatures vertical dans <i>pier</i> 9.....	104
Tableau VII. 1: Caractéristique géométrique du radier .....	129
Tableau VII. 2: Contrainte sous le radier à L'ELU .....	129
Tableau VII. 3: Contrainte sous le radier à L'ELS .....	129
Tableau VII. 4: Calcul des moments à l'ELU .....	130
Tableau VII. 5: Calcul des moments à l'ELS .....	130
Tableau VII. 6: Ferrailage du panneau le plus sollicité du radier.....	131
Tableau VII. 7: Vérification des contraintes de la dalle du raider à l'ELS.....	131
Tableau VII. 8: Vérification des contraintes de nouveau choix .....	132
Tableau VII. 9: Calcul du ferrailage de la nervure .....	133
Tableau VII. 10: Vérification des contraintes de la dalle du raider à l'ELS.....	133
Tableau VII. 11: Vérification des contraintes de nouveau choix .....	133

# Liste des Symboles

La signification des principaux symboles est la suivante :

$A$  : Coefficient d'accélération de zone.

$A_s$  : Aire d'une section d'acier.

$\varphi$  : Angle de frottement.

$Q$  : Charge d'exploitation.

$\gamma$  : Coefficient de sécurité dans l'acier.

$\gamma$  : Coefficient de sécurité dans le béton.

$\sigma_s$  : Contrainte de traction de l'acier.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.

$\sigma_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton.

$\tau$  : Contrainte ultime de cisaillement.

$\tau$  : Contrainte tangentielle.

$\beta$  : Coefficient de pondération.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.

$\sigma_m$  : Contrainte moyenne.

$G$  : Charge permanente.

$\xi$  : Déformation relative.

$V$  : Effort tranchant à la base.

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service

$N_u$  : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

$T_u$  : Effort tranchant ultime.

$T$  : Période.

$S_t$  : Espacement.

$\lambda$  : Elancement.

$F$  : Force concentrée.

$f$  : Flèche.

$f_{adm}$  : Flèche admissible.

$L$  : Longueur ou portée.

$L_f$  : Longueur de flambement.

$F_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.

$M_u$  : Moment à l'état limite ultime.

$M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.

$M_t$  : Moment en travée.

$M_a$  : Moment sur appuis.

$M_0$  : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.

$I$  : Moment d'inertie.

$M$  : Moment, Masse.

$E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.

$E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.

$E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

$f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

$K$  : Coefficient de raideur de sol.

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).

$E$  : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ( $E = 210\ 000\ \text{MPa}$ ).

$G$  : Module d'élasticité transversale de l'acier ( $G = 84\ 000\ \text{MPa}$ ).

$F_p$  : Effort de précontrainte dans les boulons.

$M$  : Moment sollicitant, en générale.

$M_{cr}$  : Moment critique élastique de déversement.

$M_{el}$  : Moment élastique.

$M_{pl}$  : Moment plastique.

$M_R$  : Moment résistant.

$N_{pl}$  : Effort normal de plastification.

$f_u$  : Contrainte de rupture d'une pièce.

$f_{ub}$  : Contrainte de rupture d'un boulon.

$f_y$  : Limite d'élasticité d'une pièce.

$K$  : Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/ poutre.

$k_s$  : Coefficient de dimension des trous de perçage pour boulon.

$k_y$  Coefficient de flambement –flexion.

$n$  : Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.

$nbr$  : Nombre de boulons.

$\beta_M$  : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).  
 $\beta_w$  : Facteur de corrélation (soudure).  
 $\varepsilon$  : Coefficient de réduction élastique de l'acier.  
 $\eta$  : Facteur de distribution de rigidité (flambement).  
 $\lambda$  : Elancement.  
 $\lambda_k$  : Elancement eulérien.  
 $\lambda$  : Elancement réduit.  
 $\lambda_{LT}$  : Elancement de déversement.  
 $\mu$  : Coefficient de frottement.  
 $\chi$  : Coefficient de réduction de flambement.  
 $\chi_{LT}$  : Coefficient de réduction de déversement.  
A<sub>net</sub> : Section nette d'une pièce.  
A<sub>s</sub> : Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.  
I<sub>t</sub> : Moment d'inertie de torsion.  
I<sub>y</sub> : Moment d'inertie de flexion maximale.  
I<sub>z</sub> : Moment d'inertie de flexion minimale.  
W<sub>eff</sub> : Module de résistance efficace.  
W<sub>el</sub> : Module de résistance élastique.  
W<sub>pl</sub> : Module de résistance plastique.  
b : Largeur d'une semelle de poutre.  
D : Diamètre nominale des tiges des boulons.  
d<sub>0</sub> : Diamètre de perçage des trous de boulonnage.  
i : Rayon de giration d'une section.  
l : Largeur d'une poutre.  
t : Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle.  
t<sub>f</sub> : Epaisseur d'une semelle de poutre.  
t<sub>w</sub> : Epaisseur d'une âme de poutre.  
v<sub>s</sub> : Distance de la fibre extrême supérieur à l'axe neutre d'une section.  
v<sub>i</sub> : Distance de la fibre extrême inférieur à l'axe neutre d'une section.  
 $\alpha$  : Angle en général.  
 $\gamma_{Mb}$  : Résistance des boulons au cisaillement.  
 $\gamma_{Mb}$  : Résistance des boulons au à la traction.  
F<sub>v</sub> : Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.  
F<sub>brd</sub> : Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.

$F_{trd}$  : Résistance des boulons en traction.

$\alpha$  : Facteur d'imperfection (flambement).

$\beta_{MLT}$  : Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

$F_y$  : Limite d'élasticité.

$F_{t,Rd}$  : Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab.

HR : boulons à haut résistance.

OR : boulon ordinaire.

$F_{vsd}$  : effort de cisaillement.

$F_{tsd}$  : effort de traction.

a: cordon de la soudure.

$M_t$  : moment de torsion.

## Introduction Générale

La construction mixte en charpente métallique et béton armé est une technique largement utilisée dans l'industrie de la construction pour combiner les avantages des deux matériaux. Elle permet de créer des structures solides, durables et économiquement efficaces pour une variété d'applications, allant des bâtiments industriels et commerciaux aux ponts et aux gratte-ciels.

La charpente métallique offre de nombreux avantages en termes de résistance et de flexibilité. Les poutres en acier sont capables de supporter de grandes charges et de franchir de grandes portées sans nécessiter de piliers intermédiaires. De plus, l'acier est un matériau durable, recyclable et largement disponible, ce qui en fait un choix attrayant sur le plan environnemental.

D'un autre côté, le béton armé est réputé pour sa résistance à la compression. Lorsqu'il est combiné avec l'acier, qui possède une résistance élevée à la traction, on obtient une combinaison puissante. Le béton armé est idéal pour résister aux charges lourdes, telles que celles présentes dans les fondations, les dalles et les poteaux.

L'utilisation de la construction mixte permet de tirer parti des avantages des deux matériaux. Les éléments en acier et en béton armé peuvent être intégrés de manière stratégique dans une structure pour optimiser les performances. Par exemple, les poutres en acier peuvent être utilisées pour supporter les charges principales, tandis que les dalles en béton armé offrent une résistance supplémentaire et une meilleure isolation phonique.

En plus des avantages structurels, la construction mixte offre également des avantages économiques. Les matériaux en acier et en béton armé sont généralement moins chers que d'autres matériaux de construction, et leur combinaison permet de réduire les coûts de construction tout en maintenant la qualité et la durabilité de la structure.

En conclusion, la construction mixte en charpente métallique et béton armé offre une solution efficace et polyvalente pour la réalisation de structures solides et durables. Elle combine les avantages de l'acier et du béton armé pour offrir une résistance, une flexibilité et une économie de coûts optimales. Cette technique continue d'être largement utilisée dans l'industrie de la construction pour divers projets, contribuant ainsi au développement de structures modernes et performantes.

Dans ce contexte, et dans le cadre de notre formation, notre objectif principal de notre projet sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises durant notre cursus, ensuite viendra le second but qui est de présenter le travail en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL, EUROCODE, CCM97, RNV2013).

**CHAPITRE I**  
**PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

### I.1. Introduction

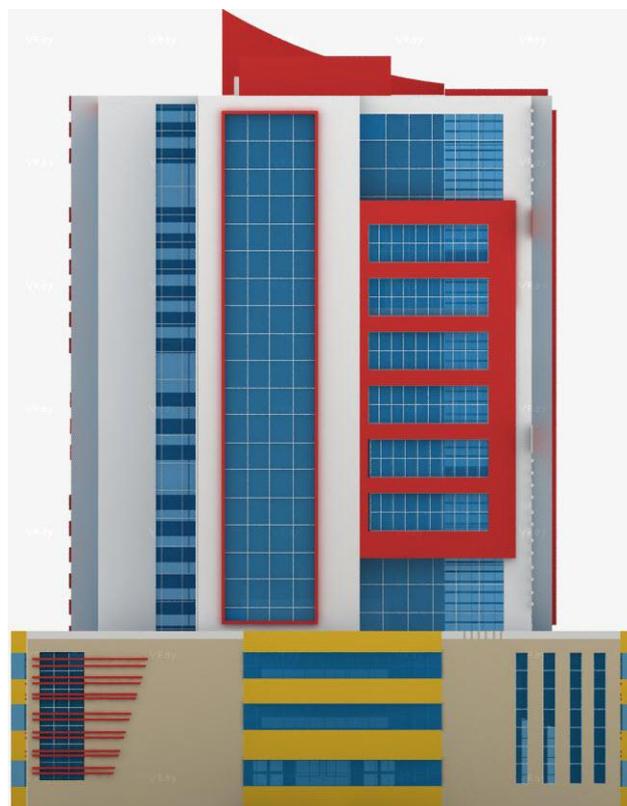
L'étude architecturale d'un projet de bâtiment se base sur les aspects fonctionnels, structuraux et formels de ce dernier, l'ingénieur en génie civil doit élaborer ses études en tenant compte des paramètres suivants :

- L'usage de la structure.
- La résistance.
- Les exigences esthétiques de l'architecte.
- L'aspect économique

### I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment multifonctionnel en charpente métallique implanté à la wilaya de BLIDA qui est classée comme zone de forte sismicité (zone III) selon les (RPA 99 version 2003).

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage de grande d'importance, car c'est un bâtiment à usage bureaux dans la hauteur dépasse 48 m « **Groupe IB** ».



**Figure I. 1:** Vue 2D de bâtiments.

### I.3. Caractéristique de l'ouvrage

L'ouvrage en question à une forme irrégulière, il se compose de RDC+12 étages avec des décrochements au 3<sup>ème</sup> jusque à 12<sup>ème</sup> niveau.

- RDC et le 1<sup>er</sup> étage (réception avec deux salles de conférence)
- 2<sup>émé</sup> étage à 12<sup>ème</sup> étage (les bureaux).

### I.4. Caractéristiques géométriques

- **Dimensions en élévation**

Hauteur totale : 53.04 m

Hauteur de RDC et 12 étages : 4.08 m

- **Dimensions en plan**

Longueur totale (sens longitudinal) :  $L = 59\text{m}$

Longueur totale (sens transversal) :  $L = 44.5\text{m}$

- **Ossature**

En se référant aux **RPA 99 version 2003** qui exige que pour toute structures dépassant une hauteur de 17m en zone III, le type de contreventement sera soit mixte (palées-portiques) ou bien contreventé totalement par des palées triangulées.

- **Les Planchers**

Selon l'**EUROCODE 4** l'épaisseur hors-tout de la dalle mixte,  $ht$  doit être d'au moins 80mm. L'épaisseur de béton  $hc$ , au-dessus de la surface plane principale du sommet des nervures de la tôle ne doit pas être inférieure à 40mm.

Si la dalle a une action mixte avec la poutre ou si elle est utilisée comme diaphragme,  $ht$  doit être d'au moins 90mm et  $hc$  ne doit pas être inférieure à 50 mm donc on a choisie plancher collaborant

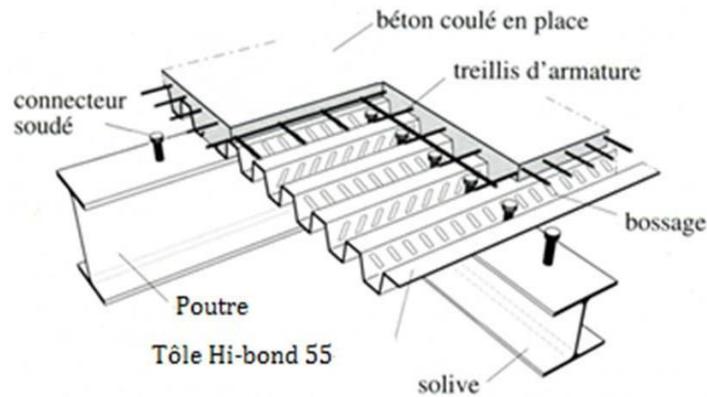


Figure I. 2: Conception d'un plancher collaborant.

- **Résistance au feu**

La résistance au feu selon le critère d'isolation thermique, ne dépend que de l'épaisseur de la dalle. L'épaisseur efficace  $h_{eff}$  est donnée par les formules suivantes :

$$h_{eff} = h_c + 0.5 * h_p * \left( \frac{L_1 + L_2}{L_1 + L_3} \right) \text{ pour } \frac{h_p}{h_c} \leq 1.5 \text{ et } h_c > 40\text{mm}$$

$$h_{eff} = h_c * \left( 1 + 0.75 * h_p * \left( \frac{L_1 + L_2}{L_1 + L_3} \right) \text{ pour } \frac{h_p}{h_c} \leq 1.5 \text{ et } h_c > 40\text{mm} \right)$$

Pour une classe de résistance au feu normalisé (R60),  $h_{eff} \geq 80\text{mm}$

On choisit  $h_t = 115\text{mm}$  ; avec  $h_c = 60\text{mm}$  et  $h_{eff} = 87.5\text{mm}$

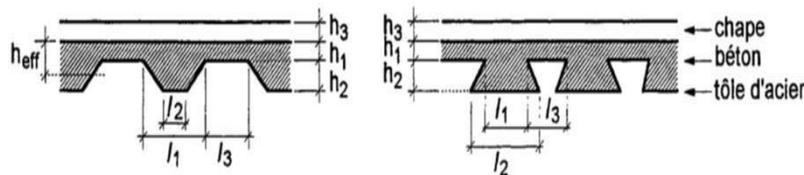


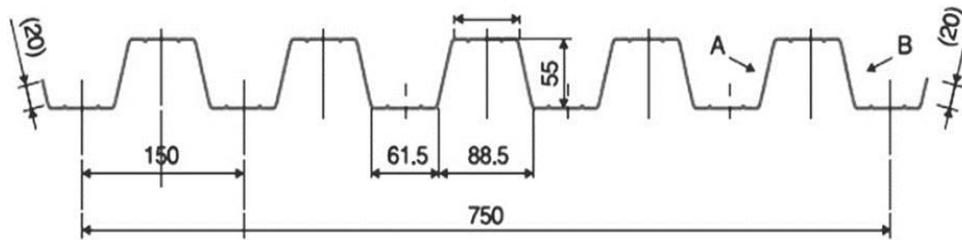
Figure I. 3: Dimensions transversales des dalles.

- **Bac d'acier**

Les bacs aciers sont de type Hi Bond 55

Cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, il permet :

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.
- D'éviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps.
- Le Hi-Bond utilisé dans notre calcul a les caractéristiques géométriques montrées la figure ci-dessous :

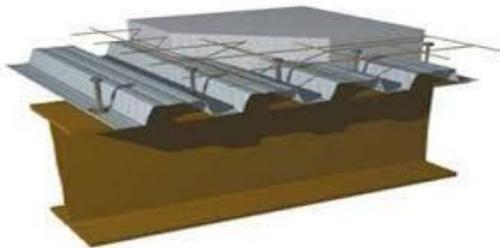


**Figure I. 4:** Bac d'acier type Hi Bond 55

- **Les connecteurs**

Le type des connecteurs principaux sont disponibles : les goujons soudés

Dans notre cas, on utilise des goujons de hauteur  $h=95\text{mm}$  et de diamètre  $d=19\text{mm}$ , qui sont assemblés par soudage (voir figure ci-dessous) :



**Figure I. 5:** Goujon soudée.

- **Etanchéité**

Nous avons un plancher qui est inaccessible, qui se résume par une charge d'exploitation réduite. Donc on peut dire que se plancher est soumis à son poids propre plus la charge du système d'étanchéité.

Il est connu que le système d'étanchéité classique avec protection lourde en gravillon exerce une charge considérable sur le plancher. Pour cela on a essayé de trouver une solution plus légère et efficace, et c'est là qu'on a sollicité le service commercial des produits **SIKA** qui nous a proposé multicouches ; une étanchéité pour terrasse inaccessible qui ne nécessite pas forcément de protection lourde, et qui se résulte par une diminution de la charge permanente.

- **Terrasse**

Terrasse inaccessible.

- **Ascenseurs**

La structure comporte une cage d'ascenseur du RDC jusqu'au 13ème étage.

- **Maçonnerie**

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- **Murs extérieurs :**

Ils seront constitués d'une double cloison de 25cm d'épaisseur Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.

L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.

- **Murs intérieurs :**

Ils seront constitués par des cloisons de 15 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services.

- **Infrastructure**

Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les tassements différentiels.
- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol
- D'assise de la structure.

### **I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux**

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du complexe doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en charpente métallique (**EUROCODE 3**) et tous les règlements applicables en Algérie (**RPA99 version 2003**).

#### **I.5.1. Acier**

- **Définition**

Un acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone (dans des proportions comprises entre 0,02 % et 2 % en masse pour le carbone).

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes

- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 210\,000\text{ MPa}$ .
- Module de cisaillement :  $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = 80\,769\text{ MPa}$ .
- Le coefficient de poisson :  $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation :  $\alpha = 12 \times 10^{-6}\text{ par } ^\circ\text{C}$
- Masse volumique  $\rho = 7850\text{ kg/m}^3$

Limite élastique  $f_y$  (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale :

**Tableau I. 1:** Valeurs nominales de  $f_y$  et  $f_u$  pour les profilés

Nuance Nominale de l'acier	Epaisseur $t$ [mm]			
	$t \leq 40$		$40 < t \leq 100$	
	$f_y$ [MPa]	$f_u$ [MPa]	$f_y$ [MPa]	$f_u$ [MPa]
S235	235	360	215	340
S275	275	430	255	410
S355	355	510	355	490

Caractéristiques mécaniques de l'acier :

**Tableau I. 2:** Caractéristiques mécaniques de l'acier

	Nuance	$F_y$ [MPa]
Ronds lisses	Fe 220	215
	Fe 240	235
Barres HA	Fe 400	400
	Fe 500	500

### I.5.2. Béton

- **Définition**

Le béton est un assemblage de matériaux de nature généralement minérale.

Caractéristiques du béton :

- Le béton utilisé est défini, du point de vue mécanique par :
- La résistance à la compression à 28 jours :  $f_c 28 = 25 \text{ MPa}$
- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation:
- La résistance caractéristique à la traction du béton à «j» jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ (MPa)}$$

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression  $f_c 28 = 25 \text{ MPa}$  et à la traction  $f_t 28 = 2.1 \text{ MPa}$

- **Module de déformation longitudinale du béton**

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

- **Module de déformation instantané**

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

$$E_{ij} = 11000 * f_{cj}^{\frac{1}{3}} \text{ (MPa)}$$

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on trouve :  $E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$ .

- **Module de déformation différé**

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures, ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700 * f_{cj}^{\frac{1}{3}} \text{ (MPa)}$$

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on trouve :  $E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$ .

- **Coefficient de poisson**

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$v = \frac{\textit{raccourcissement relatif longitudinal}}{\textit{allongement relatif du coté de la section}}$$

$v = 0$  pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

$v = 0,2$  pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).

### I.6. Règlements utilisés

Pour justifier la sécurité et la résistance de la structure, on se base sur les règlements suivants :

CCM97 : règles de calcul des constructions en acier.

DTR C 2-2 : document technique réglementaire (charges permanente et d'exploitation).

RPA99 V2003 : règlement parasismiques algériennes version 2003.

RNV2013 : règles définissant les efforts de la neige et du vent version 2003.

BAEL : Béton armé aux états limite.

EUROCODE 03 : règles de calcul des constructions en acier.

**CHAPITRE II**  
**PREDIMENSIONNEMENT DES**  
**ELEMENTS**

➤ **PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX**

**II.1. Introduction**

Ce chapitre nous permet de faire une estimation approximative des dimensions des sections des éléments porteurs de notre structure (poteaux, poutres ... etc.). En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations, le Pré-dimensionnement des éléments se fait selon les règles de calcul de **DTR2.2, EC3, EC4**.

**II.2. Les planchers**

Les planchers collaborant sont basés sur un principe très simple, l'association de deux matériaux. Le béton est un matériau extrêmement résistant à la compression mais très cassant en traction. Vous ne pourrez donc pas l'utiliser seul pour fabriquer un élément soumis à la flexion tel qu'une dalle. Il a donc fallu associer au béton d'autres matériaux très résistants en traction pour le laisser s'occuper des efforts de compression et ainsi créer des associations de matériaux extrêmement performantes

**II.3. Méthode de calcul**

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

**II.3.1. Phase de construction**

Le profilé d'acier travail seul et les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton frais
- Surcharge de construction (ouvrier)

**II.3.2. Phase finale**

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble. On doit tenir compte des charges suivantes :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton (sec)
- Surcharge d'exploitation
- Finition

**II.4. Largeur de la dalle collaborant**

On prendra en compte de chaque côté de l'axe de la poutre, une largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :

$$B_{eff} = \inf$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{2l_0}{8} \\ b \end{array} \right.$$

avec  $l_0$  : Longueur libre d'une poutre simplement appuyée  
avec  $b$  : Entraxe entre les poutres

**II.5. Estimation des charges des planchers**

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

**II.5.1. Plancher terrasse inaccessible**

**Actions permanentes**

**Tableau II. 1:** Estimation des charges de plancher terrasse

Matière	Epaisseur (cm)	Le poids (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Gravier	5	17	0.85
Etanchité multicouche	5	2.4	0.12
Forme de pente	10	25	2.5
Isolation thermique	4	4	0.16
Dalle en béton armé	12	25	2.13
Bac d'acier HI-BOND 55	1	0.13	0.13
Climatisation	/	0.40	0.40
Faux plafond	/	0.30	0.30
<b>Total</b>			<b>6.59</b>

Surcharges d'exploitation ..... **Q = 1 kN/m<sup>2</sup>**

**II.5.2. Plancher courant**

**Actions permanentes**

**Tableau II. 2:** Estimation des charges de plancher courant

Matière	Epaisseur (cm)	Le poids (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Cloisonnements	/	1	1
Grés cérame	1.2	23.33	0.28
Mortier de pose	2	20	0.4
Dalle en béton armé	12	25	2.13
Bac d'acier HI-BOND 55	1	0.13	0.13
Climatisation	/	0.40	0.40
Faux plafond	/	0.30	0.30
<b>Total</b>			<b>4.64</b>

Surcharges d'exploitation..... $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

Surcharges d'exploitation (Panneau de salle de conférence) ..... $Q = 4 \text{ kN/m}^2$

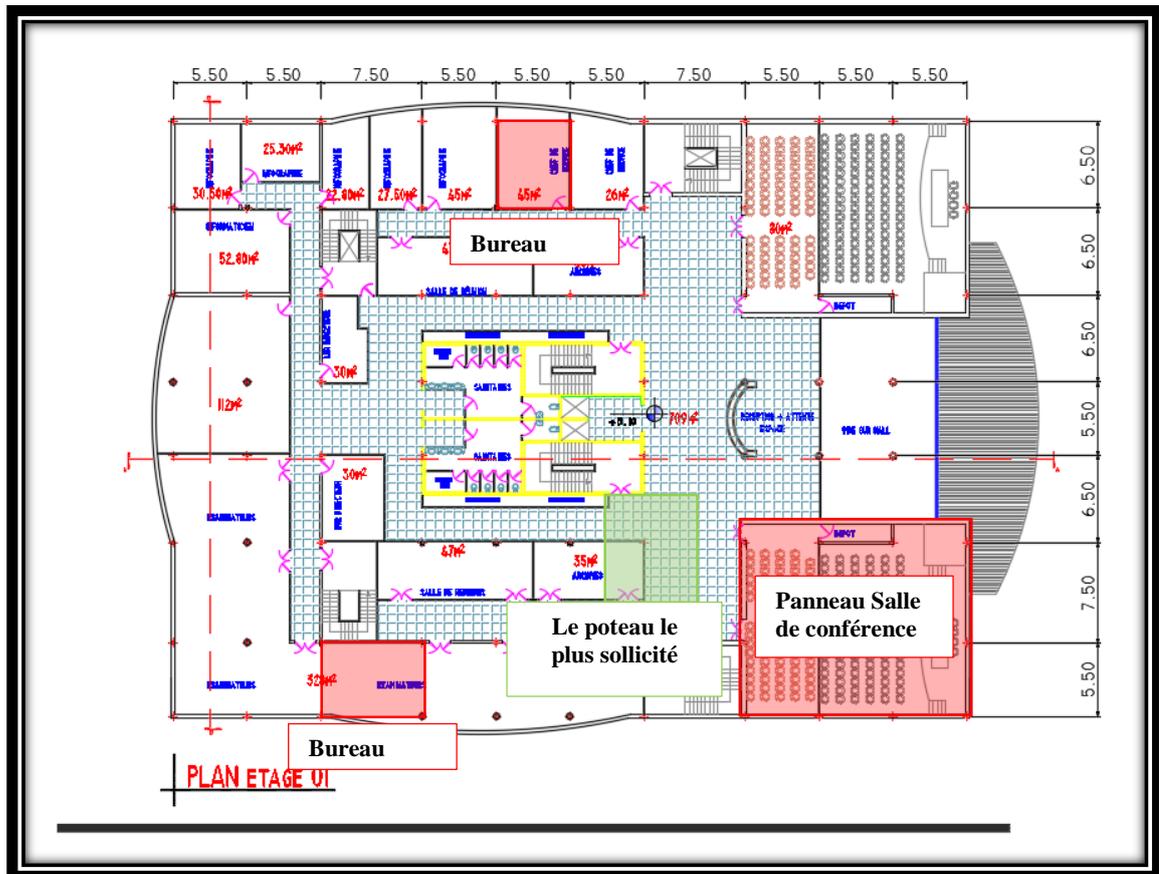


Figure II. 1: La vue en plans de l'étage 01.

**II.6. Pré-dimensionnement des Solives**

Les solives sont généralement en **IPE ou IPN**, leur espacement dépend du bac d'acier utilisé et de la charge d'exploitation. Elles se trouvent entre le plancher et les poutres, elles sont articulées à leurs extrémités et soumises à des charges uniformément réparties, elles sont généralement dimensionnées par la méthode simplifiée :

$$\frac{L}{35} < H < \frac{L}{30}$$

**II.6.1. Plancher courant (panneau bureau 7.5m)**

❖ Phase de construction

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

Poids propre du béton frais..... $G_b = 2.13 \text{ kN/m}^2$

Poids du bac d'acier..... $g = 0,13 \text{ kN/m}^2$

Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0,75 \text{ kN/m}^2$

Le pré-dimensionnement se fait par la méthode simplifiée avec  $L = 7.5$  m, et d'espacement de 1.5m

Donc :

$$\frac{L}{35} < H < \frac{L}{30} \text{ Donc } \frac{7500}{35} < H < \frac{7500}{30} \text{ Donc } 214 < H < 250$$

On opte :  $H = 200$  mm

On prend un IPE 200

L'entraxe entre les solives est de 1.5 m.

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A Mm <sup>2</sup>	h mm	b mm	tf mm	Iy Cm <sup>4</sup>	Iz Cm <sup>4</sup>	WpLy Cm <sup>3</sup>	Wplz Cm <sup>3</sup>	iy cm	iz cm
<b>IPE 200</b>	22.4	2848	200	100	8.5	1943	142.4	221	44.51	8.26	2.24

▪ **ELU**

$$qu = [1,35 \times Gb + 1,5 \times Q_o] \times e + 1.35 Gp$$

$$qu = [1,35 \times (2.13 + 0,13) + (1,5 \times 0,75)] \times 1.5 + (1.35 \times 0.224) = \mathbf{6.566 \text{ KN/ml}}$$

▪ **ELS**

$$qser = [Gb + g + Q] \times e + Gp$$

$$qser = [2.13 + 0.13 + 0,75] \times 1.5 + 0.224 = \mathbf{4.739 \text{ kN/ml}}$$

• **Moment fléchissant**

Le moment fléchissant  $Msd$  dans la section transversale de classes 1 et 2 doit satisfaire la condition suivante :

$$Msd \leq Mplrd = \frac{Wpl \cdot Fy}{\gamma_{m0}}$$

$$Mplrd = \frac{Wpl \cdot Fy}{\gamma_{m0}} = \frac{221 \cdot 10^3 \cdot 275}{1.1} \cdot 10^{-6} = \mathbf{55.25 \text{ KN.m}}$$

$$M_{max} = Msd = \frac{qu \cdot l^2}{8} = \frac{6.566 \cdot 7.5^2}{8} = \mathbf{46.16 \text{ KN.m}}$$

$$Msd < Mpl,rd \rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

• **Effort tranchant**

Effort interne agissant dans le plan d'une section de poutre ; provoque un glissement relatif d'une section par rapport à une autre.

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{A_v \cdot F_y}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}}$$

Où  $V_{pl.Rd}$  : effort tranchant de plastification de la section.  $A_v$  : aire de cisaillement.

$$A_v = A - (2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f)$$

$$A_v = 1400 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{1400 \cdot 275}{1.1 \cdot \sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 202.072 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{6.566 \cdot 7.5}{2} = 24.622 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{pl,rd} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$V_{sd} < 0.5 V_{plrd} = 101.036 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Donc Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

- **Vérification de la rigidité**

Il faut vérifier que :

$$f^{max} = \frac{5 \cdot q_{ser} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

Q <sub>s</sub> er kN/ml	L (m)	E (N/mm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> )
4.739	7.5	2,1.10 <sup>5</sup>	1943*10 <sup>4</sup>

$$f^{max} = \frac{5 \cdot 4.739 \cdot 7500^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot 1943 \cdot 10^4}$$

$$\rightarrow f^{max} = 47.849 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\rightarrow f^{adm} = \frac{l}{250} = \frac{7500}{250} = 30 \text{ mm}$$

$$\rightarrow f^{max} > f^{adm}$$

La condition de la rigidité ne vérifie pas donc en ajoute des étaielements

$$f^{ét} = \frac{5 \cdot 4.739 \cdot 3750^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot 1943 \cdot 10^4} = 2.99 \text{ mm}$$

$$\rightarrow f^{adm} = \frac{l}{250} = \frac{3750}{250} = 15 \text{ mm}$$

$$f^{max} < f^{adm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

• **Vérification du déversement**

En résistance des matériaux, le déversement est un phénomène d'instabilité affectant une poutre subissant un moment de flexion.

$$M_{sd} < M_{b,Rd} = x_{LT} * W_{ply} * \beta_w * \frac{F_y}{\gamma_{m1}}$$

$\beta_w$ (classe 1,2)	$\alpha_{LT}$	$\gamma_{m1}$
1	0.21	1.1

Avec :

$x_{LT}$  : Le coefficient réducteur de divergence

$$x_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 + \lambda_{LT}^2}}$$

$$\varphi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT} * (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT}$  : Facteur d'imperfection

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{k * L}{iz}}{\sqrt{c1} * \left[ \left( \frac{k}{k_w} \right)^2 + \frac{1}{20} * \left[ \frac{\frac{k * L}{iz}}{\frac{h}{tf}} \right]^2 \right]^{0.25}}$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) * \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_1 = 93.91 \varepsilon, \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}}$$

Avec :

K	kw	C1	L	$\lambda_{LT}$	$\varepsilon$	$\lambda_1$	$\overline{\lambda_{LT}}$
1	1	1.132	7500	172.313	0.924	86.773	1.985

→  $\overline{\lambda_{LT}} > 0.4$  Donc il y a un risque de déversement

$$\varphi_{LT} = 0.5[1 + 0.21 * (1.985 - 0.2) + 1.985^2] = 2.657$$

$$x_{LT} = \frac{1}{2.657 + \sqrt{2.657^2 - 1.985^2}} = 0.226$$

$$M_{b,Rd} = 0.226 * 221 * 10^3 * 1 * \frac{275}{1.1} * 10^{-6} = 12.486 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{6.566 * 3.75^2}{8} = 11.54 \text{ KN.m}$$

→  $M_{sd} < M_{b,Rd}$  → **Condition Vérifié**

❖ Phase finale

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble, les charges de la phase finale sont :

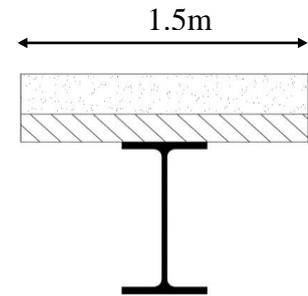
Pp IPE200 (Kn/m)	Gc(Kn/m <sup>2</sup> )	Qc (kN/mm <sup>2</sup> )
0.224	4.64	2.5

• Largeur participant de la dalle

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :

$$B_{eff} = \inf$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{2L0}{8} = \frac{2 \cdot 7.5}{8} = 1.875 \\ b = b_{solive} = 1.5m \end{array} \right.$$



• Combinaisons des charges

L'entraxe (m)	ELU (KN/m)	ELS (KN/m)
1.5	15.323	10.934

• Position de l'axe neutre plastique

R béton (KN)	R acier (KN)	fck (Mpa)
1389.375	1021.487	25

$$R_{béton} = 0.57 * b_{eff} * h_c * f_{ck} = 0.57 * 1500 * 65 * 25 * 10^{-3} = 1389.375 \text{ KN}$$

$$R_{acier} = 0.95 * A_a * F_y = 0.95 * 2848 * 275 * 10^{-3} = 744.04 \text{ KN}$$

$$R_{béton} = 1389.375 \text{ KN} > R_{acier} = 744.04 \text{ KN}$$

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{plRd} = R_a * \left( \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{R_a}{R_b} * \frac{h_c}{2} \right)$$

$$M_{plRd} = \left( 744.04 * \left( \frac{200}{2} + 65 + 55 - \frac{744.04}{1389.375} * \frac{65}{2} \right) \right) * 10^{-3} = 150.739 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{15.323 * 7.5^2}{8} = 107.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

- Effort tranchant

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{A_v * F_y}{\gamma_{m0} * \sqrt{3}}$$

$$V_{plrd} = \frac{1400 * 275}{1.1 * \sqrt{3}} * 10^{-3} = 202.073 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u * l}{2} = \frac{15.323 * 7.5}{2} = 57.461 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{pl,rd} \rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

$$V_{sd} < 0.5 V_{plrd} = 101.036 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

Donc Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion

- Vérification de la rigidité

Il faut vérifier que :

$$f^{max} = \frac{5 * q_{ser} * l^4}{384 * E * I_c} < f^{adm}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$Z_{el} = \frac{Z_a * A_a + Z_b * \frac{A_b}{n}}{A_a + \frac{A_b}{n}}$$

$$Z_a = \frac{h_a}{2} = \frac{200}{2} = 100 \text{ mm}$$

$$A_a = 2848 \text{ mm}^2$$

$$Z_b = h_a + h_p + \frac{h_c}{2} = 200 + 55 + \frac{65}{2} = 287.5 \text{ mm}$$

$$A_b = h_c * b_{eff} = 65 * 1500 = 97500 \text{ mm}^2$$

$$Z_{el} = \frac{100 * 2848 + 287.5 * \frac{97500}{15}}{2848 + \frac{97500}{15}} = 230.375 \text{ mm}^2$$

L'inertie de la section mixte :

$$I_c = I_a + \frac{hc^3 * b_{eff}}{12n} + A_a \left( \frac{h_a}{2} - Z_{el} \right)^2 + \frac{h_c * b_{eff}}{n} * \left( \left( h_a + \frac{h_c + 2h_p}{2} \right) - Z_{el} \right)^2$$

$$\rightarrow I_c = 91.339 * 10^6 \text{ mm}^4$$

Qs er kN/ml	L (m)	E (N/mm <sup>2</sup> )	Ic (mm <sup>4</sup> )
10.934	7.5	2,1.10 <sup>5</sup>	<b>91.339 * 10<sup>6</sup></b>

$$\rightarrow f^{max} = \frac{5 * 10.934 * 7500^4}{384 * 2.1 * 10^5 * 146.326 * 10^6}$$

$$f^{max} = 23.485 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\rightarrow f^{adm} = \frac{l}{250} = \frac{7500}{250} = 30 \text{ mm}$$

$$f^{max} < f^{adm} \rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

- **Vérification du déversement**

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la semelle supérieure est maintenue par la dalle en béton.

### II.7. Calcul des connecteurs (connexion totale)

Détermination de la résistance du goujon :

$$P_{rd} = \begin{cases} 0.29 * \alpha * d^2 * \frac{\sqrt{f_{ck} * E_c}}{\gamma_v} \\ 0.8 * f_u * \frac{\pi * d^2}{4 * \gamma_v} \end{cases}$$

F<sub>ck</sub> : Résistance caractéristique de béton.....25 N/mm<sup>2</sup>

E<sub>c</sub> : Module de Young de béton.....30500 MPa

F<sub>u</sub> : Résistance caractéristique des connecteurs .....450 N/mm<sup>2</sup>

γ<sub>v</sub> = 1,25

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

**KT** : est un facteur de réduction pour tenir compte de la présence de nervures du bac d'acier en fonction de leurs sens.

Pour les solives les nervures seront perpendiculaires :

$$Kt = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} * \frac{b_0}{h_p} * \left[ \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right]$$

Nr : Nombre de goujon par nervure ≤ 2, Nr = 1

hp = 55 mm ; hsc = 95 mm ; d = 19 mm ; b0 = 88.5 mm

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4, KT doit être inférieur à 1 donc :

$$Kt = \frac{0.7}{1} * \frac{88.5}{55} * \left[ \frac{95}{55} - 1 \right] = 0.82$$

$$P_{rd} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 0.29 * 1 * 19^2 * \frac{\sqrt{25 * 30.5 * 10^3}}{1.25} * 10^{-3} = 73.133 \text{ KN} \\ 0.8 * 450 * \frac{\pi * 19^2}{4 * 1.25} * 10^{-3} = 81.65 \text{ KN} \end{array} \right.$$

RL = Inf (Rbéton ; Racier) = Inf (1389.375 ; 744.04) = 744.04 kN

$$Nbre = \frac{R_L}{kt * P_{rd}} = \frac{744.04}{0.82 * 73.133} = 12.4$$

Soit N = 13 goujons sur la demi longueur de la Solive ; c'est-à-dire 26 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre :

$$e_{min} = 5 * d = 5 * 19 = 95 \text{ mm}$$

$$e_{max} = 6 * h_{sc} = 6 * 95 = 570 \text{ mm}$$

$$E_{sp} = \frac{L}{N_{br} - 1} = \frac{7500}{26 - 1} = 300 \text{ mm}$$

$$e_{min} < 300 < e_{max} \rightarrow \text{On opte un } E_{sp} = 300 \text{ mm}$$

➤ **Résumé**

**Tableau II. 3:** Vérification du profilé en phase final pour panneau de 7.5m

Vérification du profilé en phase de final			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Les connecteurs
Msd =107.74KN.m	Vsd =57.461KN	fmax =23.485mm	Nbr=26
Mpl,rd =150.739KN.m	Vpl,rd =202.072KN	fadm =30mm	Esp=300m
Ratio = 71.47%	Ratio =28.43%	Ratio =78.28%	
<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>

**II.7.1. Plancher courant (panneau bureau 5.5m)**

- ❖ Phase de construction
- Combinaisons des charges

L'entraxe(m)	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)
2	8.654	6.244

Les vérifications de la phase de construction sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II. 4:** Vérification du profilé en phase de construction pour panneau de 5.5m

Vérification du profilé en phase de construction			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Déversement
Msd =32.723KN.m	Vsd =23.798KN	fmax =1.139m	Msd =8.17KN.m
Mpl,rd=55.25KN.m	Vpl,rd =202.072KN	fadm =11mm	Mb,rd =17.072KN.m
Ratio =59.23%	Ratio =11.77%	Ratio = 76.04%	Ratio =47.85%
<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>

- ❖ Phase de final
- Combinaisons des charges

L'entraxe(m)	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)
2	20.33	14.504

Les vérifications de la phase de final sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II. 5:** Vérification du profilé en phase final pour panneau de 5.5m

Vérification du profilé en phase final			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Les connecteurs
Msd =76.87KN.m	Vsd =55.91KN	fmax =9.22m	Nbr=26
Mpl,rd=149.56KN.m	Vpl,rd =202.072KN	fadm =22mm	Esp=200m
Ratio =61.68%	Ratio =33.20%	Ratio =41.9%	
<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>

**II.7.2. Plancher courant (panneau de salle de conférence 5.5m)**

- ❖ Phase de construction
- Combinaisons des charges

L'entraxe(m)	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)
2.6	11.16	8.05

Les vérifications de la phase de construction sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II. 6:** Vérification du profilé en phase de construction pour panneau de 5.5m

Vérification du profilé en phase de construction			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Déversement
Msd =42.19KN.m	Vsd =30.69KN	fmax =1.46m	Msd =10.549KN.m
Mpl,rd=55.25KN.m	Vpl,rd =202.072KN	fadm =11mm	Mb,rd =17.072KN.m
Ratio= 76.36%	Ratio=15.2%	Ratio=13.27%	Ratio=61.79%
<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>

❖ Phase de final

- Combinaisons des charges

L'entraxe(m)	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)
2.6	32.24	22.68

Les vérifications de la phase de final sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II. 7:** Vérification du profilé en phase final pour panneau de 5.5m

Vérification du profilé en phase final			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Les connecteurs
Msd =121.907KN.m	Vsd =88.66KN	fmax =12.61m	Nbr=26
Mpl,rd=149.56KN.m	Vpl,rd =202.072KN	fadm =22mm	Esp=200m
Ratio =80.87%	Ratio =43.87%	Ratio =57.31%	
<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>

**II.7.3. Plancher terrasse (panneau 7.5m)**

❖ Phase de construction

- Combinaisons des charges

L'entraxe(m)	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)
1.5	6.566	4.739

Les vérifications de la phase de construction sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II. 8:** Vérification du profilé en phase de construction pour panneau de 7.5m

Vérification du profilé en phase de construction			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Déversement
Msd =46.16 KN.m	Vsd =24.622 KN	fmax =2.99 m	Msd =11.54KN.m
Mpl,rd=55.25KN.m	Vpl,rd =202.072KN	fadm =15mm	Mb,rd =12.486 KN.m
Ratio =83.55%	Ratio =12.20%	Ratio = 19.93%	Ratio =92.42%
<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>

- ❖ Phase de final
- Combinaisons des charges

L'entraxe(m)	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)
1.5	15.9	11.61

Les vérifications de la phase de final sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau:** Vérification du profilé en phase final pour panneau de 7.5m.

Vérification du profilé en phase de final			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Les connecteurs
Msd =111.797KN.m	Vsd =59.625KN	fmax =24.936mm	Nbr=26
Mpl,rd =150.739KN.m	Vpl,rd =202.072KN	fadm =37.5mm	Esp=300m
Ratio = 74.16%	Ratio =29.5%	Ratio =66.5%	
<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>

#### II.7.4. Plancher terrasse (panneau 5.5m)

- ❖ Phase de construction
- Combinaisons des charges

L'entraxe(m)	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)
2	8.654	6.244

Les vérifications de la phase de construction sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II. 9:** Vérification du profilé en phase de construction pour panneau de 5.5m

Vérification du profilé en phase de construction			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Déversement
Msd =32.723KN.m	Vsd =23.798KN	fmax =1.139m	Msd =8.17KN.m
Mpl,rd=55.25KN.m	Vpl,rd =202.072KN	fadm =11mm	Mb,rd =17.072KN.m
Ratio =59.23%	Ratio =11.77%	Ratio = 76.04%	Ratio =47.85%
<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>

- ❖ Phase de final
- Combinaisons des charges

L'entraxe(m)	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)
2	21.1	15.404

Les vérifications de la phase de final sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 10: Vérification du profilé en phase final pour panneau de 5.5m

Vérification du profilé en phase final			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Les connecteurs
Msd =79.784KN.m	Vsd =58.025KN	fmax =9.8m	Nbr=26
Mpl,rd=149.56KN.m	Vpl,rd =202.072KN	fadm =27.5mm	Esp=200m
Ratio =53.34%	Ratio =28.71%	Ratio =35.63%	
<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>

**II.8. Pré dimensionnement des poutres principales**

**II.8.1. Plancher courant**

La poutre la plus sollicitée, que ce soit pour le plancher terrasse ou le plancher courants a une portée de 7.5m, elle reprend six charges concentrées qui représentent les réactions des solives et une charge Oddsuniformément répartie due à son poids propre et le poids du béton sur la largeur de la semelle.

**II.8.2. Pré-dimensionnement de la poutre**

Le pré-dimensionnement se fait par la méthode simplifiée avec L = 7.5 m, et d’espacement entre les poutres de 7.2 m

Donc  $b_p = 0.17 m$

$$\frac{L}{25} < H < \frac{L}{15} \text{ Donc } \frac{7500}{25} < H < \frac{7500}{15} \text{ Donc } 300 < H < 500$$

On opte :  $H = 400 mm$

Tableau II. 11: Caractéristiques du profilé IPE400 (poutre principal)

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A Mm <sup>2</sup>	h mm	b mm	tf mm	Iy Cm <sup>4</sup>	Iz Cm <sup>4</sup>	WpLy Cm <sup>3</sup>	Wplz Cm <sup>3</sup>	iy cm	iz cm
<b>IPE 400</b>	66.3	8450	400	180	13.5	23130	1318	1307	229	16.6	3.95

❖ **Plancher courant (panneau bureau 7.5m)**

➤ **Phase de construction**

Le profilé d’acier travail seul, donc les charges de la phase de construction, en plus des réactions des solives sont :

Poids propre du profilé.....gp = 0.663KN/ml.

Poids propre du béton frais..... $G_b = 2.13 \text{ KN/m}^2$

Poids du bac d'acier..... $g = 0.13 \text{ KN/m}^2$

Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0.75 \text{ KN/m}^2$

- **Combinaisons des charges (charge sur la semelle sup de la poutre 7.5m)**

- **E.L.U :**

$$q_u = 1.35 * g_p + [1.35 * (G_b + g_{bac}) + 1.5 * Q_c] * b_p$$

$$q_u = (1.35 * 0.663) + [1.35 * (2.13 + 0.13) + (1.5 * 0.75)] * 0.18 \\ = 1.646 \text{ KN/ml}$$

- **E.L.S :**

$$q_{ser} = g_p + [G_b + g_{bac} + Q_c] * b_p$$

$$q_{ser} = 0.663 + [2.13 + 0.13 + 0.75] * 0.18 = 1.205 \text{ KN/ml}$$

- **Calcule les réactions des solives**

On calcule les réactions de solives pour chaque phase car le coulage du plancher (solives, poutre) se fait en même temps on utilise pour le calcul la formule suivants.

**Avec :**

Solive 7.5m :  $q_{u.solive} = 6.566 \text{ KN/m}$  et  $q_{s.solive} = 4.739 \text{ KN/m}$

$$R_u = \frac{q_{u.solive} * L_{solive}}{2} = \frac{6.566 * 7.5}{2} = 24.62 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{q_{s.solive} * L_{solive}}{2} = \frac{4.739 * 7.5}{2} = 17.77 \text{ KN}$$

Solive 5.5m :  $q_{u.solive} = 8.654 \text{ KN/m}$  et  $q_{s.solive} = 6.244 \text{ KN/m}$

$$R_u = \frac{q_{u.solive} * L_{solive}}{2} = \frac{8.654 * 5.5}{2} = 23.80 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{q_{s.solive} * L_{solive}}{2} = \frac{6.244 * 5.5}{2} = 17.171 \text{ KN}$$

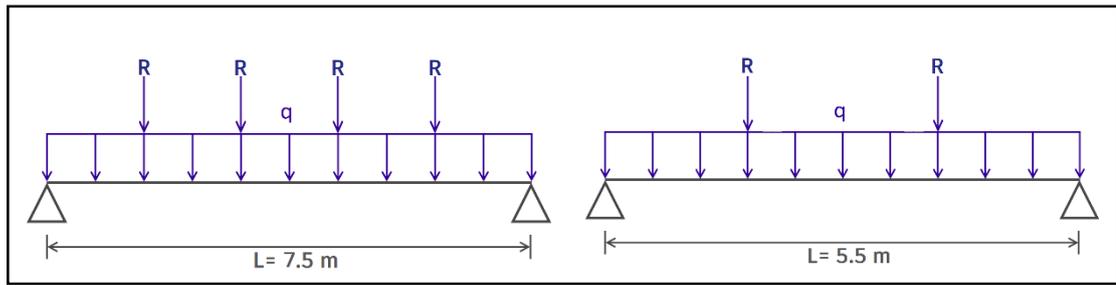


Figure II. 2: Schéma statique des poutres.

- **Moment fléchissant**

Le moment fléchissant  $M_{sd}$  dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{pl,rd}$$

$$\begin{aligned} M_{sd} &= \frac{q_u L^2}{8} + \frac{3R_{u(7.5m)} * L}{5} + \frac{3R_{u(5.5m)} * L}{5} \\ &= \frac{1.646 * 7.5^2}{8} + \frac{3 * 24.62 * 7.5}{5} + \frac{3 * 23.8 * 7.5}{5} \\ &= 229.463 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} * F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1307 * 10^3 * 275}{1.1} * 10^{-6} = 326.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

- **Effort tranchant**

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{A_v * F_y}{\gamma_{m0} * \sqrt{3}}$$

$$\begin{aligned} V_{sd} &= \frac{q_u * L}{2} + 2R_{u(5.5m)} + 2R_{u(7.5m)} = \frac{1.646 * 7.5}{2} + 2(23.8 + 24.62) \\ &= 103.013 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v * F_y}{\gamma_{m0} * \sqrt{3}} = \frac{4270 * 275}{1.1 * \sqrt{3}} * 10^{-3} = 616.321 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{pl,rd} \rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

$$V_{sd} < 0.5 V_{plrd} = 308.16 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

Donc Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

- **La rigidité**

Il faut vérifier que :

$$f^{max} > f^{adm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\rightarrow f^{adm} = \frac{l}{200} = \frac{7500}{200} = 37.5 \text{ mm}$$

$$f^{max} = F_1 + F_2 + F_3$$

$$F_1 = \frac{5 * q_{ser} * L^4}{384 * E * I_y} = \frac{5 * 1.205 * 7500^4}{384 * 2.1 * 10^5 * 23130 * 10^4} = 1.022 \text{ mm}$$

$$F_{2(7.5m)} = \frac{63 * R_s * L^3}{1000 * E * I_y} = \frac{63 * 17.77 * 10^3 * 7500^3}{1000 * 2.1 * 10^5 * 23130 * 10^4} = 9.723 \text{ mm}$$

$$F_{3(5.5m)} = \frac{63 * R_s * L^3}{1000 * E * I_y} = \frac{63 * 17.171 * 10^3 * 7500^3}{1000 * 2.1 * 10^5 * 23130 * 10^4} = 9.395 \text{ mm}$$

$$f^{max} = 1.022 + 9.723 + 9.395 = 20.14 \text{ mm}$$

$$\rightarrow f^{max} > f^{adm}$$

- **Le déversement**

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les **EC4** Néanmoins la poutre étant maintenu latéralement par les solives, et la semelle supérieure est maintenu par le bac d'acier connecté par des goujons. On considère que la poutre ne risque pas de se déverser.

➤ **Phase finale**

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble Les charges de la phase finale sont :

Poids propre du profilé (IPE 400)..... $g_p = 0.646 \text{ kN/m}$ .

Charge permanente..... $G = 4.64 \text{ kN/m}^2$

Surcharge d'exploitation ..... $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

- **Combinaisons des charges (charge sur la semelle sup de la poutre)**

- **E.L.U :**

$$q_u = 1.35 * [(G * b_p) + g_p] + 1.5 * Q * b_p$$

$$q_u = 1.35 * [(4.64 * 0.18) + 0.646] + (1.5 * 2.5 * 0.18) = 2.674 \text{ KN/ml}$$

- E.L.S :

$$q_{ser} = g_p + (G * b_p) + (Q * b_p)$$

$$q_{ser} = 0.646 + (4.64 * 0.18) + (2.5 * 0.18) = 1.931 \text{ KN/ml}$$

- Calcule les réactions des solives

On calcule les réactions de solives pour chaque phase car le coulage du plancher (solives, poutre) se fait en même temps on utilise pour le calcul la formule suivants.

Avec :

$$\text{Solive 7.5m : } q_{u.solive} = 15.323 \text{ KN/m et } q_{s.solive} = 10.934 \text{ KN/m}$$

$$R_u = \frac{q_{u.solive} * L_{solive}}{2} = \frac{15.323 * 7.5}{2} = 57.46 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{q_{s.solive} * L_{solive}}{2} = \frac{10.934 * 7.5}{2} = 41 \text{ KN}$$

$$\text{Solive 5.5m : } q_{u.solive} = 20.33 \text{ KN/m et } q_{s.solive} = 14.504 \text{ KN/m}$$

$$R_u = \frac{q_{u.solive} * L_{solive}}{2} = \frac{20.33 * 5.5}{2} = 55.9 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{q_{s.solive} * L_{solive}}{2} = \frac{14.504 * 5.5}{2} = 39.88 \text{ KN}$$

$$B_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2L_0}{8} = \frac{2*7.5}{8} = 1.875 \text{ m} \\ b = b_{poutre} = \frac{7.5}{2} + \frac{5.5}{2} = 6.5 \text{ m} \end{array} \right.$$

- Position de l'axe neutre plastique

R béton (kN)	R acier (kN)	R ame(kN)	fck(Mpa)
1736.72	2207.562	665.4	25

$$R_{béton} = 0.57 * b_{eff} * h_c * f_{ck} = 0.57 * 1.875 * 65 * 25 = 1736.72 \text{ KN}$$

$$R_{acier} = 0.95 * 8450 * 275 = 2207.562 \text{ KN}$$

$$R_{ame} = 0.85 * 8.6 * (400 - 2 * (13.5 + 21)) * 275 = 665.4 \text{ KN}$$

$$R_{béton} < R_{acier}$$

$$R_{béton} > R_{ame}$$

L'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure de profilé, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{plRd} = R_a * \frac{h_a}{2} + R_b \left( h_p + \frac{h_c}{2} \right)$$

$$M_{plRd} = \left( 2207.562 * \frac{400}{2} + 1736.72 \left( 55 + \frac{65}{2} \right) \right) * 10^{-3} = 593.5 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} M_{sd} &= \frac{q_u L^2}{8} + \frac{3R_{u(7.5m)} * L}{5} + \frac{3R_{u(5.5m)} * L}{5} \\ &= \frac{2.674 * 7.5^2}{8} + \frac{3 * 57.46 * 7.5}{5} + \frac{3 * 55.9 * 7.5}{5} \\ &= 528.921 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$M_{sd} < M_{pl,rd} \rightarrow$  *Condition Vérifié*

- **Effort tranchant**

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{A_v * F_y}{\gamma_{m0} * \sqrt{3}}$$

$$\begin{aligned} V_{sd} &= \frac{q_u * L}{2} + 2R_{u(5.5m)} + 2R_{u(7.5m)} = \frac{2.674 * 7.5}{2} + 2(55.9 + 57.46) \\ &= 236.747 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v * F_y}{\gamma_{m0} * \sqrt{3}} = \frac{4270 * 275}{1.1 * \sqrt{3}} = 616.321 \text{ KN}$$

$V_{sd} < V_{pl,rd} \rightarrow$  *Condition Vérifié*

$V_{sd} < 0.5 V_{plrd} = 308.116 \text{ KN} \rightarrow$  *Condition Vérifié*

Donc Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

- **La rigidité**

Il faut vérifier que :

$$f_{max} > f_{adm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\rightarrow f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{7500}{200} = 37.5 \text{ mm}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$Z_{el} = \frac{Z_a * A_a + Z_b * \frac{A_b}{n}}{A_a + \frac{A_b}{n}}$$

$$Z_a = \frac{h_a}{2} = \frac{400}{2} = 200 \text{ mm}$$

$$A_a = 8450 \text{ mm}^2$$

$$Z_b = h_a + h_p + \frac{h_c}{2} = 200 + 55 + \frac{65}{2} = 487.5 \text{ mm}$$

$$A_b = h_c * b_{eff} = 65 * 1875 = 121875 \text{ mm}^2$$

$$Z_{el} = \frac{200 * 8450 + 487.5 * \frac{121875}{15}}{8450 + \frac{121875}{15}} = 340.93 \text{ mm}^2$$

L'inertie de la section mixte :

$$I_c = I_a + \frac{hc^3 * b_{eff}}{12n} + A_a \left( \frac{h_a}{2} - Z_{el} \right)^2 + \frac{h_c * b_{eff}}{n} * \left( \left( h_a + \frac{h_c + 2h_p}{2} \right) - Z_{el} \right)^2$$

$$\rightarrow I_c = 576.535 * 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f^{max} = F_1 + F_2 + F_3$$

$$F_1 = \frac{5 * q_{ser} * L^4}{384 * E * I_c} = \frac{5 * 2.674 * 7500^4}{384 * 2.1 * 10^5 * 576.535 * 10^6} = 0.9 \text{ mm}$$

$$F_{2(7.5m)} = \frac{63 * R_s * L^3}{1000 * E * I_c} = \frac{63 * 41 * 10^3 * 7500^3}{1000 * 2.1 * 10^5 * 576.535 * 10^6} = 9 \text{ mm}$$

$$F_{3(5.5m)} = \frac{63 * R_s * L^3}{1000 * E * I_c} = \frac{63 * 39.88 * 10^3 * 7500^3}{1000 * 2.1 * 10^5 * 576.535 * 10^6} = 8.75 \text{ mm}$$

$$f^{max} = 0.9 + 9 + 8.75 = 18.65 \text{ mm}$$

$$\rightarrow f^{max} < f^{adm}$$

❖ Calcul des connecteurs (connexion totale)

Détermination de la résistance du goujon :

$$P_{rd} = \begin{cases} 0.29 * \alpha * d^2 * \frac{\sqrt{f_{ck} * E_c}}{\gamma_v} \\ 0.8 * f_u * \frac{\pi * d^2}{4 * \gamma_v} \end{cases}$$

$f_{ck}$  : Résistance caractéristique de béton.....25 N/mm<sup>2</sup>

$E_c$  : Module de Young de béton.....30500 MPa

$f_u$  : Résistance caractéristique des connecteurs .....450 N/mm<sup>2</sup>

$\gamma_v = 1,25$

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

**KT** : est un facteur de réduction pour tenir compte de la présence de nervures du bac d'acier en fonction de leurs sens.

Pour les solives les nervures seront perpendiculaires :

$$Kt = 0.6 * \frac{b_0}{h_p} * \left[ \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right]$$

$N_r$  : Nombre de goujon par nervure  $\leq 2$ ,  $N_r = 1$

$h_p = 55 \text{ mm}$  ;  $h_{sc} = 95 \text{ mm}$  ;  $d = 19 \text{ mm}$  ;  $b_0 = 88.5 \text{ mm}$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4, **KT** doit être inférieur à 1 donc :

$$Kt = 0.6 * \frac{88.5}{55} * \left[ \frac{95}{55} - 1 \right] = 0.702$$

$$P_{rd} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 0.29 * 1 * 19^2 * \frac{\sqrt{25 * 30.5 * 10^3}}{1.25} * 10^{-3} = 73.133 \text{ KN} \\ 0.8 * 450 * \frac{\pi * 19^2}{4 * 1.25} * 10^{-3} = 81.65 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$R_L = \inf (R_{béton} ; R_{acier}) = \inf (1736.72 ; 2207.562) = 1736.72 \text{ kN}$

$$Nbre = \frac{R_L}{kt * P_{rd}} = \frac{1736.72}{0.702 * 73.133} = 33.82$$

Soit  $N = 34$  goujons sur la demi longueur de la Solive ; c'est-à-dire 68 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre :

$$e_{min} = 5 * d = 5 * 19 = 95 \text{ mm}$$

$$e_{max} = 6 * h_{sc} = 6 * 95 = 570 \text{ mm}$$

$$E_{sp} = \frac{L}{N_{br} - 1} = \frac{7500}{68 - 1} = 111.9 \text{ mm}$$

$e_{min} < 110 < e_{max} \rightarrow$  On opte un  $E_{sp} = 110 \text{ mm}$

❖ Plancher courant (panneau bureau 5.5m)

➤ Phase de construction

• Combinaisons des charges

L'entraxe(m)	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)
0.18	1.646	1.205

Les vérifications de la phase de construction sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II. 12:** Vérification du profilé en phase de construction pour panneau de 5.5m

Vérification du profilé en phase de construction		
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche
Msd =166.013KN.m	Vsd =101.368KN	fmax =7.835mm
Mpl,rd=326.75KN.m	Vpl,rd =616.321KN	fadm =27.5mm
Ratio =50.8%	Ratio =16.44%	Ratio =28.5 %
<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>

➤ Phase de final

• Combinaisons des charges

L'entraxe(m)	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)
0.18	2.674	1.931

Les vérifications de la phase de final sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II. 13:** Vérification du profilé en phase final pour panneau de 5.5m

Vérification du profilé en phase final			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Les connecteurs
Msd =384.222KN.m	Vsd =234.09KN	fmax =7.94m	Nbr=31
Mpl,rd=528.921KN.m	Vpl,rd =616.321KN	fadm =27.5mm	Esp=180mm
Ratio =72.6%	Ratio =38%	Ratio =29%	
<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>

## ❖ Plancher terrasse (panneau 7.5m)

## ➤ Phase de construction

- Combinaisons des charges

L'entraxe(m)	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)
0.18	1.646	1.205

Les vérifications de la phase de construction sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II. 14:** Vérification du profilé en phase de construction pour panneau de 7.5m

Vérification du profilé en phase de construction		
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche
Msd =229.46KN.m	Vsd =103.013KN	fmax =20.14mm
Mpl,rd=326.75KN.m	Vpl,rd =616.321KN	fadm =27.5mm
Ratio =70%	Ratio =16.71%	Ratio =7 %
<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>

## ➤ Phase de final

- Combinaisons des charges

L'entraxe(m)	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)
0.18	2.766	2.03

Les vérifications de la phase de final sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II. 15:** Vérification du profilé en phase final pour panneau de 7.5m

Vérification du profilé en phase final			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Les connecteurs
Msd =548.85KN.m	Vsd =245.67KN	fmax =19.54m	Nbr=68
Mpl,rd=593.5KN.m	Vpl,rd =616.321KN	fadm =37.5mm	Esp=110m
Ratio =92.5%	Ratio =40%	Ratio =52.%	
<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>

## ❖ Plancher terrasse (panneau bureau 5.5m)

## ❖ Phase de construction

- Combinaisons des charges

L'entraxe(m)	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)
0.18	1.646	1.205

Les vérifications de la phase de construction sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II. 16:** Vérification du profilé en phase de construction pour panneau de 5.5m

Vérification du profilé en phase de construction		
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche
Msd =212.151KN.m	Vsd =97KN	fmax =7.836mm
Mpl,rd=326.75KN.m	Vpl,rd =616.321KN	fadm =27.5mm
Ratio =65%	Ratio =16%	Ratio = 28.5%
<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>

❖ **Phase de final**

- **Combinaisons des charges**

L'entraxe(m)	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)
0.18	2.766	2.03

Les vérifications de la phase de final sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II. 17:** Vérification du profilé en phase final pour panneau de 5.5m

Vérification du profilé en phase final			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Les connecteurs
Msd =398.704KN.m	Vsd =243KN	fmax =8.43mm	Nbr=31
Mpl,rd=528.921KN.m	Vpl,rd =616.321KN	fadm =27.5mm	Esp=180
Ratio =75.4%	Ratio =39.42%	Ratio =30.65%	
<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>

**II.9. Prédimensionnement des poteaux**

**II.9.1. Introduction**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre les charges verticales transmises par les plancher. Leurs sections doivent présenter une bonne résistance à la compression dans toutes les directions et en particulier suivant leurs axes principaux. Ils sont généralement des profilés en **HEA** ou **HEB**.

Le pré dimensionnement se fera par la vérification de la résistance de la section en compression axial (flambement) suivant l'**Eurocode 3** Partie1-1.

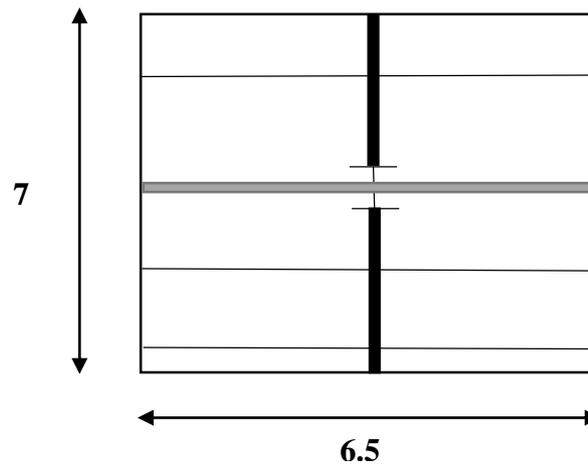
**II.4.2. Poteau central (le plus sollicité)**

Figure II. 3: Poteau central.

**❖ La Descente des charges**

La surface qui revient au poteau est :

$$S_c (\text{Courant}) = 6 \times 7.5 = 45 \text{ m}^2$$

$$S_t (\text{Terrasse}) = 6 \times 7.5 = 45 \text{ m}^2$$

$$G_c = (G_{pl} * S) + (G_{pp} * L_{pp}) + (G_{ps} * L_{ps}) + n(G_{solive} * L_{solive})$$

Avec :

$G_{pl}$ : Charge de plancher terrasse ou courant.

$S$  : surface reprise par le poteau.

$G_{pp}$  : poids propre de la poutre principale.

$L_{pp}$  : Longueur de la poutre principale

$G_{ps}$  : poids propre de la poutre secondaire.

$L_{ps}$  : Longueur de la poutre secondaire.

$G_{solive}$  : poids propre des solives.

$L_{solive}$  : Longueur des solives.

	Terrasse	E - Courant	Poutre principale	Poutre secondaire	Solive
<b>G</b>	6.59KN/m <sup>2</sup>	4.64 KN/m <sup>2</sup>	0.663KN/m	0.224 KN/m	0.224 KN/m
<b>Q</b>	1.5KN/m <sup>2</sup>	2.5KN/m <sup>2</sup>	/	/	/
<b>Longaure</b>	S=45m <sup>2</sup>	S=45m <sup>2</sup>	7m	6.5m	6.5m

Section de classe 1 :

$$N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{A_{sec} * F_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\rightarrow A_{sec} \geq \frac{N_{sd} * \gamma_{m0}}{F_y}$$

❖ Remarque :

Les poutres secondaires se calculent avec la même méthode et donne les mêmes profilés que lessolives.

$$G_t = (6.59 * 45) + (0.663 * 7) + (0.224 * 6.5) + 3 * (0.224 * 6.5)$$

$$= 307.015KN$$

$$G_c = (4.64 * 45) + (0.663 * 7) + (0.224 * 6.5) + 3 * (0.224 * 6.5)$$

$$= 219.265KN$$

Tableau II. 18: La descente des charges (les poteaux centraux)

Etage	G (KN)	Q (KN)	G cumuler (KN)	Q cumuler (KN)	Nu (KN)
Terrasse	307.015	45	307.015	45	481,97
12 éme	219.265	112.5	526,28	157,5	946,728
11 éme	219.265	112.5	745,545	247,5	1377,735
10 éme	219.265	112.5	964,81	315	1774,993
9 éme	219.265	112.5	1184,075	360	2138,501
8 éme	219.265	112.5	1403,34	382.5	2468,259
7 éme	219.265	112.5	1622,605	585	3068,016
6 éme	219.265	112.5	1841,87	635.625	3438,888
5 éme	219.265	112.5	2061,135	687.857	3814,317
4 éme	219.265	112.5	2280,4	741.094	4190,181
3 éme	219.265	112.5	2499,665	795	4567,05
2 éme	219.265	112.5	2718,93	849,375	4944,618
1 ére	219.265	112.5	2938,195	904,09	5322,698
RDC	219.265	112.5	3157,46	959,062	5701,164
S-SOL1	219.265	112.5	3376,725	1014,23	6079,92
S-SOL2	219.265	112.5	3595.99	1069,55	6458,91
S-SOL3	219.265	112.5	3815.255	1125	6838,09

❖ **Remarque** : après l'application de cette loi on opte pour les profils suivant :

**Tableau II. 19:** Les sections et les profilés des poteaux centraux

Etage	A <sub>sec</sub> (mm <sup>2</sup> )	Profilé	A (mm <sup>2</sup> )
Terrasse	1927,88	HEA100	2124
12 <sup>ème</sup>	3786,912	HEA160	3880
11 <sup>ème</sup>	5510,94	HEA220	6430
10 <sup>ème</sup>	7099,972	HEA240	7680
9 <sup>ème</sup>	8554,004	HEA280	9730
8 <sup>ème</sup>	9873,036	HEA300	11250
7 <sup>ème</sup>	12272,06	HEA320	12440
6 <sup>ème</sup>	13755,55	HEA360	14280
5 <sup>ème</sup>	15257,27	HEA400	15900
4 <sup>ème</sup>	16760,72	HEA450	17800
3 <sup>ème</sup>	18268,2	HEA500	19750
2 <sup>ème</sup>	19778,47	HEA550	21180
1 <sup>ère</sup>	21290,79	HEA600	22650
RDC	22804,66	HEA650	24160
S-SOL1	24319,68	HEA700	26050
S-SOL2	25835,64	HEA700	26050
S-SOL3	27352,36	HEA800	28580

#### ❖ Vérification du flambement

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et la flexion, et comme les moments sont faibles devant l'effort normal on possède à la vérification de la résistance au flambement.

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{b,rd} = x_{min} * \beta_a \frac{A_{sec} * F_y}{\gamma_{m1}}$$

➤ **Remarque** : tous les poteaux sont bi-articulés sauf le poteau du RDC

#### ❖ Méthode de calcul

$$x_{min} = \min(x_y; x_z)$$

$$x = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 + \lambda^2}} \leq 1$$

$$\varphi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} * \sqrt{\beta_a}$$

Avec :  $\lambda = \frac{Lf}{i}$  ;  $\lambda_1 = 93.91\varepsilon$  ;  $\beta_a = 1$

➤ Exemple de calcul

Poteaux de RDC HEA650

	Sens (y-y)	Sens (z-z)
$\beta_a$	1	1
$\lambda_1$	86.81	86.81
$Lf$	0.7*4080=2856	0.7*4080=2856
$i$	269.3	69.7
$\lambda$	10.605	40.975
$\bar{\lambda}$	0.122	0.472
$\alpha$	0.21	0.34
$\varphi$	0.499	0.657
$x$	1.135	0.897
$x_{min}$	0.897	
Nbrd	5417.88	
Nsd	5701.164	
Condition non Vérifié		

Tableau II. 20: Les sections final pour les poteaux centraux

Etage	Profilé	Nsd (KN)	Nbrd (KN)	Ratio	Profilé final	Nbrd (KN)	Ratio
Terrasse	HEA100	481,97	116,55	4.135	HEA200	770,96	0.62
12 éme	HEA160	946,728	429,70	2.2	HEA220	1 011,06	0.94
11 éme	HEA220	1377,735	1 011,06	1.38	HEA260	1 541,49	0.90
10 éme	HEA240	1774,993	1 291,45	1.41	HEA300	2 162,73	0.84
9 éme	HEA280	2138,501	1 805,64	1.3	HEA320	2 391,50	0.98
8 éme	HEA300	2468,259	2 162,73	1.26	HEA360	2 734,34	0.99
7 éme	HEA320	3068,016	2 391,50	1.3	HEA400	3 244,85	0.96
6 éme	HEA360	3438,888	2 734,34	1.27	HEA450	3 622,26	0.96
5 éme	HEA400	3814,317	3 244,85	1.19	HEA500	3 891,28	0.99
4 éme	HEA450	4190,181	3 622,26	1.17	HEA550	4 274,37	0.99
3 éme	HEA500	4567,05	3 891,28	1.19	HEA650	5 414,29	0.85
2 éme	HEA550	4944,618	4 274,37	1.17	HEA650	5 414,29	0.89
1 ére	HEA600	5322,698	4 542,46	1.18	HEA650	5 414,29	0.90
RDC	HEA650	5701,164	5 414,29	1.06	HEA700	5 812,68	0.93

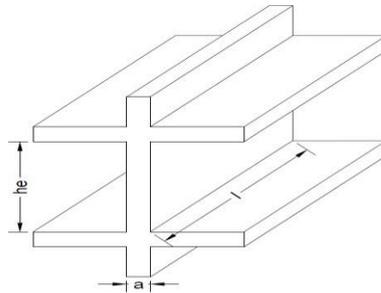
**II.10. Pré dimensionnement des voiles**

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par **RPA l'article 7.7**. Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après l'article [1] les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition,

$$L > 4e.$$

Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux)



**Figure II. 4:** Coupe de voile en élévation

**Avec :**

$l$ : Longueur du voile.

$a$  : Epaisseur du voile.

$H_e$  : Hauteur libre de l'étage.

D'après l'article [2], l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage " $h_e$ " et les conditions de rigidité aux extrémités.

**Donc :**

$$a_{min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; \frac{H_e}{25} \right\}$$

Pour le Sous-sol  $h_e = 3.6 \text{ m}$

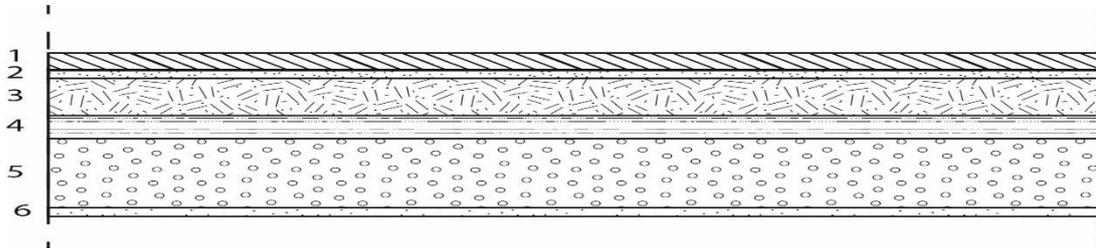
$$a_{min} \geq \{ 15 \text{ cm} ; 14.4 \text{ cm} \} \Rightarrow a_{min} \geq 20 \text{ cm}$$

Pour le R.D.C jusqu'à 12<sup>ème</sup> étage  $h_e = 4.08 \text{ m}$

$$a_{min} \geq \{ 15 \text{ cm} ; 16.32 \text{ cm} \} \Rightarrow a_{min} \geq 20 \text{ cm}$$

**II.11. Prédimensionnement de la dalle pleine**

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.



**Figure II. 5:** Dalle pleine.

Pour le Pré- dimensionnement de la hauteur de la dalle pleine dépend de la condition suivante:

- dalle reposant sur deux appuis :  $\alpha < 0.4$  ( $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$ )
- dalle reposant sur 2 ou 4 appuis :  $0.4 \leq \alpha \leq 1$  ( $L_x/50 \leq e \leq L_x/40$ )

$$L_x \leq L_y$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

- e : l'épaisseur de la dalle en dalle pleine
- $L_x$  : la petite portée du panneau le plus sollicité
- $L_y$  : la grande portée du panneau le plus sollicité

Sécurité en matière d'incendie :

e = 7cm pour une heure de coupe-feu

e = 11cm pour deux heure de coupe-feu

e = 17.5cm pour quatre heure de coupe-feu

Isolation phonique :

Selon les règles CAB93 en vigueur en Algérie, l'épaisseur de la dalle doit être supérieure ou égale à 13cm pour avoir une bonne isolation phonique

$L_x=550$  cm ,  $L_y=600$  cm

$$\rightarrow \alpha = \frac{550}{600} = 0.91$$

Donc dalle reposant sur 3 ou 4 appuis

$550/50 \leq e \leq 600/40 \rightarrow 11 \text{ cm} \leq e \leq 15 \text{ cm}$

$\rightarrow$  Donc l'épaisseur de la dalle pleine cérat : **e = 15 cm**

➤ REDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRE

II.12 Etude d'acrotère

II.12.1 Introduction

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Il est réalisé en béton armé, soumise à son poids propre G et à une surcharge horizontale Q due à une main courante.

Le calcul se fera en flexion composé au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

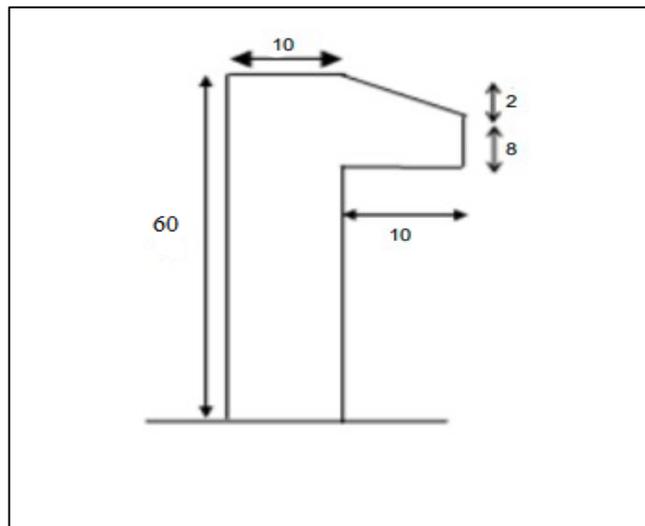


Figure II. 6: Dimension de l'acrotère.

II.12.2. Evaluation des charges

➤ Charge permanente :

- Surface de l'acrotère :

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

- Périmètre de l'acrotère :

$$P = [0,6 + 0,1 + 0,1 + 0,02 + 0,08 + 0,5] = 1,4 \text{ m}$$

- Revêtement en ciment : ( $e=2 \text{ cm}$  ;  $\rho=14 \text{ KN/m}^3$ )

$$S = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (0,6 + 0,1) \times 2 = 0,392 \text{ kN/ml}$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,07 = 1,75 \text{ kN/ml}$$

$$\rightarrow G=2.12 \text{ KN/ml}$$

- Charge d'exploitation :

On prend en considération l'effet de la main courante

$$\text{D'où : } Q = 1,00 \text{ KN/ml}$$

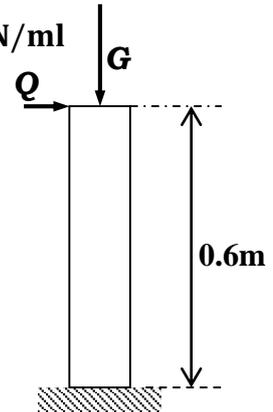


Figure II. 7: Schéma statique de l'acrotère.

### II.12.3. La force horizontale due à l'effet du séisme

Les règles RPA99/Version 2003[1], recommandent dans l'article 6.2.3 la prise en compte d'un effort horizontal de calcul  $F_p$ , agissant sur les éléments non structuraux et qui se calcul par la formule suivante :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, obtenu à partir du tableau 4.1 des mêmes règles, pour la zone sismique III, et le groupe d'usage 2, ce coefficient prend la valeur suivante :

$$A = 0,25$$

$C_p$  : facteur de force horizontale, donné par le tableau 6.1 des mêmes règles, et pour le cas des éléments en console, il prend la valeur suivante :

$$C_p = 0,8$$

$W_p$ : c'est le poids propre de l'acrotère, dont :

$$W_p = G = 2,14 \text{ kN/ml}$$

Donc :

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,142 = 1,71 \text{ kN}$$

$$Q_u = \text{Max}(1,5Q; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,71 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \rightarrow Q_u = Q_h = F_p = 1,71 \text{ kN}$$

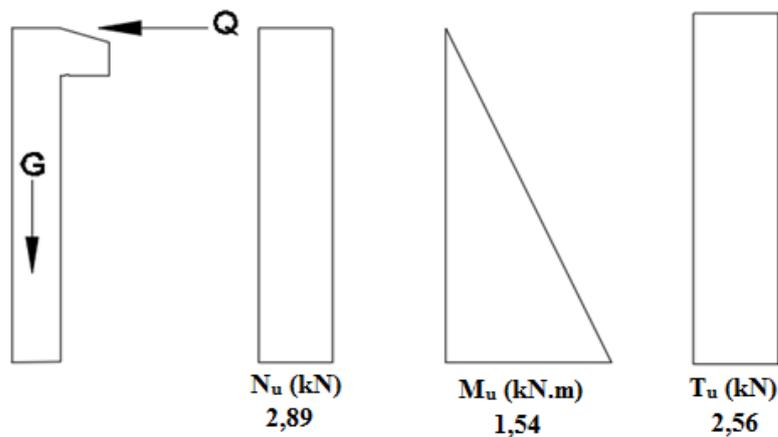
**II.12.4. Calcul des sollicitations**

**E.L.U :**

$$\begin{cases} N_u = 1.35G \\ M_u = 1.5F_p * h \\ T_u = 1.5F_p \end{cases}$$

**E.L.S :**

$$\begin{cases} N_s = G \\ M_s = F_p * h \\ T_s = F_p \end{cases}$$



**Figure II. 8:** Diagrammes des efforts à L’E.L.U.

**Tableau II. 21:** Calcul des sollicitations.

Les Sollicitations	ELU	ELS
Effort normal N (KN)	2.89	2.12
Effort tranchant T (KN)	2.56	1.70
Moment fléchissant M (KN.m)	1.54	1.02

**II.12.5. Calculs de Ferrailage**

Le calcul du ferrailage se fait pour une bande de 1 m de largeur.

Données :

**h=10cm ; b=100cm ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$  ;  $c=c'=2\text{cm}$  ;  $f_e=500\text{MPa}$   
 $\sigma_b = 14.17 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ .**

- Calcul de l’excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.54}{2.89} = 53.2 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm} < e_0 \text{ Donc : } M_{as} = M_U + N_U \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1.64 \text{ kN.m}$$

D'après l'organigramme :  $M = M_f = 1.64 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{as}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0.014$$

$$\mu_u = 0.014 < \mu_R = 0.391 \rightarrow A'_s = 0$$

D'après l'organigramme de flexion simple on aura les résultats

**Tableau II. 22:** Calcul de ferrailage.

$\mu_u$	$\mu_R$	$\alpha$	$Z \text{ (cm)}$	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	$A_s^{\text{calculé}} \text{ (cm}^2\text{)}$
0.017	0.391	0.018	8.94	348	0.52

- **Ferrailage minimale**

$$A_{s \text{ CNF}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.087 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s; A_{s \text{ CNF}}) = 1.087 \text{ cm}^2$$

On adoptera : 6T10 = 4.71 cm<sup>2</sup>.

- **Espacement :**

$$S_h = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} .$$

$$S_v = \frac{60 - 4 - 4(0.10)}{3} = 18.5 \text{ cm} \rightarrow S_v = 18 \text{ cm} .$$

- **Armature de répartition**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 1.18 < A_r \leq 2.35$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,56 \times 10^3}{80 \times 1000} = 0,032 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

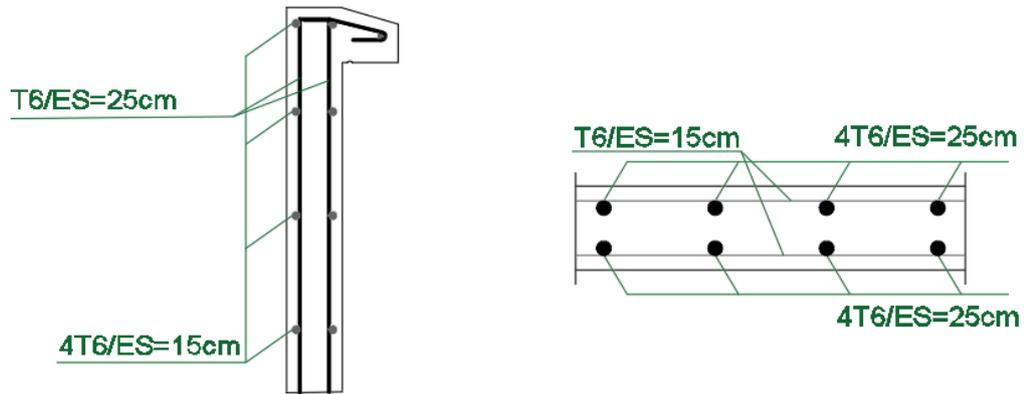


Figure II. 9: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

## II.13. Etude des escaliers

### II.13.1. Introduction

Les escaliers sont constitués en charpente métallique l'ossature des escaliers est entièrement métallique, chaque volée est composée de deux limons, les poutres des poutres laminées en UPN sur les quelles viennent reposer des tôles par l'intermédiaire de cornières, sur la tôle on met un recouvrement de carrelage qui s'appuie sur une couche de mortier.

Dans notre projet on a un escalier intérieur à trois volées et deux paliers de repos. il sera réalisé en charpente métallique, il se compose de :

**Palier** : est un espace plat et spatial qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.

**Volée** : est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.

**Limon** : est un élément incliné supportant les marches, et aussi appelé crémaillère, pour les limons on emploi des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer enU dont l'âme sera verticale.

**Garde-corps** : il est utilisé pour assurer la sécurité.

**Giron** : largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.

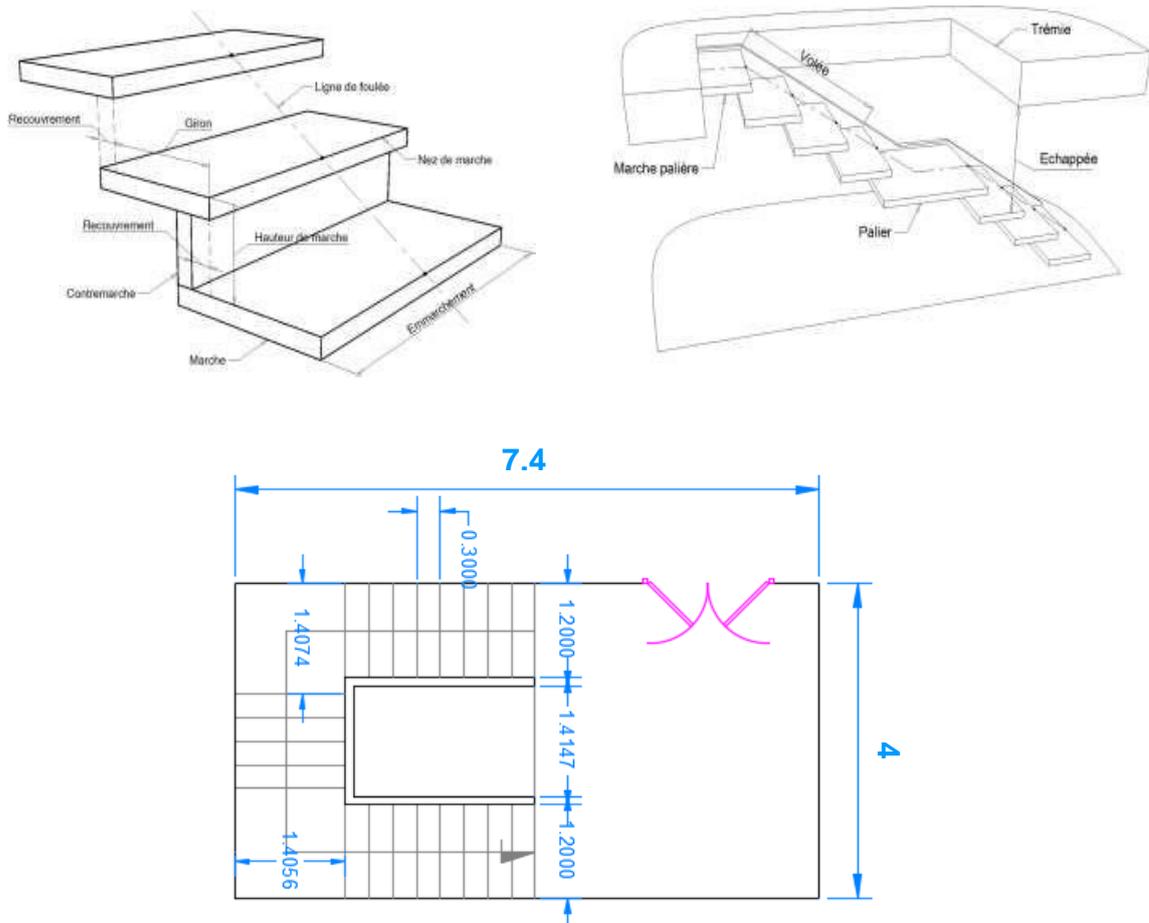


Figure II. 10: Schéma des escaliers.

**II.13.2. Pré-dimensionnement des marches**

Pour le dimensionnement des marches, on utilise la formule de **BLONDEL** pour calculer le giron

(G) et la contre marche (H)

❖ **Choix des dimensions :**

D'après utilise la formule de **BLONDEL**

$$\begin{cases} 59 \leq 2H + G \leq 66 \text{ cm} \\ 27 \leq G \leq 30 \text{ cm} \\ 16.5 \leq H \leq 18.5 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

G : largeur de la marche (giron).

H : la hauteur du contre marche.

❖ **Caractéristique géométrique de la cage d’escalier :**

La hauteur d’étage :  $h = 4.08 \text{ m}$

Les dimensions en plan de la cage d’escalier :  $(3.8 \times 4) \text{ m}^2$  La largeur de la volée est :  $l = 1.2 \text{ m}$

On admet une hauteur de marche  $H = 17 \text{ cm}$  Nombre totale des marche (n) est :

$$n = \frac{h}{H} = \frac{408}{17} = 24$$

$n = 24$  marches

On répartit ce nombre de marche en 02 volées avec 8 marches dans chaque volée

La largeur d’une marche est :  $g = 30 \text{ cm}$

❖ **Vérification de la formule de BLONDEL :**

$2H + G = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$  → formule de BLONDEL est vérifiée

❖ **Dimensionnement des éléments porteurs**

Dimensionnement de la cornière (support de marche) :



**Figure II. 11:** Disposition des cornières.

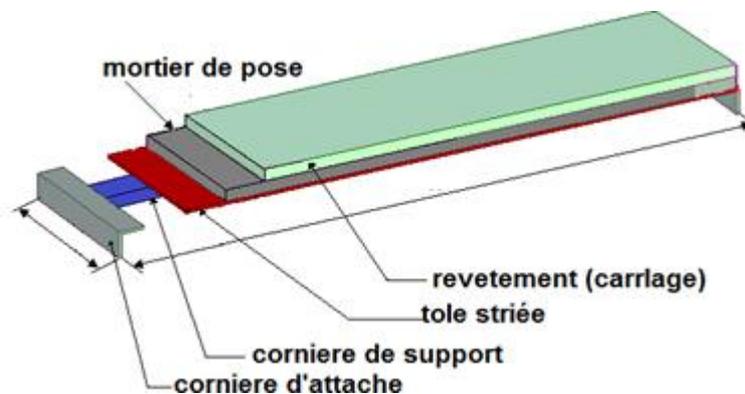
La longueur de la marche  $L = 1.2 \text{ m}$

La largeur de la marche  $l = G = 0.30 \text{ m}$

Les cornières sont en acier S275

$F_y = 275 \text{ N/mm}^2$  (la limite d’élasticité de l’acier).

$E = 2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$  (le module d’élasticité longitudinale de l’acier).



**Figure II. 12:** Charges repris par la cornière.

❖ **Détermination de la section cornière :**

➤ **Evaluation des charges :**

Les charges permanentes :

Tôle striée (5mm)  $G1 = 0.45 \text{ KN/m}^2$

Mortier de ciment (2cm) .....  $G2 = 0.40 \text{ KN/m}^2$

Revêtement (2cm).....  $G3 = 0.40 \text{ KN/m}^2$

$G = (G1 + G2 + G3) * d = (0.45 + 0.4 + 0.4) * 0.15 = 0.187 \text{ KN/m}$

Charge d'exploitation :

$Q = 2.5 * 0.15 = 0.375 \text{ KN/m}$

Les combinaisons de charges : (ELS)

$q = G + Q = 0.187+0.375 = 0.563 \text{ KN/m}$

❖ **Pré-dimensionnement des supports de marches :**

Condition de la flèche :  $f^{max} < f^{adm}$

Dans notre cas, on a une cornière posée sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie donc :

La flèche maximale :

$$f_{max} = \frac{5 * q_{ser} * l^4}{384 * E * I_y}$$

La flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{L}{300}$$

On aura :

$$I_y = \frac{5 * 0.563 * 1200^3 * 300}{384 * 2.1 * 10^5} = 1.8 \text{ cm}^4$$

➔ Donc on adopte : une cornière L35x35x4

Designation	Poids	Section	Caractéristiques						
	G Kg/m	A mm <sup>2</sup>	h=b mm	T mm	r mm	r <sub>2</sub> mm	I <sub>y</sub> = I <sub>z</sub> Cm <sup>4</sup>	W <sub>pLy</sub> =W <sub>pLz</sub> Cm <sup>3</sup>	I <sub>y</sub> =i <sub>z</sub> cm
L35x35x4	2.09	267	35	4	5	2.5	2.95	1.18	1.05

Donc la charge permanente G devient (on inclue le poids de la cornière) :

➔  $G = (G1 + G2 + G3) * d+P = (0.45 + 0.4 + 0.4) * 0.15 +0.0209 = 0.208 \text{ KN/m}$

- Les combinaisons de charges :

$$\text{ELS : } q = G + Q = 0.208 + 0.375 = 0.583 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELU : } q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 0.208 + 1.5 * 0.375 = 0.843 \text{ KN/m}$$

- Vérification à la flèche :

On vérifie la condition suivante :  $f < f^{adm}$

Cornière sur deux appuis :

$$f = \frac{5 * q * l^4}{384 E * I_y} = \frac{5 * 0.583 * 1200^4}{384 * 2.1 * 10^5 * 2.95 * 10^4} = 2.54 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$f = \frac{l}{300} = \frac{1200}{300} = 4 \text{ mm}$$

$$f < f^{adm} \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{0.843 * 1.2}{2} = 0.505 \text{ Kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v * f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{267 * 275}{1.1 \sqrt{3}} * 10^{-3} = 38.53 \text{ Kn}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

- Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{0.843 * 1.2^2}{8} = 0.515 \text{ Kn.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1.18 * 10^3 * 275}{1.1} * 10^{-6} = 0.295 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

→ Conclusion : les cornières L 35x35x4 convient comme cornière d'attache.

### II.13.3. Dimensionnement de limon

- ❖ Evaluation des charges :

- Volée :

- Les charges permanentes : (sauf poids de profilé)

Poids des cornières (35 x 35 x 4).....	2.09 Kg/m
Tôle (e=5mm).....	G1 = 0.45 KN/m <sup>2</sup>
Mortier de pose (2cm) .....	G2 = 0.40 KN/m <sup>2</sup>
Revêtement carrelages.....	G3 = 0.40 KN/m <sup>2</sup>
Garde-corps (cloison).....	1KN/m <sup>2</sup>

Charge totale :

$$\rightarrow G_T = (G1 + G2 + G3) * d + P_c + P_G = (0.45 + 0.4 + 0.4+1) * 1.2 + 0.0209 )$$

$$\rightarrow G_T = 2.72 \text{ KN/m}$$

Charge totale pour un limon

$$\rightarrow G = \frac{G_T}{2} = 1.36 \text{ KN/m}$$

– **Les charges d’exploitations :**

Pour 1 limon :

$$\rightarrow Q = 2.5 \frac{1.2}{2} = 1.5 \text{ KN/m}$$

• **Palier :**

– **Les charges permanentes :** (sauf poids de solive)

Tôle (TN40) G1 = 0.15 KN/m<sup>2</sup>

Dalle en béton (12cm) .....G2 = 2.13 KN/m<sup>2</sup>

Mortier de pose ..... G3 = 0.40 KN/m<sup>2</sup>

Revêtement (2cm)..... G4 = 0.40 KN/m<sup>2</sup>

Charge totale :

$$\rightarrow G_T = (G1 + G2 + G3 + G4) * d = (0.15 + 2.13 + 0.4 + 0.4) * 1.2 = 3.7 \text{ KN/m}$$

Charge totale pour un limon

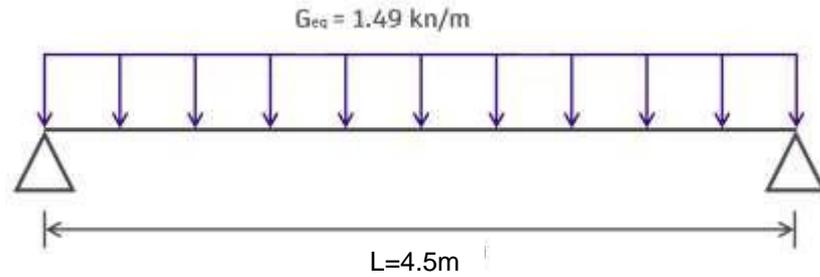
$$\rightarrow G = \frac{G_T}{2} = 1.85 \text{ KN/m}$$

– **Calcul de la charge équivalente :**

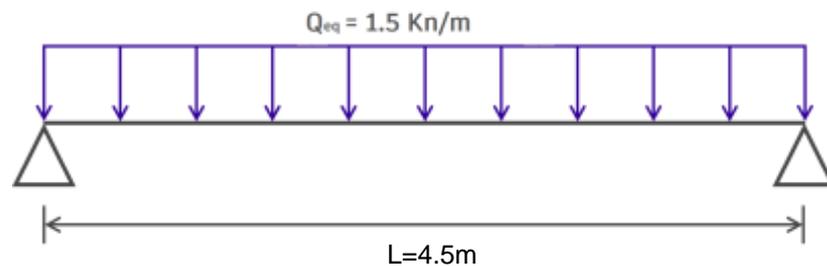
On peut exprimer les différentes charges par une charge équivalente.

Charges permanentes :

$$G_{eq} = \frac{1.85 * (1.405) + 1.36 * (3.1)}{4.5} = 1.490 \text{ Kn/m}$$



Charge d'exploitation :



$$Q_{eq} = 2.5 \frac{1.2}{2} = 1.5\text{ KN/m}$$

❖ **Pré-dimensionnement des limons :**

– **Combinaison de charge**

▪ **ELU :**

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 1.49 + 1.5 * 1.5 = 4.26\text{ KN/m}$$

▪ **ELS :**

$$q = G + Q = 1.49 + 1.5 = 2.99\text{ KN/m}$$

– **Condition de flèche :**

La flèche doit satisfaire la condition suivante  $f_{max} \leq f_{adm}$ , pour une poutre bi-articulée :

$$f_{max} = \frac{5 * q * l^4}{384 E * I_y} \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$q$  : la charge non pondéré

$$q = G + Q = 1.49 + 1.5 = 2.99\text{ KN/m}$$

$$L = 4.5\text{ m} = 450\text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 * 2.99 * 450^3 * 300}{384 * 2.1 * 10^5} \geq 506.81\text{ cm}^4$$

➔ On opte à un UPN 200

h(mm)	b(mm)	tw (mm)	tf (mm)	r	r	D (mm)	A(cm <sup>2</sup> )	G (KN/m)
200	75	8.5	11.5	11.5	6	151	32.2	0.253
Iy(cm <sup>4</sup> )	Wely(cm <sup>3</sup> )	iy(cm)	Wply(cm <sup>3</sup> )	Iz(cm <sup>4</sup> )	Welz(cm <sup>3</sup> )	iz(cm)	Wply(cm <sup>3</sup> )	
1910	191	7.7	228	148	27	2.14	51.8	

– La classe de la section :

• Semelle comprimée :

$$C = \frac{b-tw}{tf} = 5.78 \text{ mm} < 9\varepsilon = 8.32 \quad \rightarrow \text{Donc la semelle est de classe 1}$$

• Ame fléchi :

$$C = \frac{d}{tw} = 17.76 \text{ mm} < 72\varepsilon = 66.55 \quad \rightarrow \text{Donc la semelle est de classe 1}$$

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.

– Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.26 * 3.85^2}{8} = 7.89 \text{ Kn.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{fy * W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{275 * 10^3 * 228}{1.1} * 10^6 = 57 \text{ Kn.m}$$

$M_{sd} < M_{pl,rd} \rightarrow$  Condition vérifié.

– Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{4.26 * 3.85}{2} = 8.2 \text{ Kn}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{177.1 * 275}{1.1\sqrt{3}} * 10^3 = 25.56 \text{ Kn}$$

$V_{sd} < V_{pl,rd} \rightarrow$  Condition vérifié.

– Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} < M_{b,rd} = \frac{x_{LT} * \beta_w * W_{ply} * fy}{\gamma_{m0}}$$

Calcul du moment critique au déversement :

$$M_{cr} = C^1 * \frac{\pi^2 * E * Iz}{L^2} * \sqrt{\frac{I_w}{Iz} + \frac{L^2 * G * It}{\pi^2 * E * Iz}}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2.1 * 10^5}{2(1+0.3)} = 80769.23 \text{ N/mm}^2$$

$I_t$  : Moment d'inertie de torsion

$I_w$  : Moment d'inertie de gauchissement

$I_z$  : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

$$M_{cr} = 1.13 * \frac{\pi^2 * 2.1 * 10^5 * 148 * 10^4}{3950^2} * \sqrt{\frac{9.07 * 10^4}{148 * 10^4} + \frac{3950^2 * 80769.23 * 11.9 * 10^4}{\pi^2 * 2.1 * 10^5 * 148 * 10^4}}$$

$$= 23299689.36 \text{ N.m}$$

- Calcul de l'élancement géométrique  $\lambda_{LT}$  :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 * E * W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{\pi^2 * 2.1 * 10^5 * 228 * 10^3}{23299689.36}} = 142.34$$

- Calcul de l'élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\gamma_1} * \sqrt{\beta_w}$$

Avec :  $\beta_w = 1$  pour les sections de classes 1 et 2

$$\lambda_1 = 93.9\epsilon \quad \text{Avec} \quad \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{142.34}{86.388} = 1.647$$

- Détermination de  $\chi_{LT}$  :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \leq 1$$

Et :

$$\phi_{LT} = 0.5 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0.21$  Pour les profils laminés.

$\alpha_{LT} = 0.49$  Pour les sections soudées.

AN :

$$\phi_{LT} = 0.51 + [0.21(1.647 - 0.2) + 1.647^2] = 3.526$$

D'où :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{3.526 + [3.526^2 - 1.647^2]^{0.5}} = 0.15 \leq 1$$

D'où

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} * \beta_w * W_{ply} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.15 * 1 * 228 * 275}{1,1} = 8.55 \text{ Kn.m}$$

$M_{sd} = 7.89 \text{ Kn.m} < M_{b,rd} = 8.55 \text{ Kn.m} \rightarrow \text{Condition vérifié.}$

**CHAPITRE III**  
**ETUDE CLIMATIQUE**

## ➤ Effet du vent

### III.1. Introduction

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent dans toutes les directions possibles.

Les valeurs de pression du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs :

- De la région.
- De site d'implantation.
- De la hauteur de la construction.
- De la forme géométrique de la construction.
- De la rigidité de la construction.
- Des ouvertures (ou de la perméabilité à l'air) de la construction

### III.2. Action du vent

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur les parois et la toiture pour un ventperpendiculaire :

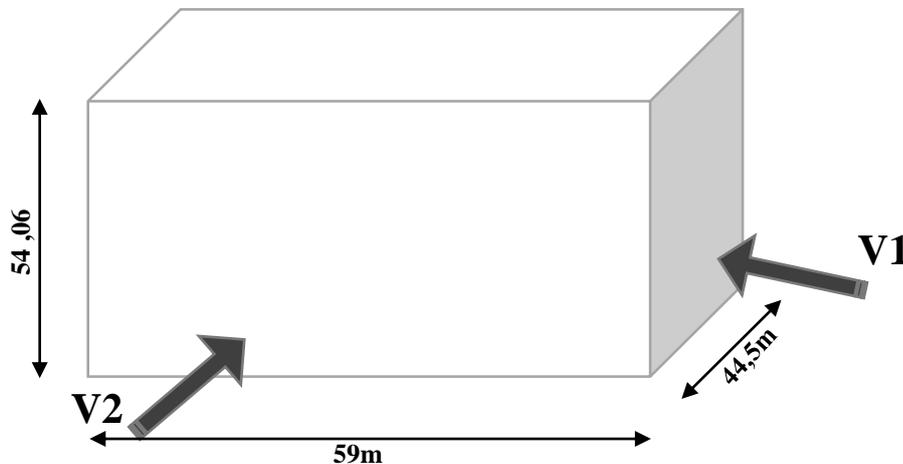


Figure III. 1: Direction principale de vent.

#### III.2.1. Coefficients de calcul

##### III.2.1.1. Effet de la région

Notre structure est située à wilaya de BLIDA dans a **zone I** dont la pression de référence est :

$$q_{ser} = 375 \text{ N/m}^2$$

**III.2.1.2. Catégorie de terrain**

La structure sera implantée sur centre-ville de la wilaya de BLIDA (site plats altitude par rapport au niveau de la mer est 220m) donc la catégorie de terrain est **IV**

D'où :

- *Le facteur de terrain  $K_T = 0.234$*
- *Le paramètre de rugosité  $z_0 = 1 \text{ m}$*
- *La hauteur minimale  $z_{min} = 10 \text{ m}$ .*
- *$s = 0,67$  : coefficient utilisé pour le calcul de  $C_d$*

**III.2.1.3. Détermination du coefficient d'exposition  $C_e(z)$** 

Le coefficient d'exposition au vent  $C_e(z)$  tient compte des effets de la rugosité du terrain de latopographie du site et de la hauteur au-dessus du sol, il tient compte de la nature turbulente du vent  $C_e(z)$  est donnée par La formule suivante :

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

Avec :

- *$C_r$  : coefficient de rugosité*
- *$C_t$  : coefficient de topographie*
- *$z$  (en m) : est la hauteur considérée*
- *$I_v(z)$  : l'intensité de la turbulence*

**III.2.1.4. Détermination du coefficient de la rugosité  $C_r$** 

Le coefficient de rugosité  $C_r(z)$  traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. il définit par la loi logarithmique (logarithme népérien).

$$\begin{cases} C_r(z) = K_t * \ln \frac{z}{z_0} & \text{pour } z_{min} \leq z \leq 200m \\ C_r(z) = K_t * \ln \frac{z_{min}}{z_0} & \text{pour } z \leq z_{min} \end{cases}$$

Avec :

*$k_t$  : facteur de terrain*

*$z_0$ : paramètre de rugosité*

*$z_{min}$ : hauteur minimale*

*$Z$ : hauteur considéré*

**III.2.1.5. Coefficient de topographie**

Le coefficient de topographies  $C_t(z)$  prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles que les collines, les dénivellations isolées etc.

Le site est plat, le coefficient de topographie  $C_t = 1$

**III.2.1.6. Intensité de turbulence**

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart de type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et donnée par l'équation

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) * \text{Ln} \frac{z}{z_0}} & \text{pour } z \geq z_{min} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) * \text{Ln} \frac{z_{min}}{z_0}} & \text{pour } z \leq z_{min} \end{cases}$$

**III.2.2. Paramètre de calcul**

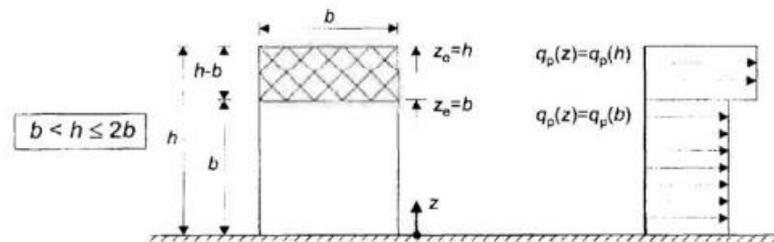
**III.2.2.1. Direction du vent  $V1 (0^\circ)$**

La hauteur de référence  $z_e$

Pour les murs au vent

On a :  $b = 44,5$  ,  $h = 54,06m$  ,  $d = 59m \rightarrow 44,5 \leq 54,06$  donc  $b \leq h \leq 2b$

Pour les murs perpendiculaires au vent  $z_e = 44,5 m$  et  $z_e = 54,06 m$



**Figure III. 2:** Hauteur de référence  $z_e$  et profil correspondant de la pression dynamique.

❖ **Calcul de la pression :**

- **Détermination de la pression dynamique de pointe  $q_p(z_e)$ :**

La pression dynamique de pointe  $q_p(z_e)$  à la hauteur de référence  $z_e$  est donnée par :

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times (z_e)(N/m^2)$$

Tel que :  $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$

$Z_e$	$C_t$	$C_r$	$I_v$	$C_e$	$q_p(\text{N/m}^2)$
44,5	1	0,888	0,263	2,240	840
54,06	1	0,933	0,250	2,393	897,375

• **Détermination de coefficient de pression extérieure  $C_{pe}$  :**

Les coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  applicables aux bâtiments et aux parties de Bâtiments dépendent de la dimension de la surface chargée à qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées  $A$  de  $1 \text{ m}^2$  et  $10 \text{ m}^2$  dans les tableaux relatifs Aux configurations de bâtiment appropriées, ils sont notés  $C_{pe1}$  pour les coefficients locaux, et  $C_{pe10}$  pour les coefficients globaux, respectivement

- $C_{pe} = C_{pe1}$  pour  $S < 1\text{m}^2$
- $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s)$  pour  $1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$
- $C_{pe} = C_{pe10}$  Pour  $S \geq 10\text{m}^2$

• **Parois verticales :**

$S$  : est la surface chargée de la paroi considérée en  $\text{m}^2$

Pour cette direction du vent on a  $b = 44.5 \text{ m}$ ,  $d = 59 \text{ m}$ ,  $h = 54.06 \text{ m}$

et  $e = [b, 2h] = [44.5 ; 108,12] \rightarrow e = 44,5 \text{ m}$ .

Et on a :  $d = 59 \text{ m} > e = 44,5 \text{ m}$

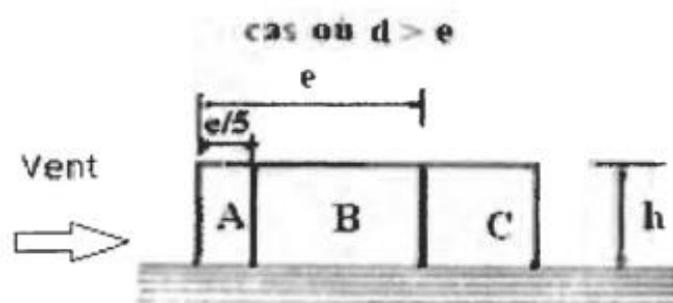


Figure III. 3: Légende relative aux murs verticaux.

Tableau III. 1: Caractéristique des zones.

Zone	A	B	C	D	E
Surface ( $\text{m}^2$ )	396.05	1584.2	645.25	1980.25	1980.25
$C_{pe}$	$C_{pe10}$	$C_{pe10}$	$C_{pe10}$	$C_{pe10}$	$C_{pe10}$
Valeur $C_{pe}$	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones portées sur le tableau suivant sont :

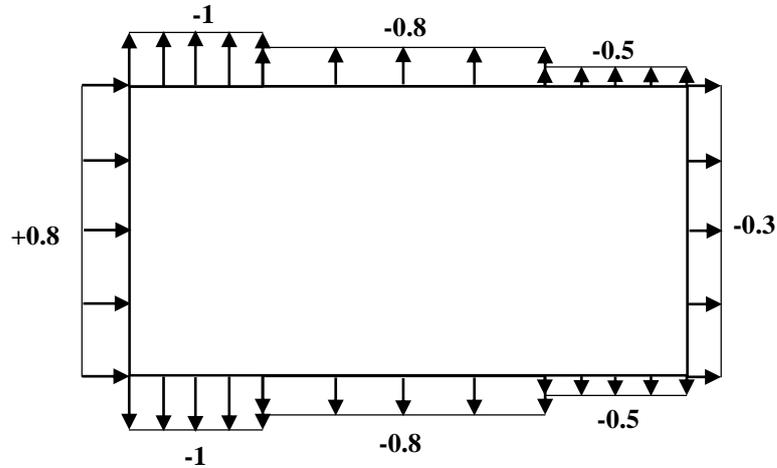


Figure III. 4: Zone de pression pour les parois verticales.

- Détermination de coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$

La combinaison la plus défavorable de la pression extérieure et intérieure considérées comme agissant simultanément doit être envisagée simultanément pour chaque combinaison potentielle d'ouvertures et autres sources de fuite d'air

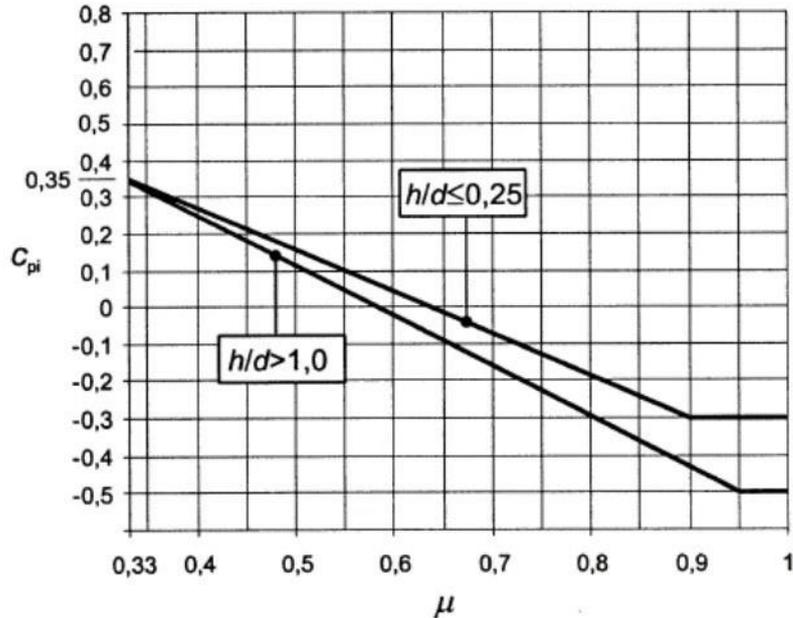


Figure III. 5: Coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments sans face dominants.

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  avec (h) est la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et ( $\mu_p$ ) l'indice de perméabilité donné par :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Pour les valeurs comprises entre  $h/d = 0.25$  et  $h/d = 1$  une interpolation linéaire peut être utilisée.

➤ **Remarque**

Pour notre bâtiment la somme des ouvertures total est nulle donc à partir l'EUROCODE 1-4 :

Dans le cas de bâtiments fermés, dont les ouvrants doivent, pouvoir être manœuvrés en toutes circonstances, ou dont les façades en rez-de-chaussée sont laissées sans protection et peuvent être brisées par les objets entraînés par le vent, les valeurs suivantes doivent être utilisées :

**$C_{pi1} = 0,8$  ou  $C_{pi2} = - 0,5$**

Ces valeurs doivent aussi être utilisées dans les autres cas, mais les charges de vent ainsi déterminées ont alors la signification d'actions accidentelles, à utiliser dans les combinaisons d'actions correspondantes.

**Tableau III. 2:** Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$ (direction V1)

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m <sup>2</sup> )	396.05	1584.2	645.25	1980.25	1980.25
C <sub>pe 10</sub>	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3
C <sub>pi 1</sub>	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
C <sub>pi 2</sub>	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5

- **Détermination de la pression aérodynamique**

La pression aérodynamique  $W(z_j)$  agissant sur une paroi est obtenue à l'aide des formules suivants :

Si une face de la paroi est intérieure à la construction, l'autre extérieure :

$W(z_j) = qp(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] [N/m^2]$

Avec :

$z_e$	$qp(N/m^2)$
44,5	840
54,06	897,375

Pour  $z_e = b = 44,5 m$

**Tableau III. 3:** La pression aérodynamique pour  $C_{pi1} = +0.80$  (*direction V1*)

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m <sup>2</sup> )	396.05	1584.2	645.25	1980.25	1980.25
C <sub>pe</sub>	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3
C <sub>pi 1</sub>	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
qp[N/m <sup>2</sup> ]	840	840	840	840	840
Wj[N/m <sup>2</sup> ]	-1512	-1344	-1092	0	-924

**Tableau III. 4:** La pression aérodynamique pour  $C_{pi1} = -0.50$  (*direction V1*)

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m <sup>2</sup> )	396.05	1584.2	645.25	1980.25	1980.25
C <sub>pe</sub>	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3
C <sub>pi 2</sub>	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
qp[N/m <sup>2</sup> ]	840	840	840	840	840
Wj[N/m <sup>2</sup> ]	-420	-252	0	1092	168

Pour  $z_e = b = 54.06$  m

**Tableau III. 5:** La pression aérodynamique pour  $C_{pi1} = +0.80$  (*direction V1*)

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m <sup>2</sup> )	396.05	1584.2	645.25	1980.25	1980.25
C <sub>pe</sub>	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3
C <sub>pi 2</sub>	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
qp[N/m <sup>2</sup> ]	897,375	897,375	897,375	897,375	897,375
Wj[N/m <sup>2</sup> ]	-1615.275	-1435.8	-1166.587	0	-987.112

**Tableau III. 6:** La pression aérodynamique pour  $C_{pi1} = -0.50$  (*direction V1*)

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m <sup>2</sup> )	396.05	1584.2	645.25	1980.25	1980.25
C <sub>pe</sub>	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3
C <sub>pi 2</sub>	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
qp[N/m <sup>2</sup> ]	897,375	897,375	897,375	897,375	897,375
Wj[N/m <sup>2</sup> ]	-448.687	-269.212	0	1166.5875	179.475

- La terrasse

Les toitures plates sont celles dont l'angle de la pente inférieur ou égal à 5° il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure suivante :

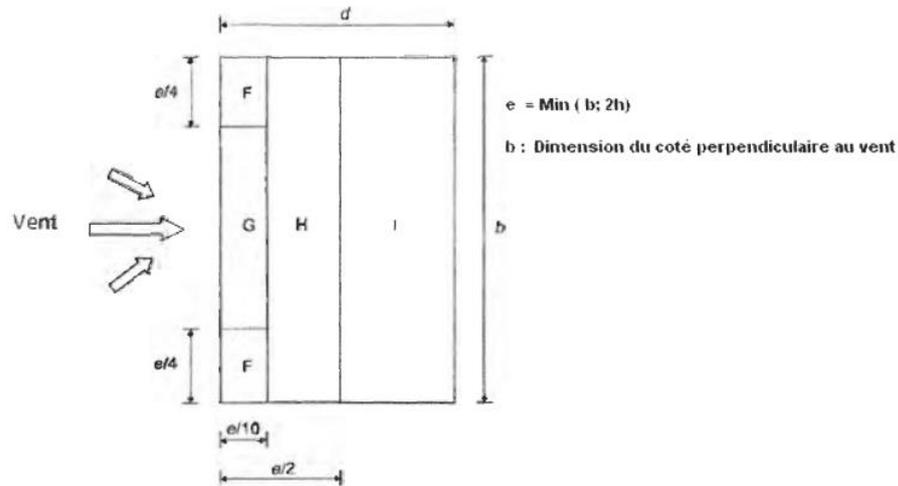


Figure III. 6: Légende pour les toitures plates.

Pour cette direction du vent on a  $b = 44.5\text{ m}$ ,  $d = 59\text{ m}$ ,  $h = 54.06\text{ m}$

et  $e = [b, 2h] = [44.5 ; 108,12] \rightarrow e = 44,5\text{ m}$ .

Et on a :  $d = 59\text{ m} > e = 44,5\text{ m}$

Pour les toitures avec acrotères ou rives arrondies, une interpolation linéaire peut être faite

Pour les valeurs intermédiaires de  $hp/h$  et  $r/h$

Les valeurs de  $C_{pe10}$  dépendent par le rapport  $hp / h$

**Avec :**

$H_p$  : la longueur de l'acrotère

$H$  : la longueur de  $Z_e$   $hp/(h) = 0.6/54.06 = 0.011$

Donc  $0.011 < 0.025 \rightarrow C_{pe}(0.025)$

Zone	F	G	H	I
Surface $m^2$	49.506	99.012	792.1	1635.375
$C_{pe}$	$C_{pe10}$	$C_{pe10}$	$C_{pe10}$	$C_{pe10}$
Valeur $C_{pe}$	-1.6	-1.1	-0.7	$\pm 0.2$

- Calcul coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  :

Tableau III. 7: Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  (LA TERASSE V1)

Zone	F	G	H	I
$C_{pe10}$	-1.6	-1.1	-0.7	$\pm 0.2$
$C_{pi1}$	+0.8	+0.8	+0.8	+0.8
$C_{pi2}$	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5

- Détermination de la pression aérodynamique

On a :  $W(z_j) = q(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] [N/m^2]^*$

Avec :

$z_e$	$q_p(N/m^2)$
44,5	840
54,06	897,375

Pour  $z_e = b = 44,5 m$

**Tableau III. 8:** La pression aérodynamique pour  $C_{pi} = +0.80$  (*direction V1*)

Zone	F	G	H	I
$C_{pe}$	-1.6	-1.1	-0.7	$\pm 0.2$
$C_{pi} 1$	0.8	0.8	0.8	0.8
$q_p[N/m^2]$	840	840	840	840
$W_j[N/m^2]$	-2016	-1596	-1260	-840

**Tableau III. 9:** La pression aérodynamique pour  $C_{pi} = -0.50$  (*direction V1*)

Zone	F	G	H	I
$C_{pe}$	-1.6	-1.1	-0.7	$\pm 0.2$
$C_{pi} 2$	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
$q_p[N/m^2]$	840	840	840	840
$W_j[N/m^2]$	-924	-504	-168	588

Pour  $z_e = b = 54.06 m$

**Tableau III. 10:** La pression aérodynamique pour  $C_{pi} = +0.80$  (*direction V1*)

Zone	F	G	H	I
$C_{pe}$	-1.6	-1.1	-0.7	$\pm 0.2$
$C_{pi} 2$	0.8	0.8	0.8	0.8
$q_p[N/m^2]$	897,375	897,375	897,375	897,375
$W_j[N/m^2]$	-2153.7	-1705.012	-1346.062	-897.375

**Tableau III. 11:** La pression aérodynamique pour  $C_{pi} = -0.50$  (*direction V1*)

Zone	F	G	H	I
$C_{pe}$	-1.6	-1.1	-0.7	$\pm 0.2$
$C_{pi} 2$	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
$q_p[N/m^2]$	897,375	897,375	897,375	897,375
$W_j[N/m^2]$	-987.112	-538.425	-179.475	628.162

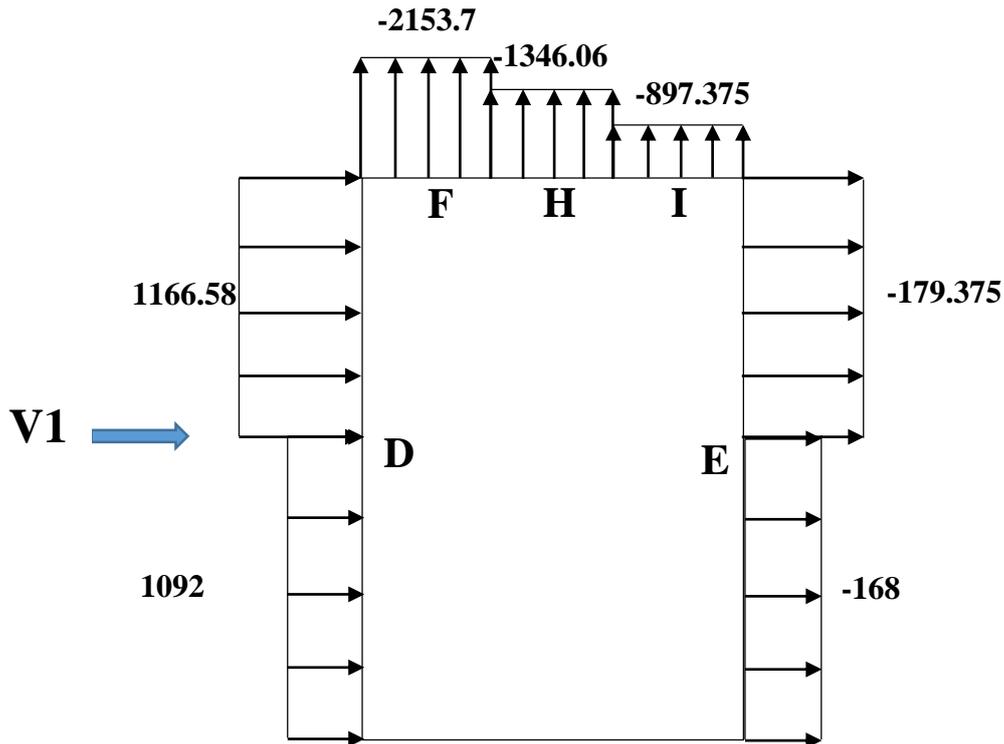


Figure III. 7: Distribution de la pression aérodynamique sur les parois.

**III.2.2.2. Direction du vent V2 (90°)**

La hauteur de référence  $z_e$

Pour les murs au vent

On a :  $b = 59$  ,  $h = 54.06m$  ,  $d = 44.5m \rightarrow 59 > 54,06$  donc  $b > h$

Pour les murs perpendiculaires au vent  $z_e = 44,5 m$  et  $z_e = 54,06 m$

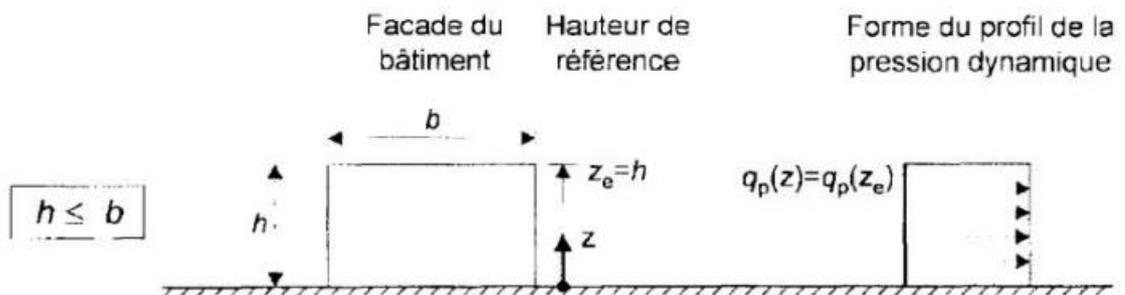


Figure III. 8: Hauteur de référence  $z_e$  et profil correspondant de la pression dynamique.

❖ **Calcul de la pression :**

• **Détermination de la pression dynamique de pointe  $q_p(z_e)$  :**

La pression dynamique de pointe  $q_p(z_e)$  à la hauteur de référence  $z_e$  est donnée par :

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times (z_e)(N/m^2)$$

Tel que :  $q_{ref} = 375 N/m^2$

$Z_e$	$C_t$	$C_r$	$I_v$	$C_e$	$q_p(N/m^2)$
54,06	1	0,933	0,250	2,393	897,375

• **Détermination de coefficient de pression extérieure  $C_{pe}$  :**

Les coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  applicables aux bâtiments et aux parties de Bâtiments dépendent de la dimension de la surface chargée à qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées  $A$  de  $1 m^2$  et  $10 m^2$  dans les tableaux relatifs Aux configurations de bâtiment appropriées ; ils sont notés  $C_{pe1}$  pour les coefficients locaux, et  $C_{pe10}$  pour les coefficients globaux, respectivement.

Avec :

- $C_{pe} = C_{pe1}$  pour  $S < 1m^2$
- $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s)$  pour  $1m^2 < S < 10m^2$
- $C_{pe} = C_{pe10}$  Pour  $S \geq 10m^2$

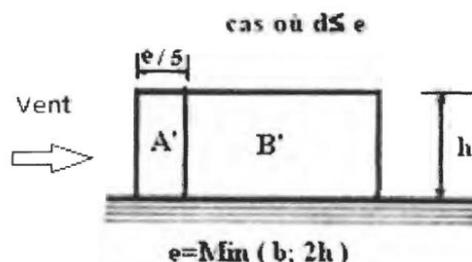
• **Parois verticales :**

$S$  : est la surface chargée de la paroi considérée en  $m^2$

Pour cette direction du vent on a  $b = 59 m, d = 44,5 m, h = 54.06 m$

et  $e = [b, 2h] = [59 ; 108,12] \rightarrow e = 59 m$ .

Et on a :  $d = 44.5 m < e = 59 m$

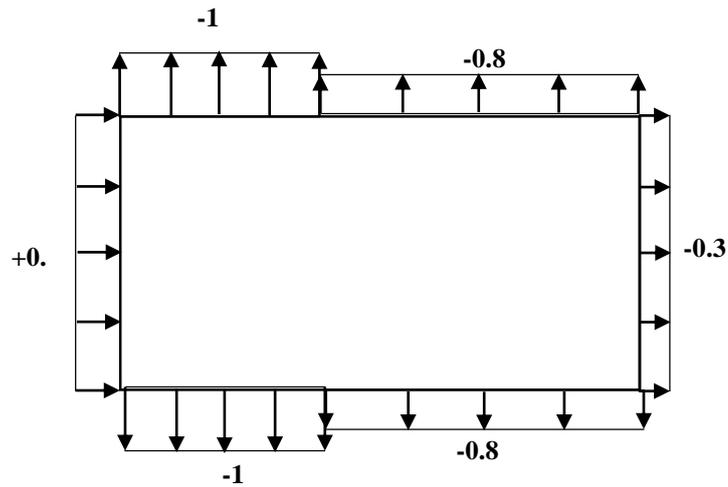


**Figure III. 9:** Légende relative aux murs verticaux.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones portées sur le tableau suivant sont :

**Tableau III. 12:** Caractéristique des zones

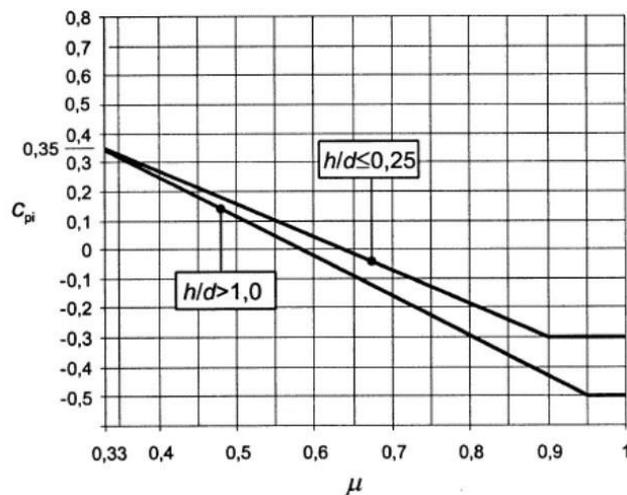
Zone	A'	B'	D	E
Surface (m <sup>2</sup> )	637.908	1762.356	3189.54	3189.54
Cpe	Cpe10	Cpe10	Cpe10	Cpe10
Valeur Cpe	-1	-0.8	+0.8	-0.3



**Figure III. 10:** Zone de pression pour les parois verticales.

- **Détermination de coefficient de pression intérieure C<sub>pi</sub>**

La combinaison la plus défavorable de la pression extérieure et intérieure considérées comme agissant simultanément doit être envisagée simultanément pour chaque combinaison potentielle d'ouvertures et autres sources de fuite d'air.



**Figure III. 11:** coefficient de pression intérieure C<sub>pi</sub> des bâtiments sans face dominants.

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure C<sub>pi</sub> avec (h) est

la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et ( $\mu_p$ ) l'indice de perméabilité donné par :

Pour les valeurs comprises entre  $h/d = 0.25$  et  $h/d = 1$  une interpolation linéaire peut être utilisée.

➤ **Remarque**

Pour notre bâtiment la somme des ouvertures total 0 donc à partir l'EUROCODE 1 PARTIE 4 :

Dans le cas de bâtiments fermés, dont les ouvrants doivent, pouvoir être manœuvrés en toutes circonstances, ou dont les façades en rez-de-chaussée sont laissées sans protection et peuvent être brisées par les objets entraînés par le vent, les valeurs suivantes doivent être utilisées :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

**$C_{pi1} = 0,8$  ou  $C_{pi2} = - 0,5$**

Ces valeurs doivent aussi être utilisées dans les autres cas, mais les charges de vent ainsi déterminées ont alors la signification d'actions accidentelles, à utiliser dans les combinaisons d'actions correspondantes.

**Tableau III. 13:** Le coefficient de pression intérieur  $C_{pi}$ (direction V2)

Zone	A'	B'	D	E
Surface (m <sup>2</sup> )	637.908	1762.356	3189.54	637.908
C <sub>pe</sub> 10	-1	-0.8	+0.8	-0.3
C <sub>pi</sub> 1	0.8	0.8	0.8	0.8
C <sub>pi</sub> 2	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5

• **Détermination de la pression aérodynamique**

La pression aérodynamique  $W(z_j)$  agissant sur une paroi est obtenue à l'aide des formules suivants :

Si une face de la paroi est intérieure à la construction, l'autre extérieure :

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] [N/m^2]$$

Avec :

$Z_e$	$q_p(N/m^2)$
54,06	897,375

Pour  $z_e = b = 54.06 m$

**Tableau III. 14:** La pression aérodynamique pour  $C_{pi} = +0.80$  (direction V2)

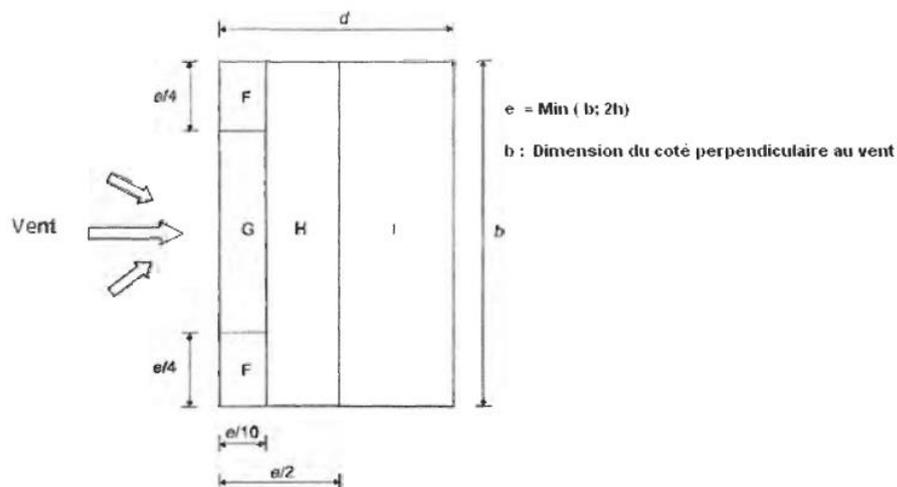
Zone	A'	B'	D	E
Surface (m <sup>2</sup> )	637.908	1762.356	3189.54	637.908
C <sub>pe</sub> 10	-1	-0.8	+0.8	-0.3
C <sub>pi</sub> 1	0.8	0.8	0.8	0.8
qp[N/m <sup>2</sup> ]	897,375	897,375	897,375	897,375
W <sub>j</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	-1615.275	-1435.8	0	-987.112

**Tableau III. 15:** La pression aérodynamique pour  $C_{pi} = -0.50$  (direction V2)

Zone	A'	B'	D	E
Surface (m <sup>2</sup> )	637.908	1762.356	3189.54	637.908
C <sub>pe</sub> 10	-1	-0.8	+0.8	-0.3
C <sub>pi</sub> 2	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
qp[N/m <sup>2</sup> ]	897,375	897,375	897,375	897,375
W <sub>j</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	-448.687	-269.212	1166.5875	179.475

- La terrasse

Les toitures plates sont celles dont l'angle de la pente inférieur ou égal à 5° il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure suivante :

**Figure III. 12:** Légende pour les toitures plates.

Pour cette direction du vent on a  $b = 59 \text{ m}$ ,  $d = 44,5 \text{ m}$ ,  $h = 54.06 \text{ m}$   
 et  $e = [b, 2h] = [59 ; 108,12] \rightarrow e = 59 \text{ m}$ .

Et on a :  $d = 44.5 \text{ m} < e = 59 \text{ m}$

Pour les toitures avec acrotères ou rives arrondies, une interpolation linéaire peut être faite

Pour les valeurs intermédiaires de  $h_p/h$  et  $r/h$

Les valeurs de  $C_{pe10}$  dépendent par le rapport  $h_p/h$

Avec :

$H_p$  : la longueur de l'acrotère

$H$  : la longueur de  $Z_e$   $h_p/(h) = 0.6/54.06 = 0.011$

Donc  $0.011 < 0.025 \rightarrow C_{pe}(0.025)$

Zone	F	G	H	I
Surface m <sup>2</sup>	87.025	174.05	1392.4	885
C <sub>pe</sub>	C <sub>pe10</sub>	C <sub>pe10</sub>	C <sub>pe10</sub>	C <sub>pe10</sub>
Valeur C <sub>pe</sub>	-1.6	-1.1	-0.7	±0.2

– Calcul coefficient de pression intérieure C<sub>pi</sub> :

Tableau III. 16: Le coefficient de pression intérieur C<sub>pi</sub> (LA TERASSE V2)

Zone	F	G	H	I
C <sub>pe10</sub>	-1.6	-1.1	-0.7	+0.2
C <sub>pi1</sub>	+0.8	+0.8	+0.8	+0.8
C <sub>pi2</sub>	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5

– Détermination de la pression aérodynamique

On a :  $(z_j) = (z_e) \times [p_e - C_{pi}] [N/m^2]^*$

Avec :

$Z_e$	qp(N/m <sup>2</sup> )
54,06	897,375

Pour  $z_e = b = 54.06 m$

Tableau III. 17: La pression aérodynamique pour C<sub>pi1</sub> = +0.80 (direction V2)

Zone	F	G	H	I
C <sub>pe</sub>	-1.6	-1.1	-0.7	±0.2
C <sub>pi 2</sub>	0.8	0.8	0.8	0.8
qp[N/m <sup>2</sup> ]	897,375	897,375	897,375	897,375
W <sub>j</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	2153.7	1705.01	-1346.06	897,375

Tableau III. 18: La pression aérodynamique pour  $C_{pi1} = +0.80$  (direction V2)

Zone	F	G	H	I
C <sub>pe</sub>	-1.6	-1.1	-0.7	±0.2
C <sub>pi 2</sub>	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
q <sub>p</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	897,375	897,375	897,375	897,375
W <sub>j</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	-987.112	-538.425	-179.475	269.212

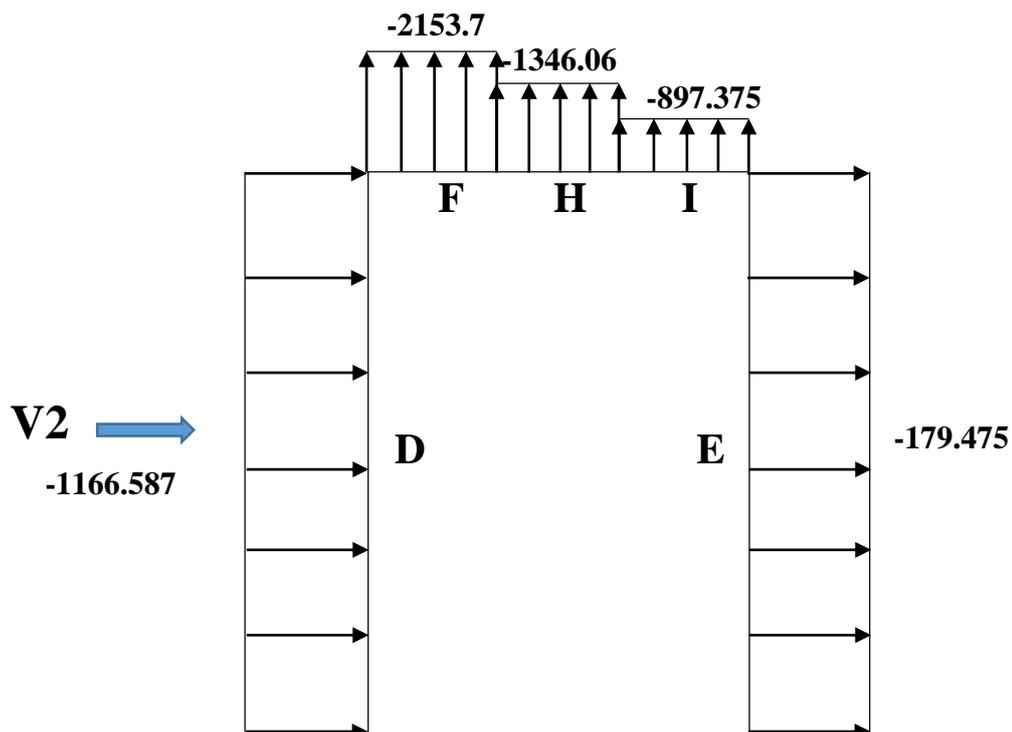


Figure III. 13: Distribution de la pression aérodynamique sur les parois.

**III.2.3. La force de frottement**

Dans le cas de structures allongées ou élancées on tient compte d’une force complémentaire due aux frottements qui s’exerce sur les parois parallèles à la direction du vent au –delà d’une distance des bords au vent égales à la plus petit des valeurs (2b) et (4h)

Avec :

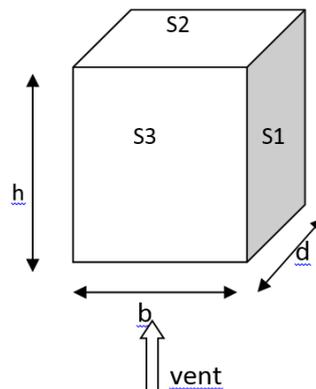
D : dimension en m de la construction parallèle au vent

B : dimension en m de la construction perpendiculaire au vent

H : hauteur en m de la construction

Remarque

La force de frottement est négligeable si :  $2s_1 + s_2 \leq 4s_3$



$$S1 = d \times h = 59 \times 54.06 = 3189.54 \text{ m}^2$$

$$S2 = b \times d = 44.5 \times 59 = 2625.5 \text{ m}^2$$

$$S3 = b \times h = 44.5 \times 54.06 = 2405.67 \text{ m}^2$$

$$S1 + S2 = 3189.54 + 2625.5 = 5815.04 \text{ m}^2 \quad S1 + S2 \leq 4 S3$$

$$4 S3 = 9622.68 \text{ m}^2$$

$$2 S1 = 6379.08 \text{ m}^2$$

Donc  $2 S1 + S2 \leq 4 S3$  **OK vérifier**

→ La force de frottement est négligeable

### ➤ Effet de neige

#### III.3. Introduction

Le but de cette étude c'est de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de neige et notamment sur la toiture.

##### III.3.1. Calcul des charges de neige

La charge caractéristique de neige  $S$  par unité de surface en projection horizontale de toiture s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k \text{ KN/m}^2$$

Avec :

$S_k$  : charge de neige sur le sol, elle est en fonction de l'altitude de la zone de neige

$\mu$  : coefficient d'ajustement des charges, il est en fonction de la forme de la toiture

**III.3.2. Charge de neige sur le sol**

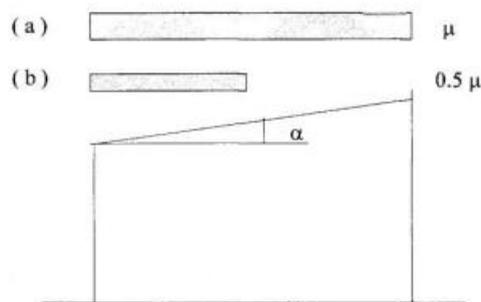
Notre projet est implanté à BLIDA qui est classé en zone A avec une altitude d'environ 220m. Donc  $S_k$  est donnée par la formule :

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

$$\rightarrow S_k = \frac{0.07 * 220 + 15}{100} = 0.304 \text{ N/m}^2$$

**III.3.3. Coefficient de forme de la toiture**

Les coefficients de forme pour les toitures à deux versants sans obstacle de retenu sont illustrées dans la figure :



**Figure III. 14:** Coefficient de forme (toiture à un seul versant).

Le coefficient d'ajustement des charges a considéré est donnée comme suit :

$$\alpha = 0^\circ \text{ Donc } \mu = 0.8$$

Calcul de la charge de la neige :

$$\rightarrow S = \mu \times S_k = 0.8 * 0.304 = 0.243 \text{ KN/m}^2$$

**CHAPITRE IV**  
**ETUDE DYNAMIQUE**

### **IV.1. Introduction**

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels. Les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, toute en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **Etabs Analysis Professional 2018** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

### **IV.2. Objectif de l'étude dynamique**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

### **IV.3. Modélisation de rigidité**

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

### **IV.4. Modélisation de la masse**

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.
- La masse est calculée par l'équation ( $G+\beta Q$ ) imposée par les **RPA99 version 2003**

Avec :

( $\beta=0,2$ ) pour un bâtiment à usage d'habitation bureaux ou assimilés (mass source).

- La charge des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers.

#### **IV.5. Choix de la méthode de calcul**

L'analyse d'une structure peut se faire à l'aide de deux principales méthodes. Le choix de la méthode dépend du type de la structure et de ses dimensions :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique qui regroupe :
  - La méthode d'analyse spectrale.
  - La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

##### **IV.5.1. La méthode statique équivalente**

###### **❖ Principe**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

L'utilisation de la méthode statique équivalente n'est possible que si l'ouvrage remplit les conditions de son application, présentées dans les **RPA99/2003**.

Cette dernière peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas vérifiée.

##### **IV.5.2. La méthode modale spectrale**

###### **❖ Principe**

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

**IV.5.3. Analyse spectrale**

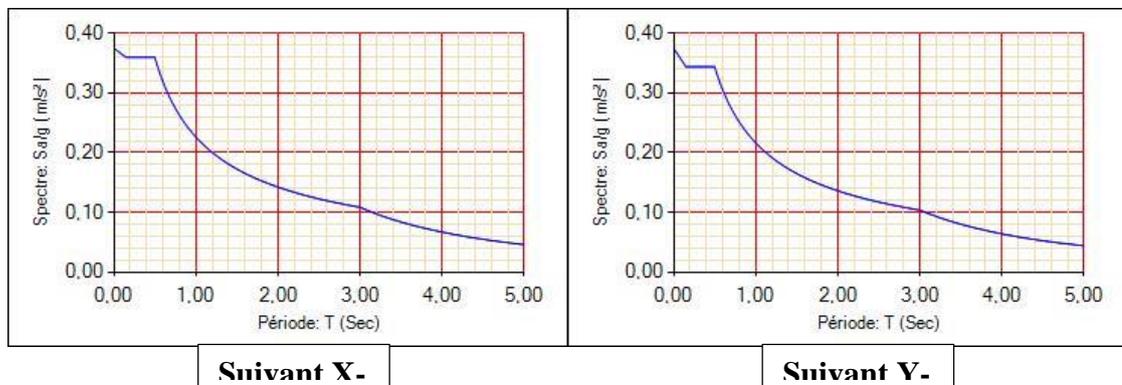
**IV.5.3.1. Utilisation des spectres de réponse**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

- toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement ( $\zeta$ ) et de la pulsation naturelle ( $\omega$ ).  
 Donc pour des accélorogrammes donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1.25A * \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta * \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta * (1.25A) * \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta * (1.25A) * \frac{Q}{R} * \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta * (1.25A) * \frac{Q}{R} * \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} * \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$



**Figure IV. 1:** Spectre de réponse selon les deux directions.

Avec :

*g* : accélération de la pesanteur.

*A* : coefficient d'accélération de zone.

*η* : facteur de correction d'amortissement.

*R* : Coefficient de comportement de la structure. il est fonction du système de contreventement

*T1, T2* : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

*Q* : Facteur de qualité.

### IV.5.3.2. Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0,8V$ , il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport :

$$r = \frac{0.8V}{V_t}$$

### IV.5.4. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

La force sismique totale  $V$  appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Avec :

**A** : coefficient d'accélération de zone.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage : 1B} \\ \text{Zone sismique : III} \end{array} \right\} \rightarrow A = 0.3$$

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen.

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{pour } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^2 & \text{pour } T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^2 \left(\frac{3}{T}\right)^5 & \text{pour } T \geq 3.0s \end{cases}$$

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le **tableau 4.7RPA99/version 2003**

$$\text{Catégorie } S^3 \rightarrow \text{site meuble} \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$$

$$\bullet \quad \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.5$$

Avec  $\xi=5\%$  (Portique en acier dense)  $\rightarrow \eta = 1$

**IV.5.4.1. Estimation de la période fondamentale de la structure (T)**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le RPA99/version 2003 sont :

$$T = \min \left( C_t * h_n^{\frac{3}{4}} ; 0.09 * \frac{h_n}{\sqrt{D}} \right)$$

- $C_t = 0.05$  (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie).
- $h_n$  La hauteur mesurée par mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$\rightarrow h_n = 53.04 \text{ m} .$$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$\rightarrow \begin{cases} D_x = 59 \text{ m} \\ D_y = 44.5 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Suivant les deux directions : } T = C_t * h_n^{\frac{3}{4}} = 0.05 * 53.04^{\frac{3}{4}} = 0.982 \text{ s}$$

$$\text{Suivant la direction (x - x) : } T_x = 0.09 * \frac{h_n}{\sqrt{D_x}} = 0.09 * \frac{53.04}{\sqrt{59}} = 0.621 \text{ s}$$

$$\text{Suivant la direction (y - y) : } T_y = 0.09 * \frac{h_n}{\sqrt{D_y}} = 0.09 * \frac{53.04}{\sqrt{44.5}} = 0.715 \text{ s}$$

$$\text{Le sens (x - x) : } T_x = \min (0.982 ; 0.621) \rightarrow 1.3 * T_x = 0.807 \text{ s}$$

$$\text{Le sens (y - y) : } T_y = \min (0.982 ; 0.715) \rightarrow 1.3 * T_y = 0.929 \text{ s}$$

Le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base est choisi comme suit :

$$T \begin{cases} \text{Analytique} \rightarrow \text{Analytique} < 1.3 \text{ Empirique} \\ 1.3 \text{ Empirique} \rightarrow \text{Analytique} \geq 1.3 \text{ Empirique} \end{cases}$$

**R** : Coefficient de comportement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement. Sa valeur unique est donnée par le **tableau (4.3)**

**RPA99/version 2003**

On a choisi un  $R = 3$  (**Ossature métallique contreventé par un noyau central en béton armé**).

**Q** : facteur de qualité

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non ".

Sa valeur est donnée par le **Tableau 4.4 (RPA 99/version 2003)**.

**Tableau IV. 1:** Facteur de qualité Q

Les conditions	Observée (o/n)	Pq // xx	Observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

$$Q//xx = 1 + (0+0+0.05 + 0.05 + 0.05 + 0) = 1.15$$

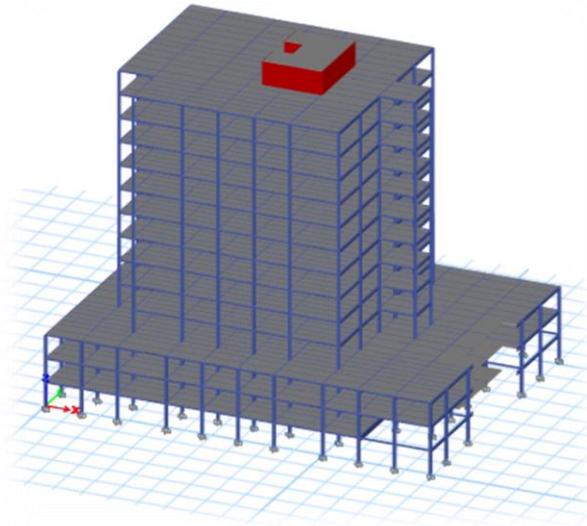
$$Q//yy = 1 + (0+0+0.05 + 0 + 0.05 + 0) = 1.10$$

**Tableau IV. 2:** Caractéristique de la force sismique

Paramètre	Notations	Justifications	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone	A	Zone III et Groupe 1B	0.3
Pourcentage d'amortissement critique	$\xi$	Portique en acier dense	5%
Facteur de correction d'amortissement	$\eta$	$\sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$	1
Catégorie de sol	T <sub>1</sub>	Site meuble	0.15
	T <sub>2</sub>		0.5
Choix de la période fondamentale	1.3T	$(C_t * h_n^{\frac{3}{4}}; 0.09 * \frac{h_n}{\sqrt{D}})$	0.982
	1.3T <sub>x</sub>		0.807
	1.3T <sub>y</sub>		0.929
Facteur de qualité	P <sub>qx</sub>	$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$	1.15
	P <sub>qy</sub>		1.1
Coefficient de comportement de la structure	R	Contreventé par un noyau central	3

**IV.5.4.2. Procédure de calculs****❖ Modèle initial :**

Pour ce modèle on a gardé les dimensions telles que calculées dans le pré-dimensionnement et on a proposé une disposition pour voir le comportement de la structure, comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :



**Figure IV. 2:** Vue 3D du 1er modèle.

**❖ Résultat de l'analyse dynamique :**

Une période fondamentale **T= 1.264 s**

**Tableau IV. 3:** Participation massique du modèle initial

Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1,264	0,56	0	0,56	0
2	1,121	0	0,4949	0,56	0,4949
3	0,759	5,77E-06	0,0891	0,56	0,584
4	0,372	5,58E-06	0,0456	0,56	0,6296
5	0,26	1,51E-05	0,1281	0,56	0,7577
6	0,248	0,2636	1,67E-06	0,8236	0,7577
7	0,2	2,97E-05	0,1189	0,8236	0,8767
8	0,148	0	0,0013	0,8236	0,8779
9	0,118	0,0011	0,0667	0,8247	0,9446
10	0,116	0,1063	0,0007	0,931	0,9452
11	0,113	5,66E-06	0,0016	0,931	0,9468
12	0,096	0	0,0003	0,931	0,9471

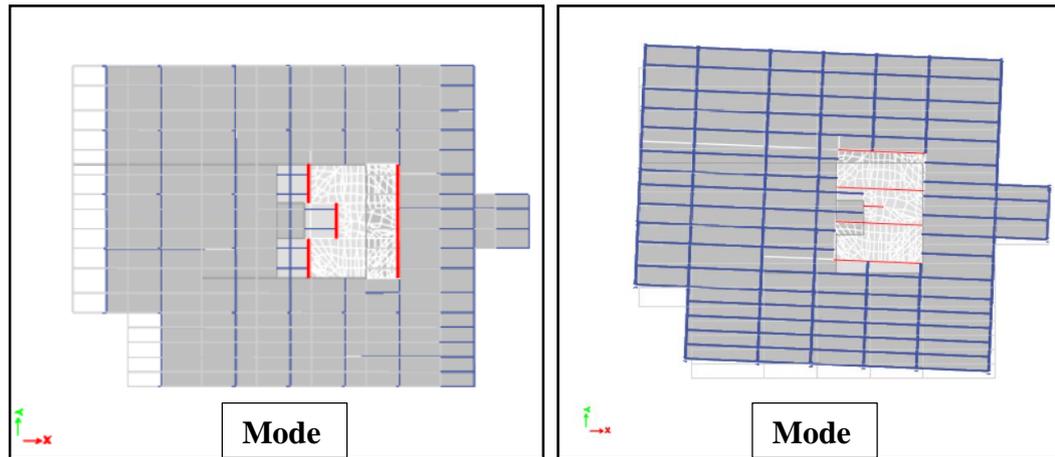


Figure IV. 3: La déformée pour les modes 1&2 du 1er modèle.

❖ Résultats des forces sismiques :

$$W = 133065.93 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \begin{cases} V_x = \frac{0.3 * 2.163 * 1.15}{3} * 133065.93 = 33099.48 \text{ KN} \rightarrow 0.8 * V_x = 26479.58 \text{ KN} \\ V_y = \frac{0.3 * 1.969 * 1.1}{3} * 133065.93 = 28820.74 \text{ KN} \rightarrow 0.8 * V_y = 23056.59 \text{ KN} \end{cases}$$

Effort tranchant à la base depuis le logiciel donne :

$$\rightarrow \begin{cases} V_{x(dyn)} = 16006.49 \text{ KN} \\ V_{y(dyn)} = 13431.47 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow V_{dyn} < 0.8 * V_{sta}$$

$$\rightarrow \begin{cases} r_x = \frac{0.8 * V_x}{V_{x(dyn)}} = 1.654 \\ r_y = \frac{0.8 * V_y}{V_{y(dyn)}} = 1.716 \end{cases}$$

❖ Vérification des déplacements inter étage :

$$\Delta_{adm} = \frac{h_n}{100} = 40.8 \text{ mm}$$

Tableau IV. 4: Vérifications des déplacements inter étage pour le 1er modèle

❖ Interprétation :

- Avec une période de **1.26 sec** la structure est trop souple.
- Concernant la modélisation de notre structure initiale dont on a conçu avec les éléments du pré-dimensionnement mais finalement les vérifications exigées par (RPA99 VERSION 2003) n'étaient pas validé.
- En cherchant une solution pour stabiliser la structure, donc en essaye d'augmenter les sections de la structure, vu que notre structure est un bâtiment élancé donc on peut

Etage	H [mm]	$\Delta_{adm}$	$\delta_{ekx}$	$\delta_{eky}$	$\delta_{kx}$ = $\Delta_{ekx} * R * r_x$	$\delta_{ky}$ = $\Delta_{eky} * R * r_y$	$\Delta_{kx}$	$\Delta_{ky}$	Rasio x-x	Rasio y-y
12ème	4080	40.8	90,27	60,97	447,94	313,90	46,41	26,89	1,14	0,66
11ème	4080	40.8	80,92	55,75	401,52	287,01	46,46	26,59	1,14	0,65
10ème	4080	40.8	71,55	50,58	355,06	260,41	46,13	27,61	1,13	0,68
9 ème	4080	40.8	62,25	45,22	308,92	232,80	45,32	28,3	1,11	0,69
8 ème	4080	40.8	53,12	39,71	263,60	204,45	43,97	28,59	1,08	0,70
7 ème	4080	40.8	44,26	34,16	219,63	175,85	42,01	28,58	1,03	0,70
6 ème	4080	40.8	35,79	28,60	177,61	147,26	39,38	28,11	0,97	0,69
5 ème	4080	40.8	27,85	23,14	138,22	119,15	36,05	26,92	0,88	0,66
4 ème	4080	40.8	20,59	17,91	102,17	92,22	31,94	25,36	0,78	0,62
3 ème	4080	40.8	14,15	12,98	70,23	66,85	27,01	30,85	0,66	0,76
2 ème	4080	40.8	8,70	6,99	43,21	35,99	21,35	15,81	0,52	0,39
1er	4080	40.8	4,40	3,92	21,85	20,18	14,80	11,42	0,36	0,28
RDC	4080	40.8	1,42	1,70	7,05	8,76	7,05	8,76	0,17	0,21

améliorer le noyau central en béton armé pour arriver à régler les déplacements inter étage.

❖ **Modèle final :**

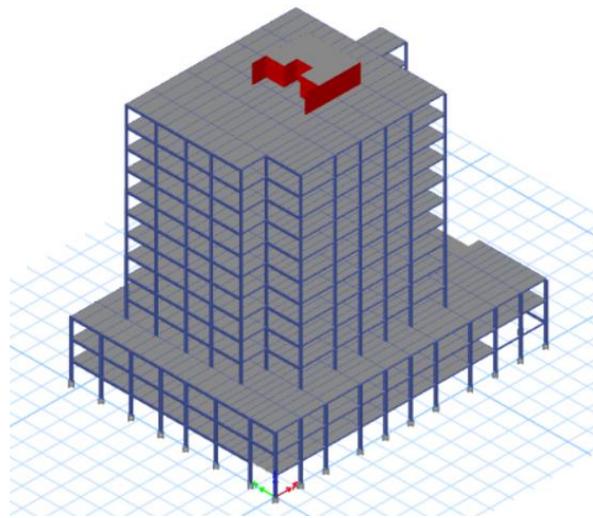


Figure IV. 4: Vue 3D de modèle final.

❖ **Résultat de l'analyse dynamique :**

Une période fondamentale **T=1.109 sec**

La participation massique dépasse le seuil des **90%**

Tableau IV. 5: Participation massique du modèle final

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1,109	0,0018	0,4651	0,0018	0,4651
2	1,1	0,5629	0,0016	0,5648	0,4667

3	0,732	9,25E-06	0,121	0,5648	0,5877
4	0,372	3,95E-06	0,0522	0,5648	0,6399
5	0,255	0	0,1102	0,5648	0,7501
6	0,223	0,2654	2,86E-05	0,8302	0,7501
7	0,195	0,0001	0,1339	0,8303	0,884
8	0,146	0	0,0004	0,8303	0,8843
9	0,114	4,35E-05	0,0625	0,8303	0,9468
10	0,111	1,17E-06	0,002	0,8303	0,9488
11	0,106	0,1034	2,29E-05	0,9337	0,9488
12	0,094	0	0,0003	0,9337	0,9491

❖ Résultats des forces sismiques :

W =134452.5296 KN

$$\rightarrow \begin{cases} V_x = \frac{0.3 * 2.163 * 1.15}{3} * 134452.5296 = 33444.394 \text{ KN} \rightarrow 0.8 * V_x = 26755.515 \text{ KN} \\ V_y = \frac{0.3 * 1.969 * 1.1}{3} * 134452.5296 = 29121.0734 \text{ KN} \rightarrow 0.8 * V_y = 23296.858 \text{ KN} \end{cases}$$

Effort tranchant à la base depuis le logiciel donne :

$$\rightarrow \begin{cases} V_{x(dyn)} = 17141.9624 \text{ KN} \\ V_{y(dyn)} = 13358.8622 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow V_{dyn} < 0.8 * V_{sta}$$

$$\rightarrow \begin{cases} r_x = \frac{0.8 * V_x}{V_{x(dyn)}} = 1.560 \\ r_y = \frac{0.8 * V_y}{V_{y(dyn)}} = 1.743 \end{cases}$$

➤ Vérification des déplacements inter étage :

$$\Delta_{adm} = \frac{h_n}{100} = 40.8 \text{ mm}$$

Tableau IV. 6: Vérifications des déplacements inter étage pour le modèle final

Etage	H [mm]	Δadm	δekx	δeky	δkx =Δekx*R*rx	δky =Δeky*R*ry	Δkx	Δky	Rasio x-x	Rasio y-y
12ème	4080	40.8	75,12	56,10	351,57	293,35	35,99	24,40	0,88	0,60
11ème	4080	40.8	67,43	51,43	315,57	268,95	36,10	23,95	0,88	0,59
10ème	4080	40.8	59,72	46,85	279,47	245,00	35,92	25,04	0,88	0,61
9 ème	4080	40.8	52,04	42,07	243,55	219,96	35,37	25,88	0,87	0,63
8 ème	4080	40.8	44,48	37,12	208,18	194,08	34,39	26,31	0,84	0,64
7 ème	4080	40.8	37,13	32,08	173,79	167,77	32,93	26,47	0,81	0,65

6 <sup>ème</sup>	4080	40.8	30,10	27,02	140,85	141,30	30,95	26,20	0,76	0,64
5 <sup>ème</sup>	4080	40.8	23,48	22,01	109,91	115,10	28,39	25,30	0,70	0,62
4 <sup>ème</sup>	4080	40.8	17,42	17,17	81,51	89,80	25,23	24,02	0,62	0,59
3 <sup>ème</sup>	4080	40.8	12,03	12,58	56,28	65,78	21,43	30,91	0,53	0,76
2 <sup>ème</sup>	4080	40.8	7,45	6,67	34,86	34,87	17,05	15,12	0,42	0,37
1 <sup>er</sup>	4080	40.8	3,80	3,78	17,80	19,75	11,96	10,93	0,29	0,27
RDC	4080	40.8	1,25	1,69	5,84	8,82	5,84	8,82	0,14	0,22

→ Les déplacements inter étage sont vérifier à tous les niveaux

➤ **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)**

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k H_k} \leq 0,10 \text{ " Article 5.9 RPA99 version 2003}$$

Avec :

$p_k$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=K}^n (WGi + \beta WQi)$$

$V_K$ : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

$H_k$ : Hauteur d'étage 'k'

**Tableau IV. 7:** Vérification de l'effet P-Δ

Etage	Hk [mm]	Pk [kN]	Vk [kN]		Δk		Θk		Obs	
			Vx [kN]	Vy [kN]	Δx	Δy	Θx	Θy	xx	yy
12 <sup>ème</sup>	4080	12 068,88	4 074,15	2 803,97	35,99	24,40	0,03	0,03	CV	CV
11 <sup>ème</sup>	4080	20 178,88	6 098,37	4 383,25	36,10	23,95	0,03	0,03	CV	CV
10 <sup>ème</sup>	4080	28 288,88	7 461,66	5 622,74	35,92	25,04	0,03	0,03	CV	CV
9 <sup>ème</sup>	4080	36 398,88	8 420,77	6 605,08	35,37	25,88	0,04	0,03	CV	CV
8 <sup>ème</sup>	4080	44 532,36	9 246,98	7 432,02	34,39	26,31	0,04	0,04	CV	CV
7 <sup>ème</sup>	4080	52 665,85	10 100,77	8 195,95	32,93	26,47	0,04	0,04	CV	CV
6 <sup>ème</sup>	4080	60 799,33	10 991,26	8 937,87	30,95	26,20	0,04	0,04	CV	CV

<b>5<sup>ème</sup></b>	4080	68 965,09	11 856,55	9 634,31	28,39	25,30	0,04	0,04	CV	CV
<b>4<sup>ème</sup></b>	4080	77 130,86	12 654,32	10 234,76	25,23	24,02	0,04	0,04	CV	CV
<b>3<sup>ème</sup></b>	4080	85 296,62	13 384,71	10 724,25	21,43	30,91	0,03	0,06	CV	CV
<b>2<sup>ème</sup></b>	4080	103 758,80	15 112,43	11 818,65	17,05	15,12	0,03	0,03	CV	CV
<b>1<sup>er</sup></b>	4080	119 961,03	16 504,27	12 833,32	11,96	10,93	0,02	0,03	CV	CV
<b>RDC</b>	4080	134 452,53	17 141,96	13 358,86	5,84	8,82	0,01	0,02	CV	CV

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-  $\Delta$ ) peuvent être négligés.

**CHAPITRE V**  
**VERIFICATION DES ELEMENTS**

### V.1. Introduction

Le calcul d'une structure exige que, pour toutes les combinaisons d'actions possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée,

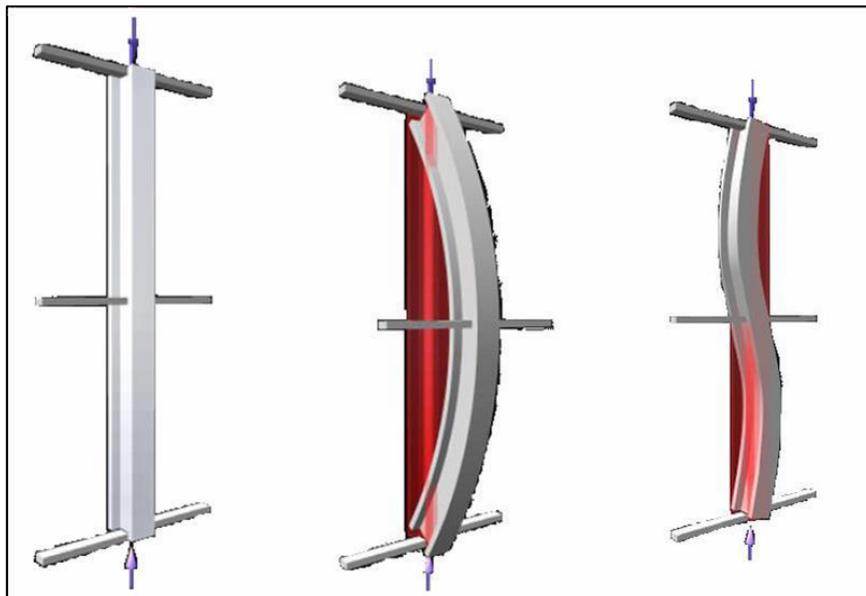
- Tant globalement au niveau de la structure
- Qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent les contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments.

Et pour cela on doit vérifier deux types de phénomènes d'instabilité qui sont :

### V.2. Le flambement

La notion de flambement s'applique généralement à des éléments élancés qui lorsqu'elles sont soumises à un effort normal de compression, ont tendance à fléchir et se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression, en raison d'un phénomène d'instabilité élastique.



**Figure V. 1:** Phénomène du flambement.

### V.3. Le déversement

Est un phénomène d'instabilité latérale (une distorsion) qui se manifeste par le flambement latéral des parties comprimées d'une section fléchie par rapport à son axe de forte inertie.

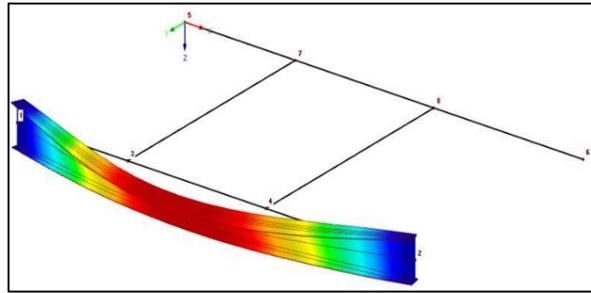


Figure V. 2: Phénomène du déversement.

## V.4. Vérification de la stabilité

### V.4.1. Vérification des poteaux

#### V.4.1.1. Procédure de calcul

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal  $N_{SD}$  et deux moments fléchissant  $M_{ye}$  et  $M_z$ . La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

- Une compression maximale et un moment  $M_{sd,y}$  et  $M_{sd,z}$  correspondant
- Un moment maximal  $M_{sd,y}$  et une compression  $N_{sd}$  et  $M_{sd,z}$  correspondante
- Un moment maximal  $M_{sd,z}$  et une compression  $N_{sd}$  et  $M_{sd,y}$  correspondante

#### ❖ **Combinaisons de charges**

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8 G \pm E$

#### ❖ **Les étapes de la vérification du flambement par flexion**

Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale, doivent satisfaire à diverses conditions selon la classe de leur section transversale :

- Pour les sections de classe 1 et 2 :

$$\left[ \frac{N_{sd}}{x_{min} \frac{N_{pl}}{\gamma_{m1}}} \right] + \left[ \frac{K_y M_{sdy}}{\frac{M_{ply}}{\gamma_{m1}}} \right] + \left[ \frac{K_z M_{sdz}}{\frac{M_{plz}}{\gamma_{m1}}} \right] \leq 1$$

- Pour les sections de classe 3 :

$$\left[ \frac{N_{sd}}{x_{min} \frac{N_{pl}}{\gamma_{m1}}} \right] + \left[ \frac{K_y M_{sdy}}{\frac{M_{ely}}{\gamma_{m1}}} \right] + \left[ \frac{K_z M_{sdz}}{\frac{M_{elz}}{\gamma_{m1}}} \right] \leq 1$$

**Avec:**

$$N_{pl} = A * F_y$$

$$M_{ply} = W_{ply} * F_y \quad ; \quad M_{plz} = W_{plz} * F_y$$

$$M_{ely} = W_{ely} * F_y \quad ; \quad M_{elz} = W_{elz} * F_y$$

$$x_{min} = \text{Min} (x_y ; x_z)$$

$$K_y = 1 - \frac{N_{sd} * \mu_y}{x_y * A * F_y} \leq 1.5 \quad \text{Avec} \quad \mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left( \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right) \leq 0,90$$

$$K_z = 1 - \frac{N_{sd} * \mu_z}{x_z * A * F_y} \leq 1.5 \quad \text{Avec} \quad \mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \left( \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right) \leq 0,90$$

**V.4.1.2. Exemple de calcul (Niveau RDC)**

- Section HEA700

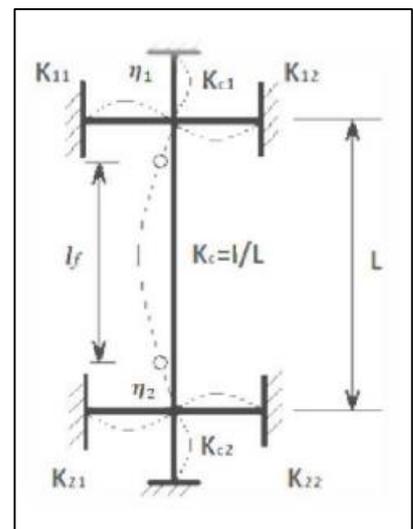
- $N_{sd}^{max} = 6014.7049 \text{ kN}$
- $M_{sdy}^{corr} = -32.315 \text{ kN.m}$
- $M_{sdz}^{corr} = 0.8571 \text{ kN.m}$

❖ Sens Y-Y :

$$K_c^{HEA700} = K_{c1}^{HEA700} = \frac{215300 * 10^4}{4080} = 52.769 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$K_{b11}^{IPE450} = \frac{33740 * 10^4}{7500} = 4.498 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$K_{b12}^{IPE450} = \frac{33740 * 10^4}{3250} = 10.381 * 10^3 \text{ mm}^3$$



**Figure V. 3:** La rigidité des poteaux.

$$K_{c2} = K_{b21} = K_{b22} = 0$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{b11} + K_{b12}} = 0.876$$

$$\eta_1 = 0 \text{ (Encastrement)}$$

- La longueur de flambement pour une structure a nœud fixe

$$L_{fy} = H (0.5 + 0.14(\eta_1 + \eta_2) - 0.055(\eta_1 + \eta_2)^2)$$

$$L_{fy} = 4.08 (0.5 + 0.14 * 0.876) \rightarrow L_{fy} = 2.54 \text{ m}$$

❖ Sens Z-Z :

$$K_{c}^{HEA700} = K_{c1}^{HEA700} = \frac{12180 * 10^4}{4080} = 2.985 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$K_{b11}^{IPE200} = \frac{1336 * 10^4}{7500} = 0.178 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$K_{b12}^{IPE200} = \frac{1336 * 10^4}{5500} = 0.243 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$K_{c2} = K_{b21} = K_{b22} = 0$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{b11} + K_{b12}} = 0.992$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (Encastrement)}$$

- La longueur de flambement pour une structure a nœud fixe

$$L_{fz} = H (0.5 + 0.14(\eta_1 + \eta_2) - 0.055(\eta_1 + \eta_2)^2)$$

$$L_{fz} = 4.08 (0.5 + 0.14 * 0.934) \rightarrow L_{fz} = 2.608 \text{ m}$$

❖ Calcul de l'élanement réduit :

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{2540}{287.5} = 8.835 \rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{8.835}{86.81} = 0.101 < 0.2 \text{ Alors il n'y a pas risque}$$

de flambement.

$$\chi_y = 1$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{2606}{68.4} = 37.146 \rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{37.146}{86.81} = 0.427 > 0.2 \text{ Alors il y a un risque de}$$

flambement.

$$\varphi_z = 0.5(1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2) = 0.5(1 + 0.34(0.432 - 0.2) + 0.432^2) = 0.630$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0.637 + \sqrt{0.637^2 - 0.439^2}} = 0.914$$

$$\rightarrow x_{min} = \text{Min}(x_y; x_z) = 0.914$$

$$\beta_{my} = 1.8 - 0.7\psi \rightarrow \beta_{my} = 2.080 \text{ Avec } \psi = -0.400$$

$$\beta_{mz} = 1.8 - 0.7\psi \rightarrow \beta_{mz} = 2.292 \text{ Avec } \psi = -0.704$$

$$\begin{aligned} \mu_y &= \bar{\lambda}_y(2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}\right) = 0.101(2 * 2.080 - 4) + \left(\frac{7032 - 6241}{6241}\right) \\ &= 0.143 \leq 0,90 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mu_z &= \bar{\lambda}_z(2\beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}\right) = 0.432(2 * 2.292 - 4) + \left(\frac{1257 - 811.9}{811.9}\right) \\ &= 0.798 \leq 0,90 \end{aligned}$$

$$K_y = 1 - \frac{N_{sd} * \mu_y}{x_y * A * F_y} = 1 - \frac{5472934 * 0.143}{1 * 26052 * 275} = 0.882 \leq 1.5$$

$$K_z = 1 - \frac{N_{sd} * \mu_z}{x_z * A * F_y} = 1 - \frac{5472934 * 0.798}{0.91 * 26052 * 275} = 0.266 \leq 1.5$$

$$\left[ \frac{5472934}{0.91 \frac{7163750}{1.1}} \right] + \left[ \frac{0.882 * (-32.315)}{\frac{1716.275}{1.1}} \right] + \left[ \frac{0.266 * (0.857)}{\frac{223.272}{1.1}} \right] = 0.923 < 1 \rightarrow \text{Condition}$$

vérifiée

### V.4.1.3. Vérification des autres poteaux

Les vérifications son fait par chaque section lorsque on a la même section pour chaque 3 niveaux

- Cas :  $N^{\max}$ ,  $M_{sd,y}^{\text{cor}}$ ,  $M_{sd,z}^{\text{cor}}$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

**Tableau V. 1:** Vérification au flambement par flexion pour  $N^{\max}$ .

Profilé	Combinaison	$N_{sd}^{\max}$	$M_{sdy}^{\text{corr}}$	$M_{sdz}^{\text{corr}}$	Valeur finale(r)	<1
HEA700	1.35G+1.5Q	6014.7049	-32.3150	0.8570	0.923	CV
HEA600	1.35G+1.5Q	4608.3725	-30.6749	1.0422	0.888	CV
HEA500	1.35G+1.5Q	3214.6722	-25.4012	1.0606	0.616	CV
HEA450	1.35G+1.5Q	1838.5513	-21.8382	1.0397	0.431	CV

- Cas :  $N^{cor}$ ,  $M_{sdy}^{max}$ ,  $M_{sdz}^{cor}$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

**Tableau V. 2:** Vérification au flambement par flexion pour  $M_y^{max}$ .

Profilé	Combinaison	$N_{sd}^{cor}$	$M_{sdy}^{max}$	$M_{sdz}^{cor}$	Valeur finale(r)	<1
HEA700	G+Q+Vy	447.1102	-695.0025	-2.0132	0.508	CV
HEA600	G+Q+Vy	762.5964	281.4690	1.4548	0.390	CV
HEA500	G+Q+Vy	465.8120	295.4964	1.7070	0.444	CV
HEA450	G+Q+Vy	266.9865	-385.4574	-1.7941	0.584	CV

- Cas :  $N^{cor}$ ,  $M_{sdy}^{cor}$ ,  $M_{sdz}^{max}$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

**Tableau V. 3:** Vérification au flambement par flexion pour  $M_y^{max}$ .

Profilé	Combinaison	$N_{sd}^{cor}$	$M_{sdy}^{cor}$	$M_{sdz}^{max}$	Valeur finale(r)	<1
HEA700	1.35G+1.5Q	361.96890	37.8183	-177.2515	0.914	CV
HEA600	G+Q+Vx	1660.8400	9.38780	-6.465200	0.305	CV
HEA500	1.35G+1.5Q	1286.9598	26.5156	-5.651800	0.291	CV
HEA450	1.35G+1.5Q	260.0228	-36.1209	9.774100	0.172	CV

**V.4.1.4. Vérification de la stabilité des poteaux vis-à-vis du déversement**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w * W_{ply} * F_y}{M_{cr}}}$$

Pour une section doublement symétrique :

$$M_{cr} = C1 \frac{\pi^2 * E * I_z}{(K * L)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K * L)^2 * G * I_t}{\pi^2 * E * I_z}} + (C2 * Z_g)^2 - (C2 * Z_g) \right\}$$

Avec :  $K=0.5$  ;  $K_w=1$  ;  $\beta_w = \frac{w_{ely}}{w_{ply}}$  ;  $C1=0.712$  ;  $C2=0.652$  ;  $C3=1.070$

**Tableau V. 4:** Vérification de l'élançement réduit du diversement

Profilé	L (mm)	$\beta_w$	$M_{cr}(kN.m)$	$\bar{\lambda}_{LT}$	<0,4
HEA700	4080	0.887	7937.218	0.464	CNV
HEA600	4080	0.895	6293.889	0.457	CNV
HEA500	4080	0.898	4832.356	0.449	CNV
HEA450	4080	0.900	3974.925	0.447	CNV

Donc il y a le risque de diversement dans toutes les sections. On aura besoin de calculé le moment résistant ultime au déversement  $M_{brd}$  :

$$M_{brd} = x_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot \frac{F_y}{\gamma_{m1}}$$

**Tableau V. 5:** Vérification du diversement avec le moment  $M_{brd}$

Profilé	Mcr (kN.m)	$\bar{\lambda}_{LT}$	$\varphi_{LT}$	$x_{LT}$	Mbrd (kN.m)	Msd (kN.m)	Obs
HEA700	7937.218	0.464	0.736	0.765	1321.189	-695.002	CV
HEA600	6293.889	0.457	0.631	0.938	1235.129	281.469	CV
HEA500	4832.356	0.449	0.627	0.939	915.718	295.496	CV
HEA450	3974.925	0.447	0.625	0.941	748.998	-385.457	CV

**V.4.2. Vérification des poutres**

Les éléments poutres sont bi encastré dans le sens porteur, supportant la charge duplancher et travaillant principalement à la flexion sous ces charges.

Donc la vérification de ces éléments se fait par les formules suivantes :

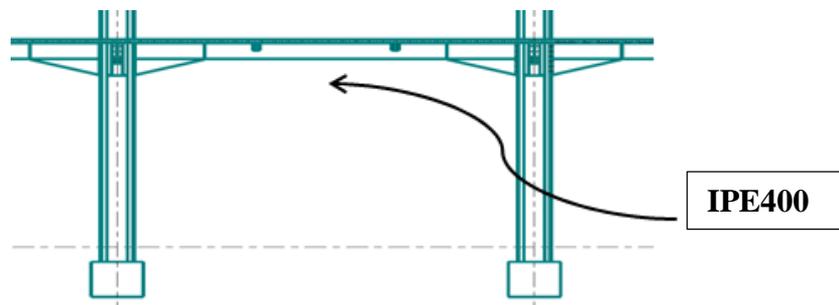
$$M_{sd} \leq M_{crd} \frac{W_{pl,y} F_y}{\gamma_{m0}}$$

Dans le cas où l’effort tranchant calculé serait inférieur de 50% de  $V_{pLRd}$  il faut vérifier que:

$$V_{plrd} = A_v \cdot \frac{F_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

Avec :  $A_v = A - (2 \cdot b \cdot t_f) + (t_w + 2r) \cdot t_f$

**V.4.2.1. Vérification de la poutre principale**



**Figure V. 4:** Schémas de la poutre principale.

Tableau V. 6: Caractéristique géométrique et mécanique de IPE400

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A Mm <sup>2</sup>	h mm	b mm	tf mm	Iy Cm <sup>4</sup>	Iz Cm <sup>4</sup>	WpLy Cm <sup>3</sup>	Wplz Cm <sup>3</sup>	iy cm	iz cm
IPE 400	66.3	8450	400	180	13.5	23130	1318	1307	229	16.6	3.95

$$\text{On à : } \begin{cases} Vsd^{max} = -263.295kN \\ Msd^{max} = -438.948kN.m \end{cases}$$

❖ Vérifications de la résistance

– Moment fléchissant

Position de l'axe plastique :

$$R_{béton} = 0.57 \times beff \times hc \times fck = 0.57 \times 1875 \times 65 \times 25 = 1736.72 \text{ KN}$$

$$R_{acier} = 0.95 \times Aax \times Fy = 0.95 \times 8450 \times 275 = 2207.562 \text{ KN}$$

$$R_{ame} = 0.85 \times e_a \times h_{aa} \times Fy = 0.85 \times 8.6 \times (400 - 2(13.5 + 21)) \times 275 = 665.4 \text{ KN}$$

$$R_{béton} < R_{acier}$$

$$R_{béton} > R_{ame}$$

L'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure de profilé, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$MplRd = R_a * \frac{h_a}{2} + R_b \left( h_p + \frac{h_c}{2} \right)$$

$$MplRd = \left( 2207.562 * \frac{400}{2} + 1736.72 \left( 55 + \frac{65}{2} \right) \right) * 10^{-3} = 593.5 \text{ kN.m}$$

$$\rightarrow Msd^{max} = 438.948 \text{ kN.m} < Mprd = 593.5 \text{ kN.m} \dots \text{ CV}$$

– Effort tranchant

$$\text{On doit vérifier que : } Vsd^{max} \leq Vplrd = Av * \frac{Fy}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

$$Vplrd = Av * \frac{Fy}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{4270 * 275}{1.1 * \sqrt{3}} = 616.321 \text{ KN}$$

$$\rightarrow Vsd^{max} = 263.295 \text{ kN} < Vplrd = 616.321 \text{ KN} \dots \text{ CV}$$

$$Vsd < 0.5 Vplrd = 308.116 \text{ KN} \rightarrow \text{ CV}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

❖ Vérification du déversement :

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue à la partie supérieure donc elle ne risque pas de se déverser.

**V.4.2.2. Vérification de la poutre secondaire**

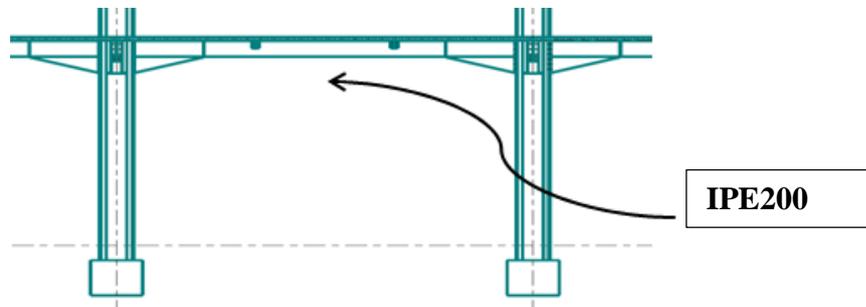


Figure V. 5: Schémas de la poutre secondaire.

Tableau V. 7: Caractéristique géométrique et mécanique de IPE200

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A Mm <sup>2</sup>	h mm	b mm	tf mm	Iy Cm <sup>4</sup>	Iz Cm <sup>4</sup>	WpLy Cm <sup>3</sup>	Wplz Cm <sup>3</sup>	iy cm	iz cm
IPE 200	22.4	28.5	200	100	8.5	1943	142	221	44.6	8.26	2.24

$$\text{On à : } \begin{cases} Vsd^{max} = -99.942kN \\ Msd^{max} = 141.7782kN.m \end{cases}$$

❖ Vérifications de la résistance

– Moment fléchissant

Position de l'axe plastique :

$$R_{béton} = 0.57 * beff * hc * fck = 0.57 * 1500 * 65 * 25 * 10^{-3} = 1389.375 KN$$

$$R_{acier} = 0.95 * Aa * Fy = 0.95 * 2848 * 275 * 10^{-3} = 744.04 KN$$

$$R_{béton} = 1389.375 KN > R_{acier} = 744.04 KN$$

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$MplRd = R_a * \left( \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{R_a}{R_b} * \frac{h_c}{2} \right)$$

$$MplRd = \left( 744.04 * \left( \frac{200}{2} + 65 + 55 - \frac{744.04}{1389.375} * \frac{65}{2} \right) \right) * 10^{-3} = 150.739 KN.m$$

$$\rightarrow Msd^{max} = 141.778kN.m < Mprd = 150.739 KN.m... CV$$

– **Effort tranchant**

On doit vérifier que :  $Vsd^{max} \leq Vplrd = Av * \frac{Fy}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$

$$Vplrd = \frac{1400 \cdot 275}{1.1 \cdot \sqrt{3}} * 10^{-3} = 202.073 \text{ KN}$$

$$\rightarrow Vsd^{max} = 99.942 \text{ kN} < Vplrd = 202.073 \text{ KN} \dots \text{ CV}$$

$$Vsd < 0.5 Vplrd = 101.0365 \text{ KN} \rightarrow \text{ CV}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

– **Vérification du déversement :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue à la partie supérieure donc elle ne risque pas de se déverser.

**V.5. Ferrailage de noyau central**

Le calcul des armatures des voiles sera fait par la méthode des contraintes et vérifier selon RPA 99/version 2003 sous les effets  $N_{max}$  et  $M_{cor}$

- Pour la vérification :  $G+Q \pm E$
- Pour le ferrailage :  $0,8G \pm E$

**V.5.1. La méthode de calcul**

Les contraintes aux extrémités du voile sont déterminées, selon les hypothèses de la résistance des matériaux comme suit :

Pour l'extrémité gauche :

$$\sigma_t = \frac{N}{S} - \frac{M \cdot v}{I}$$

Pour l'extrémité droite :

$$\sigma_d = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot v'}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué

S : Section transversale du voile

$v, v'$  : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée

I : moment d'inertie

On trouve que la section soit :

- Entièrement comprimée lorsque :  $\sigma_g > 0$  et  $\sigma_d > 0$ .

La section du voile est entièrement comprimée c'est-à-dire pas de zone tendue, la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A99 (version 2003)  $A_{min}=0.20\% \cdot e \cdot L$

- Entièrement tendue lorsque :  $\sigma_g < 0$  et  $\sigma_d < 0$

La section du voile est entièrement tendue c'est-à-dire pas de zone comprimée, on calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticale :  $A_v = F_t / f_e$ , on compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le R.P.A 99(version2003).

– Si :  $A_v < A_{min} = 0.15\% \cdot e \cdot L$ , on ferraille avec la section minimale.

– Si :  $A_v > A_{min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .

- Partiellement tendue lorsque :  $\sigma_g < 0$  et  $\sigma_d > 0$ .

si ( $\sigma_t$  et  $\sigma_c$ ) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

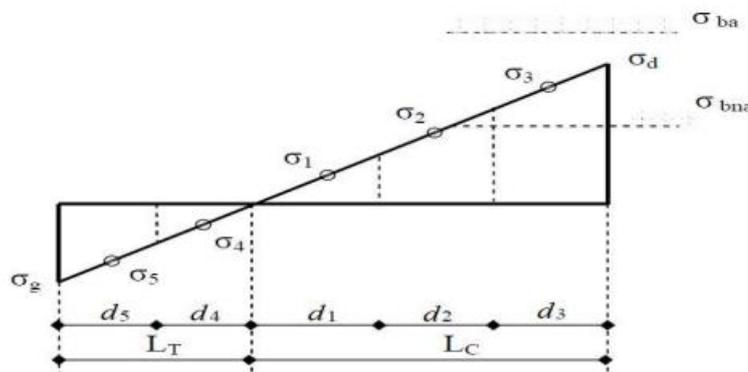


Figure V. 6: Cas d'un voile de section partielle.

$L_c$ : étant la longueur de la zone comprimée

$L_t$ : étant la longueur de la zone tendue.

Calcul la longueur de la zone comprimé «  $L_C$  » et tendue «  $L_T$  » :

$$L_t = \frac{\sigma_g}{\sigma_g + \sigma_d} * L$$

$$L_t = L - L_c$$

Force de traction :  $F_t = \sigma_t * d * e$

**V.5.2. Ferrailage****V.5.2.1. Ferrailage vertical**

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur  $d$  est déterminée à partir de :

$$d \leq \min (he/2 ; 2Lt/3)$$

Avec  $he$  étant la hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilise la méthode des contraintes par des efforts (N, M).



**Figure V. 7:** Disposition des armatures verticales dans le voile.

**V.5.2.2. Ferrailages horizontaux**

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

$$A_{sh} = 2/3 A_{sv}$$

Avec :  $A_{sv}$  La section d'acier vertical

**V.5.2.3. Armature de joint de bétonnage (aciers de couture)**

$$A_{vj} = 1.1 * \frac{\bar{V}}{f_e} ; f_e = 500MPa$$

Avec :  $\bar{V} = 1.4 V_{cal}$  l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

Donc :  $A_{sv,tot} = A_{sv} + A_{vj}$

Pour le ferrailage on découpe l'ouvrage en quatre zones :

**Tableau V. 8: Zone de calcul pour le ferrailage des voiles**

Zone	Niveaux
1	RDC ; 3eme
2	3eme ; 7eme
3	7eme ; 10eme
4	10eme ; 13eme

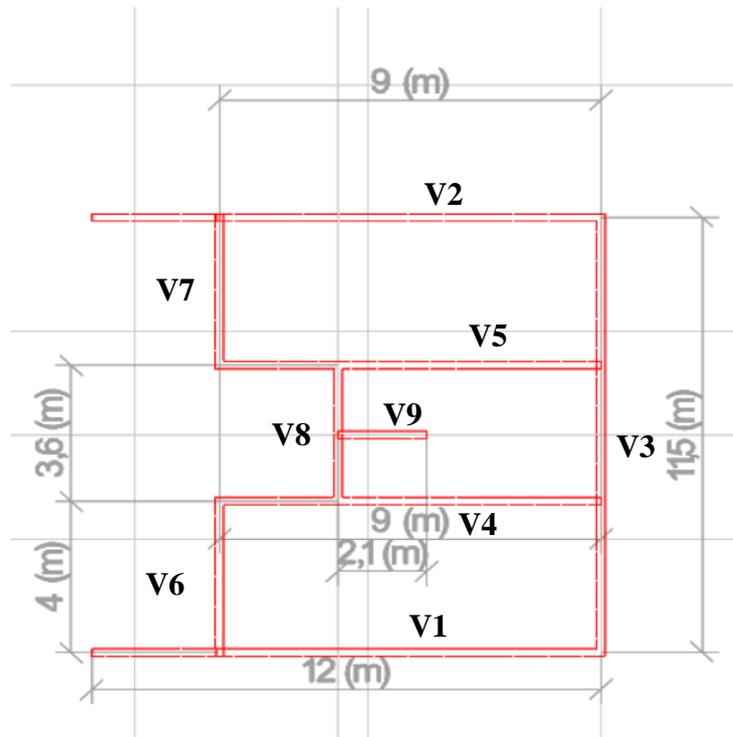


Figure V. 8 : Disposition et nomination des voiles de contreventement.

❖ Ferrailage vertical

– Pier 1 et 2 : L=12m

Tableau V. 9: Ferrailage vertical dans *pier 1 et 2*

Niv	N (kN)	M (kN.m)	$\sigma_t$ (Mpa)	$\sigma_c$ (Mpa)	Lt (cm)	b (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	As,min (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )
1	16551,18	131 851,64	2,06	-3,44	750,63	299,58	192,48	30.025	192,48
2	10556,15	75502,18	1,133	-2,01	432,22	288,15	107,332	17.288	107,332
3	-5368,56	35 446,88	0,515	-0,96	418.25	278.83	52.755	16.73	52.755
4	-2034,28	-11141,39	0,147	-0,31	380.894	253.92	18.786	15.23	18.786

– Pier 3 :L=11.5m

Tableau V. 10: Ferrailage vertical dans *pier 3*

Niv	N (kN)	M (kN.m)	$\sigma_t$ (Mpa)	$\sigma_c$ (Mpa)	Lt (cm)	b (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	As,min (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )
1	6282.99	92787.08	1.84	-2.38	463.58	333.68	207.67	13.34	207.67
2	3789.57	38622.44	-1.04	0.71	682.93	455.29	189.45	18.21	189.45
3	2323.10	15338.52	-0.45	0.25	741.60	494.40	110.58	19.77	110.58
4	1181.33	5103.63	-0.23	0.12	743.81	406.19	63.82	16.247	63.82

– Pier 4 et 5 : L=9m

Tableau V. 11: Ferrailage vertical dans pier 4 et 5

Niv	N (kN)	M (kN.m)	$\sigma_t$ (Mpa)	$\sigma_c$ (Mpa)	Lt (cm)	b (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	As,min (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )
1	1694,9729	55517,9285	-2,06	1.96	470,61	470.61	209,917	18.82	209.917
2	978.9768	32383.5107	-1.25	1.15	470.41	313.603	128.006	12.54	128.006
3	829.419	15293.188	-0.61	0.52	486.61	324.405	70238	12.97	70.238
4	496.7382	4994.3196	-0.21	0.16	517.14	343.757	31.639	13.75	31.639

– Pier 6 et 7 : L=4m

Tableau V. 12: Ferrailage vertical dans pier 6 et 7

Niv	N (kN)	M (kN.m)	$\sigma_t$ (Mpa)	$\sigma_c$ (Mpa)	Lt (cm)	b (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	As,min (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )
1	3135.755	4592.3142	-1.19	1.97	150.37	100.24	49.471	4.009	49.471
2	2851.6347	5956.5549	-0.45	1.17	111.90	74.598	26.114	2.98	26.114
3	1477.088	2425.2262	-0.27	0.64	118.80	79.198	18.661	3.16	18.661
4	781.7216	924.7301	-0.08	0.27	87.29	58.195	6.646	2.32	6.646

– Pier 8 : L=3.6m

Tableau V. 13: Ferrailage vertical dans pier 8

Niv	N (kN)	M (kN.m)	$\sigma_t$ (Mpa)	$\sigma_c$ (Mpa)	Lt (cm)	b (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	As,min (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )
1	1555.5879	5075.7302	-1.39	0.96	213.10	142.066	77.050	5.68	77.050
2	1164.1458	4444.3196	-1.19	0.87	208.29	138.859	83.331	5.55	83.331
3	712.0361	2900.9956	-0.77	0.57	206.51	137.672	56.320	5.50	56.320
4	358.3697	1465.827	-0.39	0.29	206.40	137.602	30.416	5.50	30.416

– Pier 9 : L=2.1m

Tableau V. 14: Ferrailage vertical dans pier 9

Niv	N (kN)	M (kN.m)	$\sigma_t$ (Mpa)	$\sigma_c$ (Mpa)	Lt (cm)	b (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	As,min (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )
1	137.994	1409.5302	-0.992	0.926	108.598	72.40	21.56	4.313	21.56
2	516.2238	404.516	-0.398	0.152	151.899	101.27	11.00	6.075	11.00
3	335.6691	193.6414	-0.212	0.052	168.705	112.47	6.59	6.748	6.59
4	134.4376	51.597	-0.067	0.003	200.753	133.84	2.71	5.35	5.35

## ➤ Choix des armatures

## – Pier 1 et 2 : L=12m

Tableau V. 15: Choix des armatures vertical dans *pier 1 et 2*

Zone	As,min (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Choix	As (cm <sup>2</sup> )
1	30.025	192,48	4(16T20)	200.96
2	17.288	107,332	2(18T20)	113.1
3	16.73	52.755	2(14T16)	56.28
4	15.23	18.786	2(5T16)	20.1

## – Pier 3 : L=11.5m

Tableau V. 16: Choix des armatures vertical dans *pier 3*

Zone	As,min (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Choix	As (cm <sup>2</sup> )
1	13.34	207.67	4(17T20)	213.64
2	18.21	189.45	3(21T20)	197.82
3	19.77	110.58	2(18T20)	113.1
4	16.247	63.82	2(11T20)	69.08

## – Pier 4 et 5 : L=9m

Tableau V. 17: Choix des armatures vertical dans *pier 4 et 5*

Zone	As,min (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Choix	As (cm <sup>2</sup> )
1	18.82	209.917	4(17T20)	213.52
2	12.54	128.006	2(21T20)	131.88
3	12.97	70.238	2(18T16)	72.36
4	13.75	31.639	2(8T16)	32.16

## – Pier 6 et 7 : L=4m

Tableau V. 18: Choix des armatures vertical dans *pier 6 et 7*

Zone	As,min (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Choix	As (cm <sup>2</sup> )
1	4.009	49.471	2(13T16)	52.26
2	2.98	26.114	14T16	28.14
3	3.16	18.661	10T16	20.1
4	2.32	6.646	10T16	20.1

## – Pier 8 : L=3.6m

Tableau V. 19: Choix des armatures vertical dans *pier 8*

Zone	As,min (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Choix	As (cm <sup>2</sup> )
1	5.68	77.050	2(21T16)	84.42
2	5.55	83.331	2(21T16)	84.42
3	5.50	56.320	2(15T16)	60.3
4	5.50	30.416	2(8T16)	32.16

## – Pier 9 : L=2.1m

Tableau V. 20: Choix des armatures vertical dans *pier 9*

Zone	As,min (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Choix	As (cm <sup>2</sup> )
1	4.313	21.56	16T14	24.64
2	6.075	11.00	8T14	12.32
3	6.748	6.59	8T14	12.32
4	5.35	5.35	8T14	12.32

## ➤ Espacement exigé par R.P.A 99 :

D'après R.P.A 99/version2003 article 7.7.4.3 :

$$S \leq (1,5a; 30\text{cm}) \Rightarrow S \leq (1,5a = 30\text{cm}, 30\text{cm})$$

On prend : St=15cm dans la zone courante ; Sa=10cm dans la zone d'about.

## ❖ Ferrailage horizontal :

## – Pier 1 et 2 : L=12m

Tableau V. 21: Choix des armatures vertical dans *pier 1 et 2*

Zone	Asv	2/3Asv	Choix	Ash
1	200.96	133.97	2(22T20)	138.16
2	113.1	75.4	2(20T16)	80.4
3	56.28	37.52	2(13T14)	40.04
4	20.1	13.4	2(13T12)	13.56

## – Pier 3 : L=11.5m

Tableau V. 22: Choix des armatures vertical dans *pier 3*

Zone	Asv	2/3Asv	Choix	Ash
1	213.64	142.42	2(23T20)	144.44
2	197.82	131.88	2(33T16)	132.66
3	113.1	75.4	2(25T14)	77
4	69.08	46.05	2(22T12)	49.72

## – Pier 4 et 5 : L=9m

Tableau V. 23: Choix des armatures vertical dans *pier* 4 et 5

Zone	Asv	2/3Asv	Choix	Ash
1	213.52	142.34	2(23T20)	144.44
2	131.88	87.92	2(22T16)	88.44
3	72.36	48.24	2(16T14)	49.28
4	32.16	21.44	2(10T12)	22.6

## – Pier 6 et 7 : L=4m

Tableau V. 24: Choix des armatures vertical dans *pier* 6 et 7

Zone	Asv	2/3Asv	Choix	Ash
1	52.26	34.84	2(9T16)	36.18
2	28.14	18.76	2(7T14)	21.56
3	20.1	13.4	2(6T12)	13.56
4	20.1	13.4	2(6T12)	13.56

## – Pier 8 : L=3.6m

Tableau V. 25: Choix des armatures vertical dans *pier* 8

Zone	Asv	2/3Asv	Choix	Ash
1	84.42	56.28	2(9T20)	56.52
2	84.42	56.28	2(9T20)	56.52
3	60.3	40.2	2(10T16)	40.2
4	32.16	21.44	2(7T14)	21.56

## – Pier 9 : L=2.1m

Tableau V. 26: Choix des armatures vertical dans *pier* 9

Zone	Asv	2/3Asv	Choix	Ash
1	24.64	16.42	2(8T12)	18.08
2	12.32	8.21	2(6T10)	9.48
3	12.32	8.21	2(6T10)	9.48
4	12.32	8.21	2(6T10)	9.48

Exemple de ferrailage :

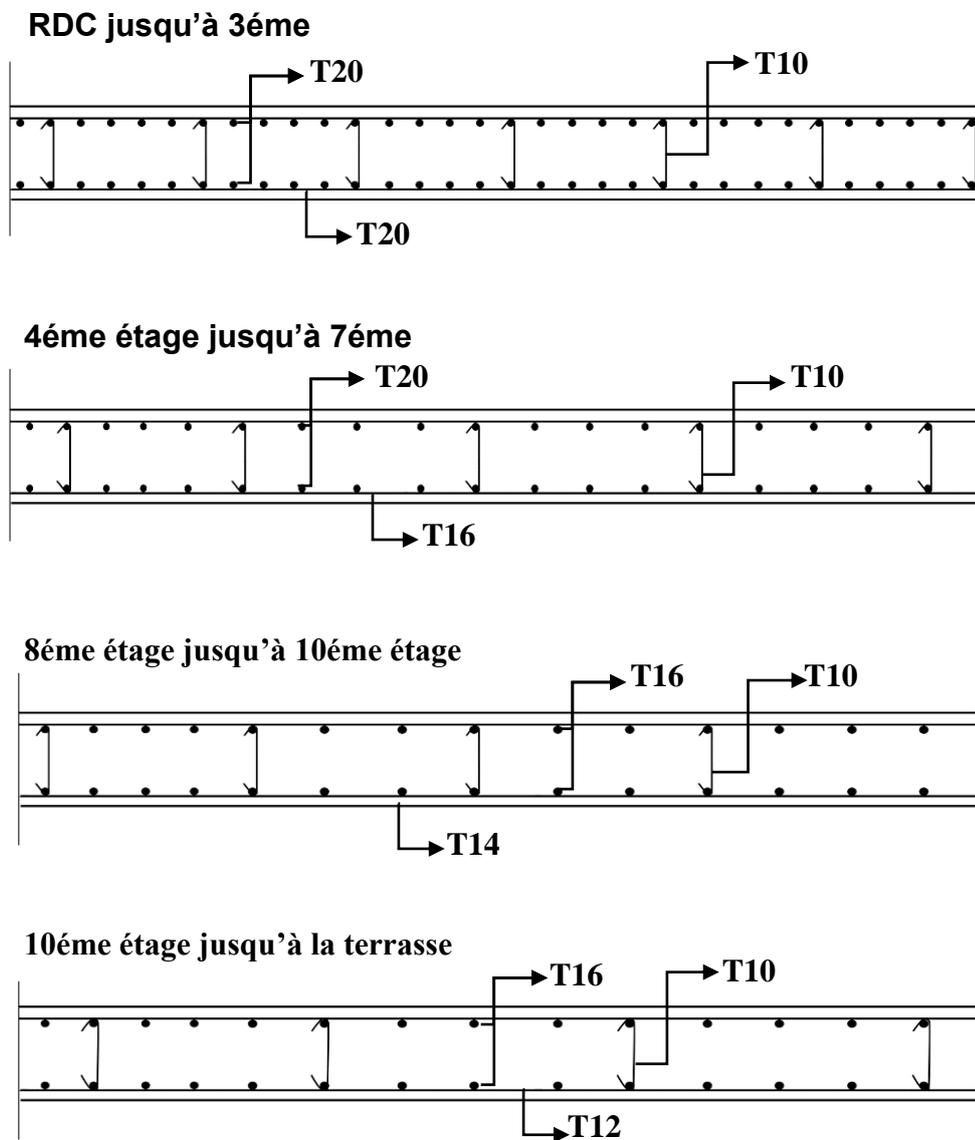


Figure V. 9: Schéma de ferrailage de Pier 1 et 2.

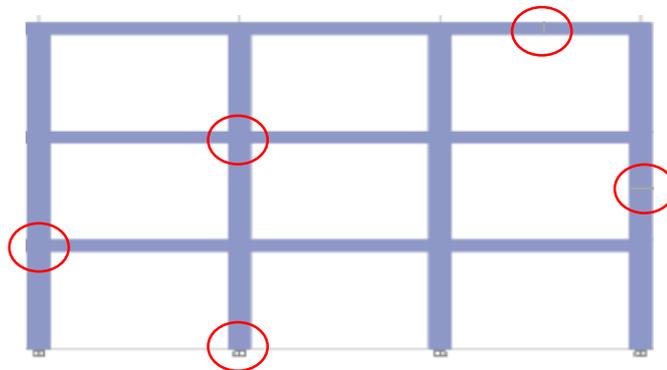
**CHAPITRE VI**  
**LES ASSEMBLAGES**

### VI.1. Introduction

Les assemblages sont des procédés d'attachements entre plusieurs éléments afin d'assurer continuité de la structure dans les points assemblés [Figure]. Dans la charpente métallique, les moyens d'assemblages utilisés sont soit par boulonnage soit par soudure ou les deux en même temps.

Les assemblages ont pour fonction :

- Assurer la transmission des efforts entre les différents éléments structuraux.
- Créer une liaison de continuité.
- Correspondre au type de liaison adéquat.



**Figure VI. 1:** Les points d'assemblés de la structure.

Dans notre projet nous aurons recours à trois types d'assemblages :

- Assemblages soudés.
- Assemblage par boulons ordinaires.
- Assemblage par boulons H-R.

Dans ce chapitre, (05) types d'assemblage seront traités qui sont :

- Assemblage poutre – solive.
- Assemblage poteau – poutre.
- Assemblage poteau – poteau.
- Assemblage contreventement.

### VI.2. Assemblage poutre-solive (IPE400 – IPE200)

L'assemblage est réalisé avec deux cornières à l'extrémité de la solive et l'âme de la poutre.

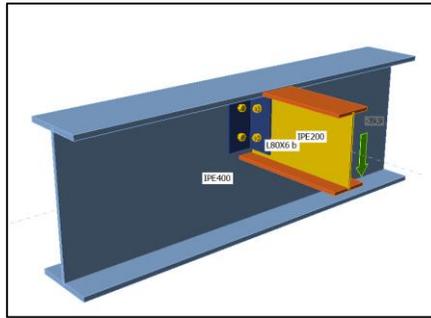


Figure VI. 2: Schéma de l'assemblage poutre – solive.

Effort :  $F_{v,sd} = 64,8633\text{KN}$

- o Poutre **IPE 400** :

$H=400\text{mm}$ ;  $b=180\text{mm}$ ;  $t_w=8.6\text{mm}$ ;  $t_f=13.5\text{mm}$ ;  $A=8450\text{mm}^2$

- o Solive **IPE 200** :

$H=200\text{mm}$  ;  $b=100\text{mm}$  ;  $t_w=5.6\text{mm}$  ;  $t_f=8.5\text{mm}$  ;  $A=2850\text{mm}^2$

- o Cornier **2xL80x6**:

$H=80\text{mm}$  ;  $b=80\text{mm}$  ;  $t=6\text{mm}$  ;  $A=935\text{mm}^2$

- o Boulons : On choisit 4 boulons ordinaires de diamètre 12 mm (M12) et de classe 4.6  
 $M12 \rightarrow d=12\text{mm} \rightarrow d_0=13\text{mm} \rightarrow A_s = 113\text{mm}^2$

Disposition constructive :

$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \rightarrow 15.6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 40 \text{ mm.}$

$1,2d_0 \leq e_2 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \rightarrow 15.6 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 40 \text{ mm.}$

$2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \rightarrow 28.6 \text{ mm} \leq P_1 \leq 84 \text{ mm} \rightarrow P_1 = 80 \text{ mm.}$

$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \rightarrow 39 \text{ mm} \leq P_2 \leq 84 \text{ mm} \rightarrow P_2 = 80 \text{ mm.}$

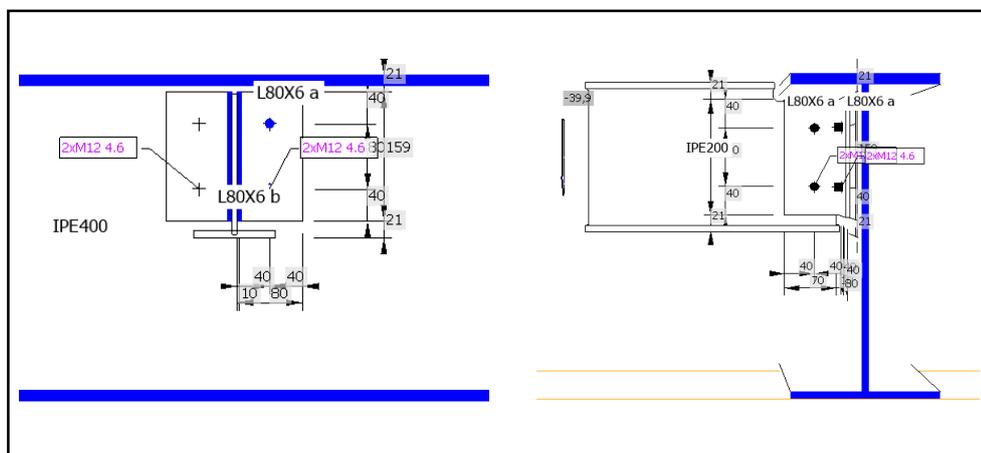


Figure VI. 3: Disposition constructif de l'assemblage poutre – solive.

– **Résistance des boulons au cisaillement :**

Il faut vérifier que :  $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{vrd} = \frac{0.6 * F_{ub} * A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{vrd} = 0.6 * 400 * \frac{113}{1.25} * 4 * 10^{-3} \rightarrow F_{vrd} = 86.784 \text{ KN}$$

$F_{v,sd} = 64,8633 \text{ KN} < F_{vrd} = 86.784 \text{ KN}$  ... Condition vérifiée

– **Résistance à la pression diamétrale :**

Il faut vérifier que :  $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 * \alpha * F_u * d * t}{\gamma_{mb}} \text{ avec } \alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{F_{ub}}{F_u} \text{ ou } 1 \right\} \text{ et } F_u = 430 \text{ Mpa}$$

$$\rightarrow \alpha = \min \{ 1.025; 1.801; 0.93; 1 \}$$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 * 0.93 * 430 * 12 * 6}{1.25} * 10^{-3} = 57.585 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{4} = 16.215 \text{ KN}$$

$\rightarrow F_{v,sd} < F_{b,rd}$  ... Condition vérifiée.

### VI.3. Vérification de l'assemblage poteau-poutre (HEA 700 – IPE400) de rive

Cet assemblage est réalisé en reliant la poutre et la platine à l'aide de la soudure.

Poutre **IPE400** :

$H=200\text{mm}$ ;  $b=180\text{mm}$ ;  $t_w=8.6 \text{ mm}$ ;  $t_f=13.5\text{mm}$ ;  $A=8450\text{mm}^2$

○ Efforts internes :

$M_{sd} = 284.6318 \text{ kN.m}$

$V_{sd} = 137.0843 \text{ kN}$



– **Assemblage poteau-platine (boulonnage) :**

• **Disposition constructive :**

- Boulons : On choisit 16 boulons HR de diamètre 20 mm (M20) et de classe 8.8

$$M20 \rightarrow d=20\text{mm} \rightarrow d_0=22\text{mm} \rightarrow A_s = 245\text{mm}^2 \rightarrow t_p=15\text{mm}$$

Disposition constructive :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \rightarrow 26.4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 180 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 50 \text{ mm.}$$

$$1,2d_0 \leq e_2 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \rightarrow 26.4 \text{ mm} \leq e_2 \leq 180 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 40 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \rightarrow 48.4 \text{ mm} \leq P_1 \leq 210 \text{ mm} \rightarrow P_1 = 60 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \rightarrow 66 \text{ mm} \leq P_2 \leq 210 \text{ mm} \rightarrow P_2 = 100 \text{ mm.}$$

– **Détermination des efforts dans le boulon :**

• **Effort de traction sur les boulons**

Ces efforts sont obtenus par la formule :  $F_{tsd} = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{n_f \cdot \sum d_i^2}$  avec  $M_{sd} = 284,6318 \text{ kN.m}$

$$d_8 = 510\text{mm} \rightarrow N_8 = 81.579\text{kN}$$

$$d_7 = 450\text{mm} \rightarrow N_7 = 71.981\text{kN}$$

$$d_6 = 390\text{mm} \rightarrow N_6 = 62.384\text{kN}$$

$$d_5 = 330\text{mm} \rightarrow N_5 = 52.786\text{kN}$$

$$d_4 = 270\text{mm} \rightarrow N_4 = 43.189\text{kN}$$

$$d_3 = 210\text{mm} \rightarrow N_3 = 33.591\text{kN}$$

$$d_2 = 50\text{mm} \rightarrow N_2 = 7.997\text{kN}$$

$$d_1 = 50\text{mm} \rightarrow N_1 = 7.997\text{kN}$$

$$\sum d_i^2 = 889700\text{mm}^2$$

• **Effort de cisaillement sur les boulons**

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n_b} = \frac{137.0843}{16} = 8.567\text{kN}$$

– **Résistance des boulons à la traction :**

Il faut que :  $F_{tsd} \leq F_{pcd}$

$$F_{pcd} = 0.7 \cdot F_{ub} \cdot A_s = 0.7 \cdot 800 \cdot 245 \cdot 10^{-3} = 137.2\text{kN}$$

$$\rightarrow F_{tsd} = 81.579\text{kN} \leq F_{pcd} \dots \text{Condition vérifié.}$$

– Vérification de résistance au poinçonnement

Il faut que :  $F_{tsd} \leq B_{prd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$

$$B_{prd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot 32.4 \cdot 15 \cdot 430}{1.25} * 10^{-3} = 315.134 \text{ kN}$$

→  $F_{vsd} < B_{prd} \dots$  Condition vérifié.

– Résistance des boulons au cisaillement :

Il faut vérifier que :  $F_{vsd} \leq F_{srd} = \frac{K_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_{pcd}}{\gamma_{ms}} \rightarrow F_{srd} = 32.928 \text{ kN} \rightarrow F_{vsd} < F_{srd} \dots$

Condition vérifié.

– Vérification de résistance à la pression diamétrale :

Il faut que :  $F_{tsd} \leq F_{brd} = \frac{2.5 \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{mb}} \alpha = \min \left\{ \frac{e1}{3d_0}, \frac{P1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{F_{ub}}{F_u} \text{ ou } 1 \right\}$  et  $F_u = 430 \text{ Mpa} \rightarrow$

$$\alpha = 0.65$$

$$F_{brd} = \frac{2.5 \cdot 0.65 \cdot 20 \cdot 15 \cdot 430}{1.25} * 10^{-3} = 167.7 \text{ kN}$$

→  $F_{vsd} = 8.567 \text{ kN} < F_{brd} = 167.7 \text{ kN} \dots$  Condition vérifié.

– Vérification de l'interaction cisaillement et traction :

Il faut que :  $F_{tsd} \leq F_{srd}$

$$F_{srd} = \frac{K_s \cdot n \cdot \mu \cdot (F_p - 0.8 F_{tr})}{\gamma_{ms}} = \frac{1.1 \cdot 0.3 \cdot (137.2 - 0.8 \cdot 81.579)}{1.25} = 17.264 \text{ kN}$$

$F_{v,sd} = 8.567 \text{ kN} < V_{srd} = 16.428 \text{ kN} \dots$  Condition vérifié.

**VI.4. Assemblage de continuité de la poutre HEA800**

○ Eclisse Semelle

Hp (mm)	Bp (mm)	Epp (mm)	Matériau
300	500	12	S275

○ **Eclisse Ame**

Hp (mm)	Bp (mm)	Epp (mm)	Matériau
350	300	12	S275

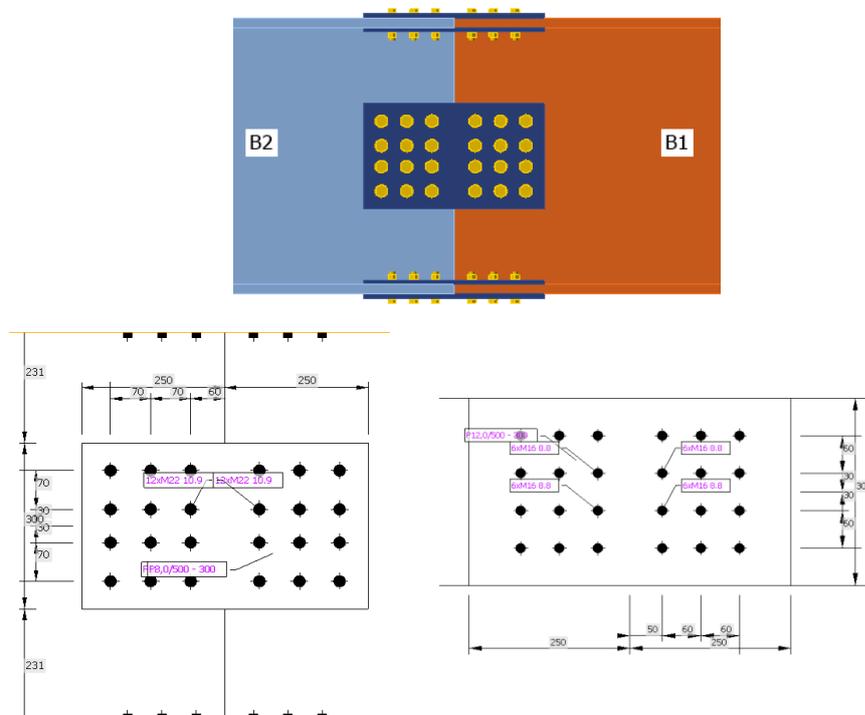
○ **Boulons**

On choisit 24 boulons HR de diamètre 22 mm (M22) et de classe 10.9 pour l'âme et 24 boulons OR de diamètre 16 mm (M16) et de classe 8.8 pour les semelles

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	Dm [mm]	fub [MPa]	Fu [MPa]	As [mm <sup>2</sup> ]
Semelle	24M16 8.8	16	24.58	800,0	430	157
Ame	24M22 10.9	22	34.5	1000,0	430	303

– **Chargements (effort en équilibre)**

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
G+Q+Vy	B1	0,0	0,0	-194,3027	0,0	825,9623	0,0
G+Q+Vy	B2	0,0	0,0	-194,3027	0,0	825,9623	0,0



**Figure VI. 6:** Assemblage de continuité de la poutre HEA800.

– Calcul de Fvsd (Boulons semelle)

$$N_{\text{éclisse}} = N_{N, \text{semelle}} + N_M$$

Avec :

$$N_M = \frac{M}{d} = \frac{825.9623}{762} * 10^3 = 1083.94 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} H_{\text{profilé}} = 790 \text{ mm} \\ tf = 28 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow d = H - tf = 790 - 28 = 762 \text{ mm}$$

$$N_{N, \text{semelle}} = \frac{A_{\text{semelle}} \cdot N_{sd}}{A_{\text{profilé}}} \rightarrow N_{N, \text{semelle}} = 0 \quad (N_{sd} = 0)$$

$$\rightarrow N_{\text{éclisse}} = N_{N, \text{semelle}} + N_M = 1083.94 \text{ kN}$$

$$D'où \rightarrow F_{vsd} = \frac{N_{\text{éclisse}}}{nb} = \frac{1083.94}{24} = 45.16 \text{ kN}$$

– Calcul de Fvsd (Boulons Ame)

$$F_{vsd} = \sqrt{(F_{vsd,N} + F_{vsd,Mx})^2 + (F_{vsd,V} + F_{vsd,Mz})^2}$$

Avec :

$$F_{vsd,V} = \frac{V}{nb} = \frac{194.3027}{24} = 8.096 \text{ kN}$$

$$F_{vsd,N} = \frac{N_{Ame}}{nb} = 0 \quad \text{avec } N_{Ame} = N_{sd} - 2N_{\text{semelle}} = 0$$

$$\sum (x_i^2 + z_i^2) = (8 * 70)^2 + (6 * 30 + 6 * 90)^2 = 832 * 10^3 \text{ mm}^2 = 0.832 \text{ m}^2$$

$$M_{\text{torsion}} = V \cdot e$$

Avec : e = 130 mm

$$\rightarrow M_{\text{torsion}} = 194.3027 * 0.13 = 25.259 \text{ KN.m}$$

$$F_{Mx} = \frac{M_{\text{torsion}} \cdot z_i}{\sum (x_i^2 + z_i^2)} = \frac{25.259 * 0.09}{0.832} = 2.732 \text{ kN.m}$$

$$F_{Mz} = \frac{M_{torsion} \cdot x_i}{\sum(x_i^2 + z_i^2)} = \frac{25.259 \cdot 0.07}{0.832} = 2.125 \text{ kN.m}$$

$$D'où : F_{vsd} = \sqrt{(F_{vsd,N} + F_{vsd,Mx})^2 + (F_{vsd,V} + F_{vsd,Mz})^2} = \sqrt{(0 + 2.732)^2 + (25.259 + 2.125)^2}$$

$$\rightarrow F_{vsd} = 27.52 \text{ kN}$$

➤ **Vérification des boulons**

❖ **Ame :**

– **Cisaillement des boulons**

$$\text{Il faut que : } F_{vsd} \leq F_{srd} = \frac{Ks.n.\mu.Fpcd}{\gamma_{ms}}$$

$$F_{vrd} = \frac{1 \cdot 0.3 \cdot 2 \cdot 0.7 \cdot 1000 \cdot 303}{1.25} \cdot 10^{-3} = 101.808 \text{ kN}$$

$$F_{vsd} = 27.52 \text{ kN} < F_{vrd} = 101.808 \text{ kN} \dots \text{Condition verifier.}$$

– **Vérification de résistance à la pression diamétrale**

$$\text{Il faut que : } F_{vsd} \leq F_{brd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e1}{3d_0}; \frac{P1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{Fub}{Fu} \text{ ou } 1 \right\} \text{ et } Fu = 430 \text{ Mpa} \rightarrow \alpha = 0.69$$

$$F_{brd} = \frac{2,5 \cdot 0.69 \cdot 22 \cdot 12 \cdot 430}{1.25} \cdot 10^{-3} = 156.657 \text{ kN}$$

$$\rightarrow F_{vsd} = 27.52 \text{ kN} < F_{brd} = 156.657 \text{ kN} \dots \text{Condition verifier.}$$

❖ **Semelle:**

– **Cisaillement des boulons**

$$\text{Il faut que : } F_{vsd} \leq F_{vrd} = \frac{0,6 \cdot As \cdot fub}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{vrd} = \frac{0,6.157.800}{1,25} * 10^{-3} = 60.288kN$$

→  $F_{vsd} = 45.16kN < F_{vrd} = 60.288kN$ ... Condition verifier.

– Vérification de résistance à la traction

$$\text{Il faut que : } F_{tsd} \leq F_{trd} = \frac{0,9.As.fub}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{trd} = \frac{0,9.157.800}{1,5} * 10^{-3} = 75.36kN$$

$$F_{tsd} = \frac{Vsd}{nb} = \frac{194.3027}{24} = 8.095kN$$

→  $F_{tsd} = 8.095kN < F_{trd} = 75.36kN$ ... Condition verifier.

– Vérification de résistance à la pression diamétrale

$$\text{Il faut que : } F_{vsd} \leq F_{brd} = \frac{2,5.a.d.t.fu}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e1}{3d_0}; \frac{P1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{Fub}{Fu} \text{ ou } 1 \right\} \text{ et } Fu=430\text{Mpa} \rightarrow \alpha = 0.86$$

$$F_{brd} = \frac{2,5*0.86*16*12*430}{1,25} * 10^{-3} = 142.003kN$$

→  $F_{vsd} = 45.16kN < F_{brd} = 142.003kN$

– Vérification de résistance au poinçonnement

$$\text{Il faut que : } F_{tsd} \leq B_{prd} = \frac{0,6.\pi.dm.tp.fu}{\gamma_{m2}}$$

$$B_{prd} = \frac{0,6.\pi.25.12.430}{1,25} * 10^{-3} = 194.527kN$$

→  $F_{tsd} = 8.095kN < B_{prd} = 194.527kN$ ... Condition verifier.

– Vérification de l'interaction cisaillement et traction

$$\frac{F_{vsd}}{F_{vrd}} + \frac{F_{tsd}}{1,4F_{trd}} = 0.825 < 1 \dots \text{Condition verifier.}$$

**VI. 5. Assemblage Poteau-Poteau (HEA700 – HEA600)**

Les assemblages de continuité dans les constructions à plusieurs étages sont généralement fournis tous les deux ou trois étages et sont généralement situés juste au-dessus du niveau de l'étage.

○ **Sections transversales**

Nom	Matériau
- HE700A	S275
- HE600A	S275

○ **Platine**

Hp (mm)	Bp (mm)	Epp (mm)	Matériau
500	516	10	S275

○ **Boulons**

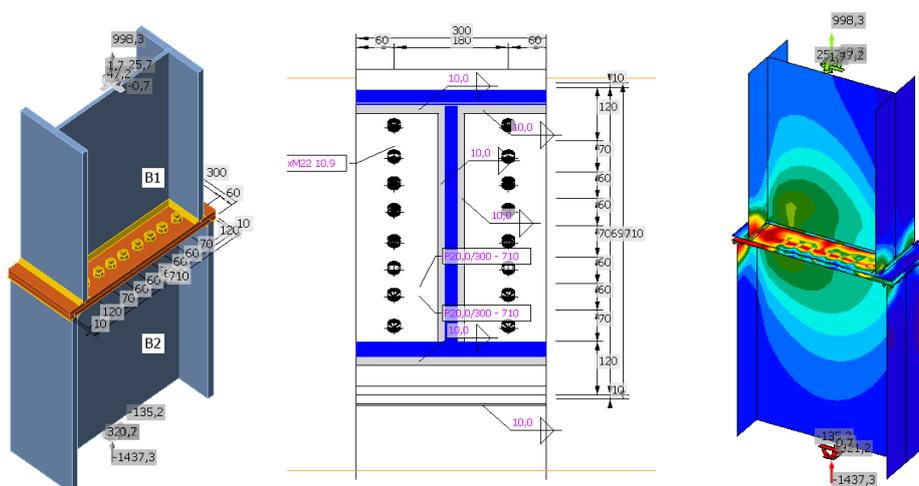
On choisit 12 boulons HR de diamètre 22 mm (M22) et de classe 22

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	Dm [mm]	fub [MPa]	Fu [MPa]	As [mm <sup>2</sup> ]
M22 10.9	M22 10.9	22	34.5	1000,0	430	303

○ **Platine**

On choisit pour chaque poteau une platine de dimension :

H=710mm ; B=300mm ; e=20mm



**Figure VI. 7:** Assemblage poteau\_HEA700 – poteau\_HEA600.

– Chargements (efforts en équilibre)

Nom	N [kN]	V <sub>y</sub> [kN]	V <sub>z</sub> [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>z</sub> [kNm]
G+Q+1,5V <sub>y</sub>	988.3	-0.7	25	0,0	47.2	1.7

❖ Exemple de calcul (boulons B1)

– Vérification de résistance à la traction

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{m2}} = 218.2 \text{ kN} \geq F_t = 201.1 \text{ kN}$$

– Vérification de résistance au poinçonnement

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot f_u \cdot d_m \cdot t_p}{\gamma_{m2}} = 465.1 \text{ kN} \geq F_t = 201.1 \text{ kN}$$

– Résistance des boulons au cisaillement :

$$F_{sRd} = \frac{K_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_{pCd}}{\gamma_{ms}} = 72.72 \text{ kN} > F_{vsd} = 33.5 \text{ kN}$$

– Vérification de résistance à la pression diamétrale

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m2}} = 300.6 \text{ kN} \geq F_{vsd} = 33.5 \text{ kN} \text{ avec } K_1 = 2.38 \text{ et } \alpha_b = 0.83$$

– Vérification de l'interaction cisaillement et traction :

$$F_{sRd} = \frac{K_s \cdot n \cdot \mu \cdot (F_p - 0.8 F_{tr})}{\gamma_{ms}} = 34.1 \text{ kN} > F_{vsd} = 33.5 \text{ kN}$$

• Boulons

	Nom	Groupe de boulons	Charges	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{t,Rd}$ [kN]	$F_{s,Rd}$ [kN]	$U_t$ [%]	$U_s$ [%]	Résultat
	B1	M22 10.9 - 1	LE1	201,1	33,5	465,1	218,2	34,1	92,2	98,2	OK
	B2	M22 10.9 - 1	LE1	200,6	33,6	465,1	218,2	34,2	92,0	98,1	OK
	B3	M22 10.9 - 1	LE1	104,3	48,4	465,1	218,2	52,7	47,8	91,9	OK
	B4	M22 10.9 - 1	LE1	103,2	41,5	465,1	218,2	52,9	47,3	78,5	OK
	B5	M22 10.9 - 1	LE1	101,1	19,2	465,1	218,2	53,3	46,3	35,9	OK
	B6	M22 10.9 - 1	LE1	99,9	18,4	465,1	218,2	53,5	45,8	34,3	OK
	B7	M22 10.9 - 1	LE1	102,2	12,9	465,1	218,2	53,1	46,9	24,2	OK
	B8	M22 10.9 - 1	LE1	101,5	13,1	465,1	218,2	53,2	46,5	24,7	OK
	B9	M22 10.9 - 1	LE1	110,2	20,1	465,1	218,2	51,6	50,5	39,0	OK
	B10	M22 10.9 - 1	LE1	98,2	22,2	465,1	218,2	53,9	45,0	41,2	OK
	B11	M22 10.9 - 1	LE1	64,5	17,8	465,1	218,2	60,3	29,6	29,5	OK
	B12	M22 10.9 - 1	LE1	65,3	16,7	465,1	218,2	60,2	29,9	27,8	OK
	B13	M22 10.9 - 1	LE1	76,6	9,4	465,1	218,2	58,0	35,1	16,1	OK
	B14	M22 10.9 - 1	LE1	75,9	9,2	465,1	218,2	58,2	34,8	15,8	OK
	B15	M22 10.9 - 1	LE1	96,8	8,9	465,1	218,2	54,1	44,4	16,5	OK
	B16	M22 10.9 - 1	LE1	96,4	9,3	465,1	218,2	54,2	44,2	17,1	OK

Avec :

$F_{t,Rd}$	Résistance à la traction du boulon
$F_{t,Ed}$	Effort de traction
$B_{p,Rd}$	Résistance au cisaillement par poinçonnement
V	Résultante des efforts de cisaillement $V_y, V_z$ dans le boulon
$F_{v,Rd}$	Résistance au cisaillement du boulon
$F_{b,Rd}$	Résistance à la pression diamétrale de la platine
$U_t$	Usage en traction
$U_s$	Utilisation en cisaillement
$U_{ts}$	Utilisation en cisaillement et en traction

• Soudure

Élément	Bord	Ép. gorge [mm]	Longueur [mm]	Charges	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{Pl}$ [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\parallel}$ [MPa]	$\tau_{\perp}$ [MPa]	Ut [%]	U <sub>t</sub> c [%]	Résultat
PP1a	B2-bfl 1	10,0	300	LE1	112,9	0,0	68,9	33,0	39,8	27,9	17,6	OK
		10,0	300	LE1	72,6	0,0	-25,3	39,3	0,5	17,9	12,7	OK
PP1a	B2-tfl 1	10,0	300	LE1	157,9	0,0	-61,7	-83,9	1,9	39,0	33,4	OK
		10,0	300	LE1	234,2	0,0	146,8	-64,2	-83,5	57,9	43,3	OK
PP1a	B2-w 1	10,0	663	LE1	164,3	0,0	78,7	20,9	80,6	40,6	23,4	OK
		10,0	663	LE1	166,6	0,0	80,5	-30,0	-78,7	41,2	22,4	OK
PP1b	B1-bfl 1	10,0	300	LE1	160,5	0,0	101,9	-33,7	63,2	39,7	22,1	OK
		10,0	300	LE1	90,9	0,0	-42,9	-4,9	46,0	22,5	16,1	OK
PP1b	B1-tfl 1	10,0	300	LE1	196,3	0,0	-93,0	2,1	-99,8	48,5	33,3	OK
		10,0	300	LE1	318,6	0,0	203,9	65,4	-125,3	78,7	45,6	OK
PP1b	B1-w 1	10,0	565	LE1	132,1	0,0	66,5	15,3	64,1	32,6	22,0	OK
		10,0	565	LE1	135,7	0,0	64,1	-18,9	-66,4	33,5	22,4	OK

Avec :

$\epsilon_{Pl}$	Déformation
$\sigma_{w,Ed}$	Contrainte équivalente
$\sigma_{w,Rd}$	Résistance aux contraintes équivalentes
$\sigma_{\perp}$	Contrainte perpendiculaire
$\tau_{\parallel}$	Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure
$\tau_{\perp}$	Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe de soudure
$0.9 \sigma$	Résistance de contrainte perpendiculaire – $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
$\beta_w$	Facteur de corrélation EN 1993-1-8 tab. 4.1
Ut	Utilisation
U <sub>t</sub> c	Utilisation de capacité de la soudure

**VI.6. Assemblage poutre (IPE400) avec noyau central en béton armé**

**VI.6.1. Introduction**

Lorsque les structures porteuses contiennent des éléments en béton armé (noyau central), il arrive souvent que des poutres métalliques (ou solives) doivent s'appuyer dessus. Il existe différentes manières de fixation pour réaliser ces appuis, qui peuvent être classées selon l'importance des efforts verticaux à transmettre.

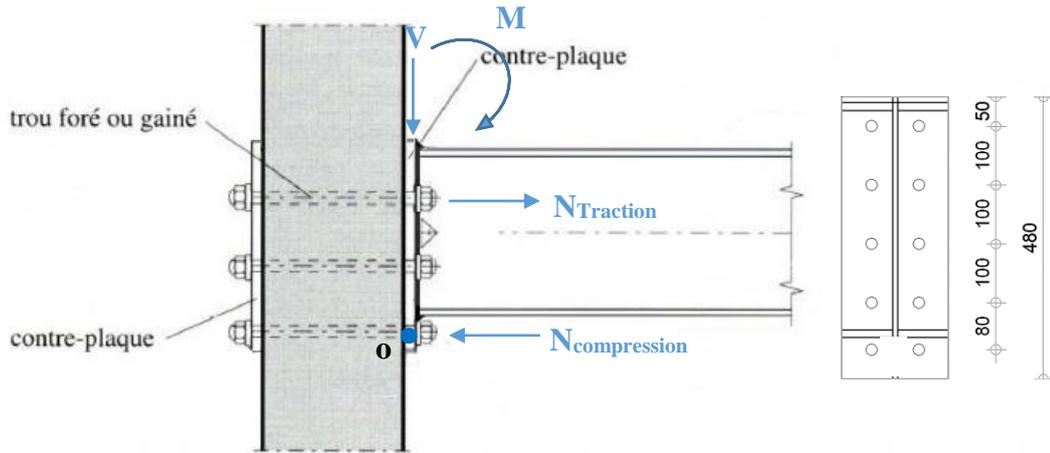


Figure VI. 8: Pièce d'appuis boulonnée.

❖ Les efforts obtenus par logiciel :  $\begin{cases} V_{sd} = 303.11kN \\ M_{sd} = 485.88954kN.m \end{cases}$

• **Boulons**

Nbr	boulon	Fub(MPa)	d(mm)	d <sub>0</sub> (mm)	dm(mm)	A(mm <sup>2</sup> )	As(mm <sup>2</sup> )	Platine
10	M20-10,9	1000	20	22	32.4	314	245	e=12mm

– **Calcul de l'effort de traction**

$$\sum M_{/o} = 0 \rightarrow 485.8895 - N_t \cdot 380 = 0 \rightarrow N_t = 1278.672kN$$

– **La résistance au cisaillement des boulons**

$$F_{v_{sd}} \leq F_{v_{rd}} = \frac{0,6 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 98kN$$

$$\rightarrow F_{v_{sd}} = \frac{V_{sd}}{nb} = 30.311kN < F_{v_{rd}} = 98kN \dots \text{Condition verifier.}$$

– **Vérification de la résistance à la traction**

$$F_{t_{sd}} \leq F_{t_{rd}} = \frac{0,9 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 147kN$$

$$F_{t_{sd}} = \frac{N_t}{nb} = 127.867kN$$

$$\rightarrow F_{t_{sd}} = 127.867 < F_{t_{rd}} = 147kN \dots \text{Condition verifier.}$$

– **Vérification de résistance à la pression diamétrale**

$$F_{v_{sd}} \leq F_{b_{rd}} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{mb}} = 129kN$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{F_{ub}}{F_u} \text{ ou } 1 \right\} \text{ et } F_u = 430Mpa \rightarrow \alpha = 0.75$$

$$\rightarrow F_{v_{sd}} = 30.311kN < F_{b_{rd}} = 154.8kN \dots \text{Condition verifier.}$$

– **Vérification de résistance au poinçonnement**

$$F_{tsd} \leq B_{prd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = 252.107 \text{ kN}$$

→  $F_{tsd} = 127.867 < B_{prd} = 252.107 \dots$  **Condition verifier.**

– **Vérification de l'interaction cisaillement et traction**

$$\frac{F_{vsd}}{F_{vrd}} + \frac{F_{tsd}}{1,4 F_{trd}} = 0.9 < 1 \dots \text{Condition verifier.}$$

On fixe le cordon de soudure  $a = 15 \text{ mm}$  pour les semelles et  $a = 8 \text{ mm}$  pour le cordon de l'âme.

$$L_1 = b_s = 180 \text{ mm}$$

$$L_2 = \frac{b_s - t_w}{2} = 85.7 \text{ mm}$$

$$L_3 = h - 2t_f = 373 \text{ mm}$$

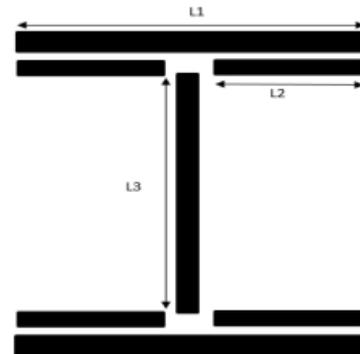
$$I_{s/yy} = 2[(a \cdot L_1 \cdot d_1^2) + (2 a \cdot L_2 \cdot d_2^2)]$$

Avec:

$$d_1 = h/2 + a/2 = 207.5 \text{ mm}$$

$$d_2 = h/2 - t_f - a/2 = 179 \text{ mm}$$

$$\rightarrow I_{s/yy} = 397.258 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$



**Figure VI. 9:** Assemblage soudé poutre-platine.

– **Vérification de la résistance :**

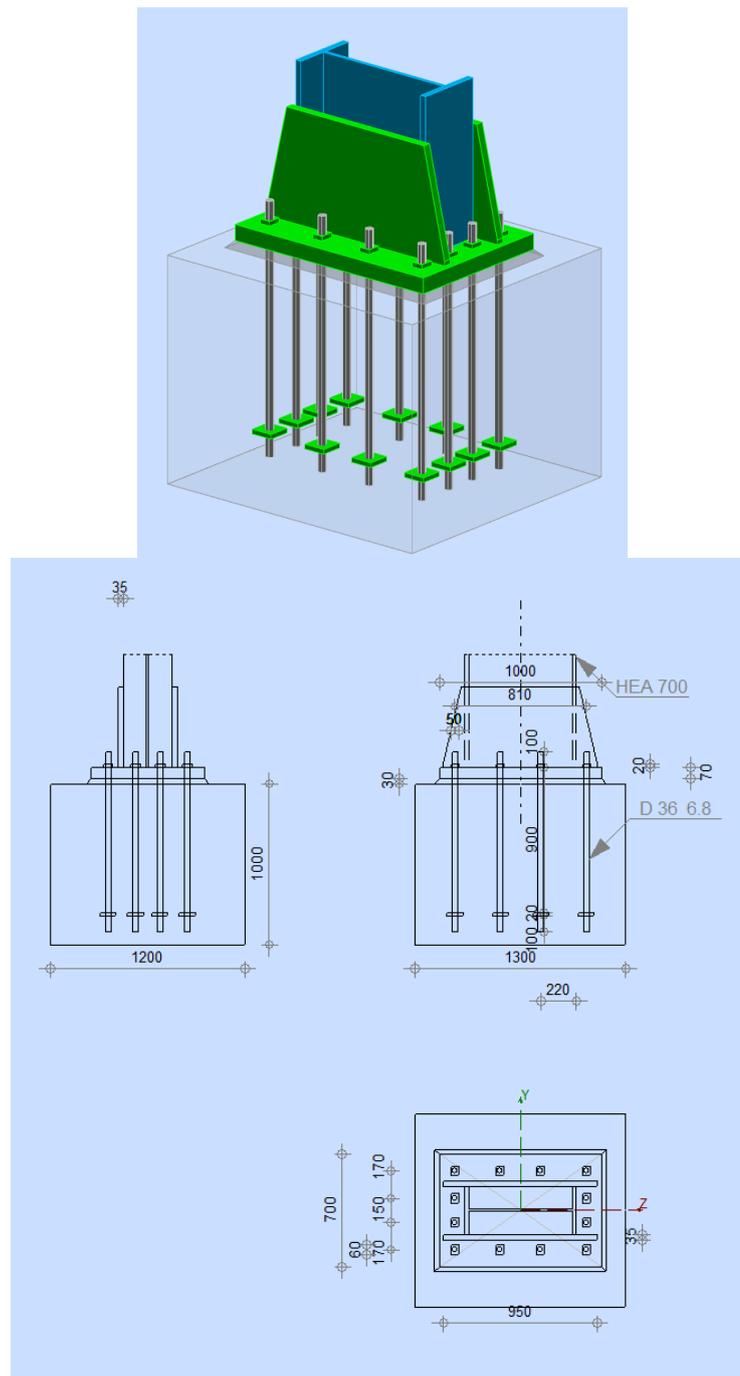
○ **Effet de Nsd et Vsd :**

$$\sqrt{2 \left( \frac{N_{sd}}{\sum l_i \cdot a_i} \right)^2 + 3 \left( \frac{V_{sd}}{2 l_3 \cdot a} \right)^2} \leq \frac{F_{us}}{\beta_w \cdot \gamma_{mw}} \rightarrow 46.917 \text{ MPa} < 389.140 \text{ MPa}$$

○ **Effet de Nsd et Msd :**

$$\sqrt{2} \left( \frac{N_{sd}}{\sum l_i \cdot a_i} + \frac{M_{sd}}{I_{s/yy}} \cdot \frac{h}{2} \right) \leq \frac{F_{us}}{\beta_w \cdot \gamma_{mw}} \rightarrow 345.951 \text{ MPa} < 389.140 \text{ MPa}$$

**VI.7. Assemblage Pied de Poteau (HEA700) [Annex C]**



**Figure VI. 10:** Schéma de l'assemblage pied de poteaux HEA700.

# **CHAPITRE VII**

## **Etude des éléments de l'infrastructure**

### VII.1. Introduction

Une fondation est par définition, un organe de transmission des charges de la superstructure vers le bon sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part. La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire), le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

### VII.2. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont :

- Type de l'ouvrage à construire.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- Raison économique.

Compte tenu les charges appliquées sur notre fondation et le poids de la structure, nous avons constaté que le type de fondation superficielles approprié à notre bâtiment et un radier général.

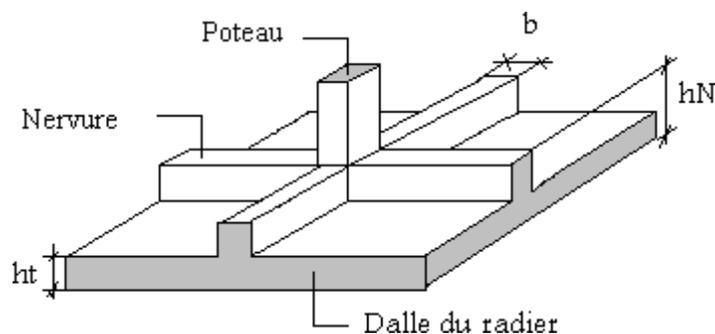
### VII.3. Définition de radie

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mincemais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier général nervuré.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.



**Figure VII. 1:** Surface nécessaire de radie.

**VII.4. Pré-dimensionnement de radier****VII.4.1. Dalle**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq hd \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :  $L_{max}$ : La longueur maximale du noyau central

$$L_{max} = 7.5\text{m} ; 30\text{cm} \leq hd \leq 37.5\text{cm} \rightarrow hd=40\text{cm}$$

**VII.4.2. Les Nervures****VII.4.2.1. Largeur de la nervure**

$$\text{Il faut que : } b_n \geq \frac{L_{max}}{10} \geq \frac{750}{10} = 75\text{cm} \rightarrow b_n=75\text{cm}$$

**VII.4.2.2. La hauteur de la nervure****❖ Condition de la flèche**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq hn \leq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow 50\text{cm} \leq hn \leq 75\text{cm}$$

On prend  $hn = 70\text{cm}$

**❖ Condition de la raideur**

Pour étudier la raideur d'une nervure on utilise la théorie de la poutre sur sol élastique

définie par l'expression suivante :  $L_{max} \leq \left(\frac{\pi}{2}\right) Le + a$  avec :  $Le = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$

I : inertie de la section transversale (section en T).

E : module d'élasticité du béton (20000MPa)

K : coefficient de raideur du sol ( $0.5\text{Kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{Kg/cm}^3$ )

- K = 5MPa pour un très mauvais sol.
- K = 40MPa pour un sol de densité moyenne.
- K = 120MPa pour un très bon sol. 0

Pour notre cas on prend  $K = 40\text{MPa}$

b : la largeur de la semelle ( $b = 1\text{m}$ ).

$$hn \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot b \cdot f \cdot L^4}{E \cdot \pi^4 \cdot b_n}}$$

$$hn \geq \sqrt[3]{\frac{48 * 40 * 1000 * 6,75^4}{20000 * \pi^4 * 750}} \geq 1.39m$$

$$hn \geq \max(hn1; hn2) \geq (0.7m; 1.39m) \rightarrow hn = 1.4m$$

Donc on a :

- Epaisseur de la dalle :  $hd=40cm$
- Les dimensions de la nervure :  $hn=140cm$  ;  $bn =75cm$

### VII.4.3. Vérification de la stabilité du radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est due aux efforts horizontaux

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5) on doit vérifier que :  $e = \frac{Mr}{N} \leq \frac{B}{4}$

Avec :

$M_r$ : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_r = \sum M_0 + V_0 h$$

$M_0$ : Moment à la base de la structure.

$V_0$ : L'effort tranchant à la base de la structure.

$h$ : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

$N$  : Poids de la structure (y compris le radier).

$$N = N_G + N_R + N_T$$

$N_G$  : Poids de la structure.

$N_R$  : Poids du radier nervuré.

$N_T$  : Poids des terres.

$$\circ N_G = 170846.318 \text{ kN}$$

$$\circ N_R = 50685.5 \text{ kN}$$

$$\circ N_T = 98280 \text{ kN}$$

$$\rightarrow N = 319811.818 \text{ kN}$$

- **Suivant X-X :**

$$e_x = \frac{M_r}{N} \leq \frac{B}{4} \rightarrow e_x = \frac{740036.33 + (26741.86 * 2.4)}{319811.818} = 2.514m < \frac{59}{4} = 14.75m \rightarrow$$

**Condition Vérifié.**

- **Suivant Y-Y :**

$$e_y = \frac{M_r}{N} \leq \frac{B}{4} \rightarrow e_y = \frac{809195.68 + (23289.34 * 2.4)}{319811.818} = 2.704m < \frac{44.5}{4} = 11.12m \rightarrow$$

**Condition Vérifié.**

**VII.4.4. Vérification des contraintes****VII.4.4.1. Sollicitation du premier genre**

On doit vérifier que :  $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

$$\rightarrow \frac{319811.818}{2730} = 117.147 \text{ kN/m}^2 < 200 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{Condition Vérifié.}$$

**VII.4.4.2. Sollicitation du second genre**

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1$  ;  $\sigma_2$ )

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} Xg$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} Yg$$

Avec :  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  les contraintes maximales de sol.

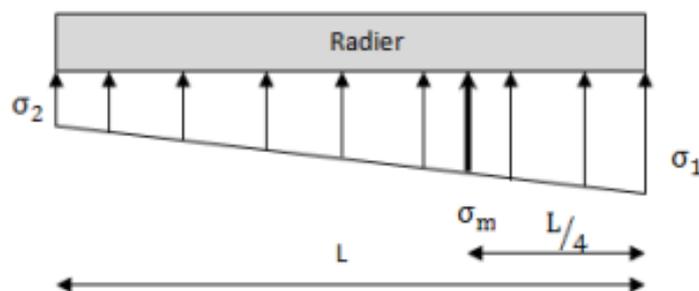
- Si  $\sigma_2 > 0$  : la répartition est trapézoïdale.

La contrainte au quart de la largeur de la semelle ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

- Si  $\sigma_2 = 0$  : la répartition est triangulaire.

La contrainte  $\sigma_1$  ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible.



**Figure VII. 2:** Contrainte sous le radier.

$$N_u = N_{structure} + 1.35 N_{radier}$$

$$N_u = 237465.778 \text{ kN}$$

$$\rightarrow N_u = 305891.203 \text{ kN}$$

$$\rightarrow N_s = 221531.818 \text{ kN}$$

$$M_x = 740036.33 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 809195.68 \text{ kN.m}$$

**Tableau VII. 1:** Caractéristique géométrique du radier

Centre de gravité		Moment d'inertie	
Xg (m)	Yg (m)	Ixx (m <sup>4</sup> )	Iyy (m <sup>4</sup> )
29.51	22.23	558237.36	919497.77

**Tableau VII. 2:** Contrainte sous le radier à L'ELU

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m(\frac{L}{4})(kN/m^2)$
Sens x-x	151.168	72.92	131.606
Sens y-y	131.848	92.247	121.947
Vérification	$\sigma_{1max} < 1.5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_{2min} > 0$	$\sigma_m(\frac{L}{4}) < 1.33\sigma_{sol} = 266$

**Tableau VII. 3:** Contrainte sous le radier à L'ELS

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m(\frac{L}{4})(kN/m^2)$
Sens x-x	120.25	42.04	100.69
Sens y-y	100.73	61.56	90.93
Vérification	$\sigma_{1max} < 1.5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_{2min} > 0$	$\sigma_m(\frac{L}{4}) < 1.33\sigma_{sol} = 266$

→ Les contraintes sont vérifiées à I'ELU et à I'ELS, donc pas de risque de soulèvement.

**VII.5. Ferrailage du radier**

**VII.5.1. Ferrailage de la dalle**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Détermination des efforts :

Si :  $\frac{Lx}{Ly} \leq 0.4$  → La dalle travaille dans un seul sens.

Si :  $0.4 \leq \frac{Lx}{Ly} \leq 1$  → La dalle travaille dans les deux sens.

Pour une largeur unitaire, les moments sont définis comme :

$Mx = \mu_x qLx^2$ ..... Sens de la petite portée.

$My = \mu_y Mx$  ..... Sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres au niveau des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

➤ **Panneau de rive :**

– Moment en travée :  $M_{tx} = 0.85 M_x$

$$M_{ty} = 0.85 M_y$$

– Moment sur appui :  $M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_{x,y}$  (appui de rive)

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{x,y}$$
 (autre appui)

➤ **Panneau intermédiaire :**

– Moment en travée :  $M_{tx} = 0.75 M_x$

$$M_{ty} = 0.75 M_y$$

– Moment sur appui :  $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{x,y}$  (appui de rive)

Avec :  $M_a = 0.5M_0$  et  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

**I. Valeur de la pression sous radier :**

ELU :  $q_u = \sigma_m \times 1ml = 131.60kN/m$

ELS :  $q_{ser} = \sigma_m \times 1ml = 100.69kN/m$

Le calcul des efforts sera calculé par la méthode forfaitaire d'une dalle qui repose sur 4 appuis.

- Moment en travée et sur appui pour le panneau le plus sollicité à l'ELU :

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VII. 4:** Calcul des moments à l'ELU

Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	$\mu_x$	$\mu_y$	qu (kN/m)	Mx (kN.m)	Mtx (kN.m)	My (kN.m)	Mty (kN.m)	Ma (kN.m)
7.5	7.5	1	0.0368	1	131.6	272.412	204.309	272.412	204.309	136.206

- Moment en travée et sur appui pour le panneau le plus sollicité à l'ELS :

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VII. 5:** Calcul des moments à l'ELS

Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	$\mu_x$	$\mu_y$	qs (kN/m)	Mx (kN.m)	Mtx (kN.m)	My (kN.m)	Mty (kN.m)	Ma (kN.m)
7.5	7.5	1	0.0441	1	100.69	249.77	187.33	249.77	187.33	124.885

**VII.5.2. Calcul du ferrailage**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis du panneau le plus sollicité. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, avec :

$$b=100\text{cm} ; h=40\text{cm} ; d=36\text{cm} ; f_e=500\text{MPa} ; f_{t28}=2.1\text{MPa} ; \sigma_s=435\text{MPa} ;$$

$$f_{bc} = 0.85 \cdot f_{bc} / \gamma_b = 14.16\text{MPa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VII. 6:** Ferrailage du panneau le plus sollicité du radier

	Sens	Mu (KN.m)	As <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	choix	As <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
Travée	X-X	204.309	13.86	7T16	14.07
	Y-Y	204.309	13.86	7T16	14.07
Appui	XX-YY	136.206	9.04	8T12	9.05

**VII.5.3. Vérification nécessaire**

➤ **Espacement :**

$$\text{Suivant } L_x : \text{esp} < \min(3h; 33\text{cm}) \rightarrow \text{esp} < \min(120; 33) = 30\text{cm}$$

$$\text{Suivant } L_y : \text{esp} < \min(4h; 40\text{cm}) \rightarrow \text{esp} < \min(160; 40) = 40\text{cm}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s,\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 100 \cdot 36 \cdot \frac{2.1}{400} = 4.347\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition Vérifier.}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot x < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_s = \frac{n \cdot M_{sr}}{I} \cdot (d - x) < \overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; \max(240\text{MPa} ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right\} \text{ avec } \eta = 1.6$$

$$S/AN=0 \rightarrow (b \cdot x \cdot x/2) + (n \cdot A_s' \cdot (x-c')) - (A_s \cdot n \cdot (d-x)) = 0$$

$$I = (bx^3 / 3) + (n \cdot A_s' \cdot (x-c')^2) + (A_s \cdot n \cdot (d-x)^2)$$

**Tableau VII. 7:** Vérification des contraintes de la dalle du radier à l'ELS

	Sens	Mser (kN.m)	As <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	X (cm)	I (cm <sup>4</sup> )*10 <sup>4</sup>	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	Obs
Travée	X-X	187.33	12.64	13.73	18.03	14.26	15	347.07	240	NON
	Y-Y	187.33	12.64	13.73	18.03	14.26	15	347.07	240	NON
Appui	XX-YY	124.88	8.26	10.76	10.29	13.05	15	459.48	240	NON

→ Les contraintes dépassent les valeurs admissibles Donc il faut augmenter la section de ferrailage

**Tableau VII. 8:** Vérification des contraintes de nouveau choix

	Sens	Mser (kN.m)	choix	As (cm <sup>2</sup> )	X (cm)	I (cm <sup>4</sup> )*10 <sup>4</sup>	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	187.33	10T16	20.11	18.05	29.32	11.53	15	172.02	240	OUI
	Y-Y	187.33	10T16	20.11	18.05	29.32	11.53	15	172.02	240	OUI
Appui	XX- YY	124.88	10T16	20.11	18.05	29.32	7.68	15	114.67	240	OUI

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ Mpa}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

$$\text{Et : } T_u = \frac{q_u.L}{2} = \frac{131.6*7.5}{2} \rightarrow T_u = 493.5\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{493.5*10^3}{1000*360} = 1.37\text{MPa} < 2.5\text{MPa} \rightarrow \text{Condition Vérifier.}$$

## VII.6. Ferrailage de la nervure

### VII.6.1. Détermination des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire

$$\text{On a : } M_0 = \frac{q.L^2}{8}$$

- En travée :  $M_t = 0.85M_0$
- En appuis :  $M_a = 0.5 M_0$

$$M_0 = \frac{131.6*7.5^2}{8} \rightarrow M_0 = 925.31\text{kN.m}$$

### VII.6.2. Calcul des armatures

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis du panneau le plus sollicité. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple,

Avec :  $b = 75 \text{ cm}$  ;  $h = 140 \text{ cm}$  ;  $d = 126 \text{ cm}$

**Tableau VII. 9:** Calcul du ferrailage de la nervure

	Mu (KN.m)	As <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	As <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
Travée	786.513	14.7	8T16	16.8
Appui	462.655	5.56	5T14	7.70

**VII.6.3. Vérification nécessaire**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \text{ min}} = 0.23bd f_{t28} / f_e = 6.08 \text{ cm}^2 < 6.16 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot x < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_s = \frac{n \cdot M_{sr}}{I} \cdot (d - x) < \overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e ; \max(240 \text{ MPa} ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right\} \text{ avec } \eta = 1.6$$

$$S/AN=0 \rightarrow (b \cdot x^3 / 2) + (n \cdot A_s' \cdot (x - c')) - (A_s \cdot n \cdot (d - x)) = 0$$

$$I = (bx^3 / 3) + (n \cdot A_s' \cdot (x - c')^2) + (A_s \cdot n \cdot (d - x)^2)$$

$$M_0 = 707.976 \text{ KN.m}$$

**Tableau VII. 10:** Vérification des contraintes de la dalle du raidier à l'ELS

	Mser (KN.m)	As <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	X (cm)	I (cm <sup>4</sup> )*10 <sup>4</sup>	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Obs
Travée	601.77	16.8	32.65	222.26	8.84	15	379.11	240	NON
Appui	353.98	7.70	21.3	127.74	5.90	15	435.2	240	NON

➔ Les contraintes dépassent les valeurs admissibles Donc il faut augmenter la section de ferrailage

**Tableau VII. 11:** Vérification des contraintes de nouveau choix

	Mser (KN.m)	choix	As (cm <sup>2</sup> )	X (cm)	I (cm <sup>4</sup> )*10 <sup>4</sup>	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Obs
Travée	601.77	8T20	25.13	40.96	616.12	4	15	124.58	240	OUI
Appui	353.98	4T20	12.57	27.81	235.55	4.1	15	221.33	240	OUI

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \overline{\tau_u} = \min(0.1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ Mpa}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

$$\text{Et : } T_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{100.69 \cdot 7.5}{2} \rightarrow T_u = 377.58 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{377.58 \cdot 10^3}{750 \cdot 1260} = 0.4 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition Vérifier.}$$

➤ **Armature transversale**

○ **BAEL91 modifiée99**

$$\frac{At}{b_0 \cdot St} \geq \frac{\tau_u - 0.3ft_j \cdot K}{0.8f_e} \quad (\text{Avec : } k = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$St = \min(0.9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$\frac{At}{b_0 \cdot St} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right) = 0.4\text{MPa}$$

○ **RPA version 2003**

$$\frac{At}{St} \geq 0.003b_0$$

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi t\right) \quad \text{Avec : } \phi t = \min\left(\frac{h}{35}; \phi l; \frac{b}{10}\right) = 7.5\text{cm} \quad \text{zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} = 70\text{cm} \quad \text{zone courante}$$

**On trouve :**

St=20cm .....zone nodale

St =30cm.....zone courante

**Armatures de peau :**

Les armatures de peau sont réparties à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculaire à leur direction.

Dans notre cas : h = 140 cm

Ap = 3 cm<sup>2</sup> /ml x 140 → Ap = 4.2 cm<sup>2</sup> On opte pour 4T12 comme armature de peau.

As'=As/2

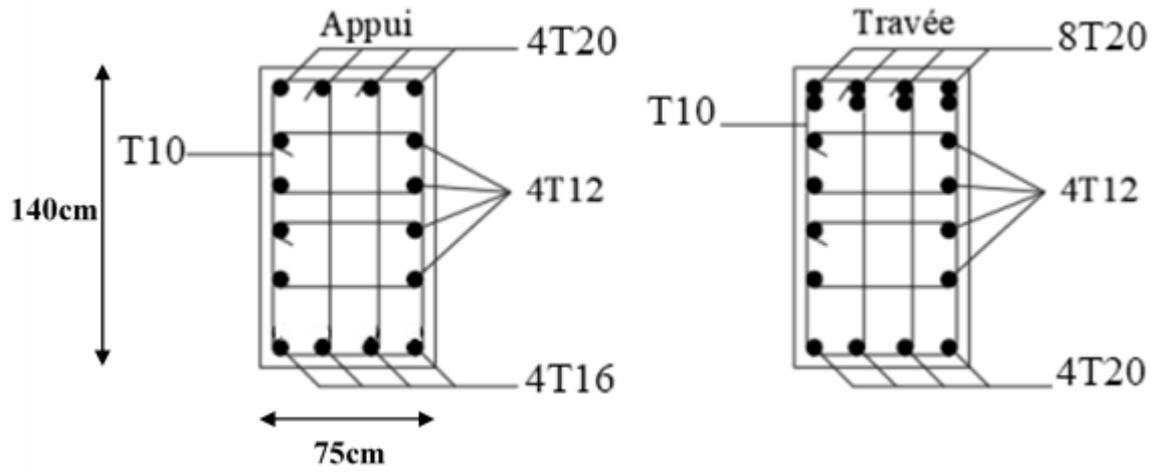


Figure VII. 3: Schéma de ferrailage de la nervure.

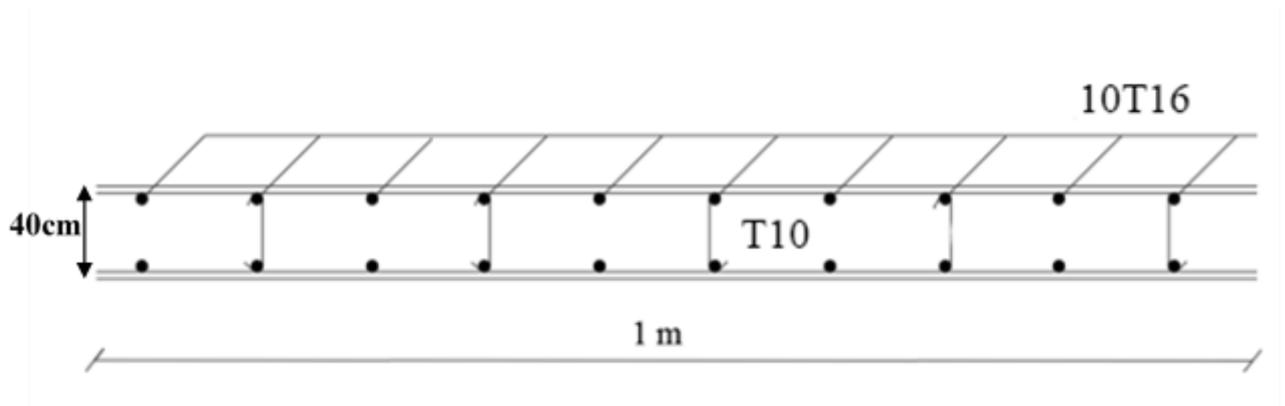


Figure VII. 4: Schéma de ferrailage du radier.

## Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis d'appliquer les connaissances théoriques acquises pour résoudre tous les problèmes réels existant concernant les études et la réalisation des structures mixte, ainsi que l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment et le choix de ces éléments et leur dimensionnement dans la conception d'un ouvrage.

Travailler sur un projet réel nous a permis d'avoir plus d'aperçu sur la construction mixte acier-béton mais aussi, cela nous a donné un avant-goût de la vie professionnelle avec toutes les exigences auxquelles doit faire face l'ingénieur qui a la lourde tâche de réaliser un travail de conception faisable tout en restant dans un contexte économique acceptable.

Nous avons approfondi nos connaissances en matière d'application des règlements tel que : EUROCODE III et IV CCM 97 RPA99 version 2003, DRT...etc.

L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape.

Enfin, nous avons réalisé que le développement du projet ne repose pas uniquement sur des calculs théoriques, mais doit également être aligné sur la pratique et l'expérience acquise sur le terrain.

## Bibliographie

- [1] Règles Parasismiques Algériennes RPA99 modifiées 2003, centre national de recherche appliquée en génie parasismique, Alger, 2003.
- [2] Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie).
- [3] EUROCODE 3. Simple Joints to Eurocode 3 Joints in steel construction : 2011.
- [4] D.T.R B.C 2.2 « Charges permanentes et sur charges d'exploitations ».
- [5] Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-44, REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 », Centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997, (Algérie).
- [6] EUROCODE 3 : Calcul des structures en acier : Règles générales et règles pour les bâtiments
- [7] EUROCODE 4 : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton
- [8] EUROCODE 4 partie 1 : « Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton ».
- [9] Règlement Neige et Vent (RNV2013).
- [10] Livre' calcul des éléments de construction métalliques (selon l'Eurocode 3), DAHMANI lahlou.
- [11] Cours charpente métallique (4ème année) ; Mr. MENNADI.
- [12] Cours béton armé (3ème année) ; Mm. HALFAIA.
- [13] Cours Calcul des planchers mixtes (3ème année) ; Mr. ZAHAF

# **Annexes**

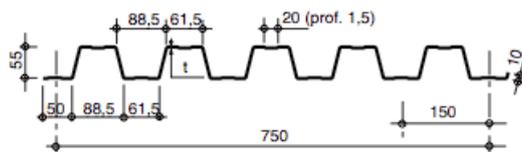
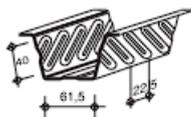
# Annexe A

## Fiche technique tôle Hi-bond 55 :

### HI-BOND 55.750



Certificat CSTBat



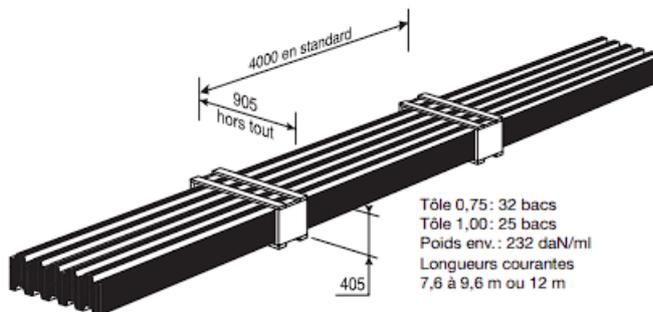
Nota : Commander des profils sans raidisseurs en fonds des nervures dans le cas de solives avec connecteurs sous le nom HI-BOND 55.750 C.

Identification

Epaisseur t en mm	Masse en kg/m <sup>2</sup>
0,75	9,56
0,88	11,23
1,00	12,83
1,20	15,30

Manutention - Emballage

Epaisseur t en mm	Masse en kg/m <sup>2</sup>
0,75	6,97
0,88	8,18
1,00	9,30
1,20	11,16



Tôle 0,75: 32 bacs  
Tôle 1,00: 25 bacs  
Poids env.: 232 daN/ml  
Longueurs courantes 7,6 à 9,6 m ou 12 m

Valeurs de calcul

Epaisseur t en mm	Epaisseur acier en mm	Aire d'acier en cm <sup>2</sup> /m	Position fibre neutre		Mt d'inertie i en cm <sup>4</sup>	Modules de résistance	
			v <sub>1</sub> en cm	v <sub>2</sub> en cm		i/v <sub>1</sub>	i/v <sub>2</sub>
0,75	0,71	11,18	2,75	2,75	57,54	20,92	20,92
0,88	0,84	13,23	2,75	2,75	68,06	24,76	24,76
1,00	0,96	15,12	2,75	2,75	77,80	28,29	28,29
1,20	1,16	18,27	2,75	2,75	94,01	34,19	34,19

### PORTÉES ADMISSIBLES AU COULAGE EN MÈTRES

Distances maximales franchissables par la tôle HI-BOND, telles que mesurées selon la figure de la colonne de gauche, admissibles sans étaie, pour chaque épaisseur de plancher, en fonction de l'épaisseur nominale t de la tôle et du nombre de travées couvertes par la tôle, pour une déformation admissible du coffrage de 1/240 ème de la portée. Les colonnes de droite indiquent la distance maximale de part et d'autre d'une file d'étais éventuelle.

Portée de coulage	Epaisseur plancher h (cm)	t = 0,75 mm				t = 0,88 mm				t = 1,00 mm				t = 1,20 mm			
		sans étais		étais		sans étais		étais		sans étais		étais		sans étais		étais	
		AA	AAA	AAAA	TT												
(acier) Portée = clair + 5 cm	10	2,70	3,60	3,33	3,35	2,85	3,80	3,52	3,63	2,96	3,95	3,66	3,97	3,14	4,18	3,88	4,23
	11	2,60	3,48	3,22	3,15	2,74	3,66	3,39	3,48	2,85	3,81	3,53	3,71	3,02	4,03	3,73	4,06
(béton) Portée = clair + 5 cm	12	2,51	3,36	3,11	2,95	2,65	3,54	3,28	3,35	2,76	3,69	3,41	3,57	2,93	3,91	3,62	3,91
	13	2,43	3,26	3,02	2,78	2,57	3,44	3,19	3,18	2,68	3,59	3,32	3,44	2,85	3,81	3,52	3,77
(bois) Portée = entraxe	14	2,37	3,17	2,94	2,64	2,50	3,34	3,09	3,01	2,61	3,49	2,23	3,33	2,76	3,70	3,42	3,64
	15	2,31	3,10	2,87	2,51	2,44	3,26	3,02	2,86	2,54	3,41	3,15	3,17	2,69	3,61	3,34	3,53
	16	2,25	3,02	2,80	2,39	2,38	3,19	2,95	2,72	2,48	3,33	3,08	3,02	2,63	3,53	3,26	3,43
	17	2,20	2,95	2,73	2,29	2,33	3,12	2,88	2,60	2,43	3,26	3,01	2,89	2,57	3,45	3,19	2,33
	18	2,15	2,89	2,67	2,19	2,28	3,05	2,82	2,49	2,37	3,19	2,95	2,77	2,52	3,38	3,13	3,21
	19	2,12	2,84	2,63	2,11	2,23	3,00	2,77	2,40	2,34	3,13	2,90	2,66	2,48	3,33	3,08	3,08
	20	2,08	2,79	2,58	2,03	2,19	2,94	2,82	2,31	2,29	3,07	2,84	2,56	2,44	3,27	3,02	2,96
	22	2,00	2,69	2,49	1,93	2,11	2,84	2,62	2,15	2,21	2,96	2,74	2,38	2,35	3,15	2,91	2,75
	24	1,94	2,60	2,41	1,85	2,05	2,76	2,55	2,01	2,14	2,88	2,66	2,23	2,27	3,05	2,82	2,58

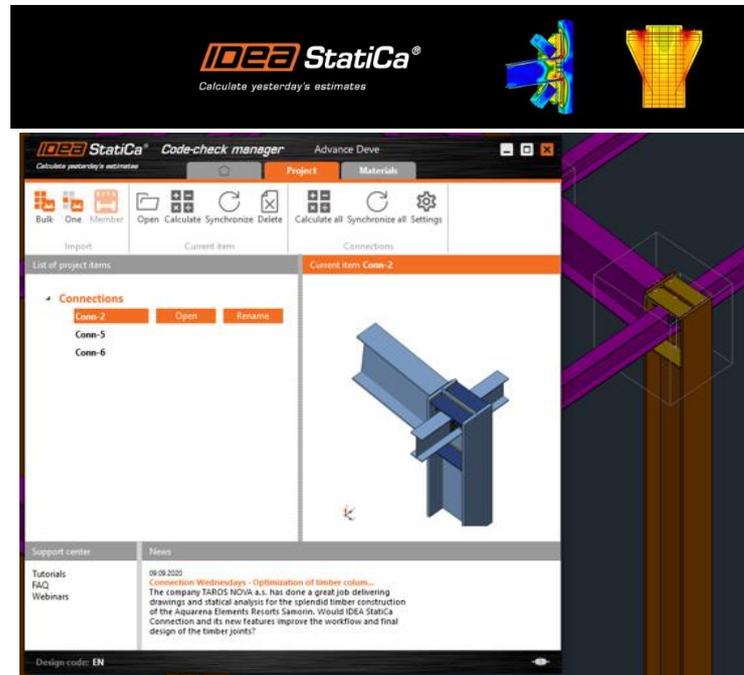
pour les valeurs en italique, l'élanement du plancher est supérieur à 36

Ces valeurs maximales conviennent lorsque les arrêts de coulage éventuels sont au droit des supports, aux extrémités des tôles et si toutes les précautions utiles sont prises au moment du coulage pour éviter une surépaisseur de béton même localisée, même temporaire, sur la tôle. En cas contraires, choisir des portées moindres.

Fixer les tôles par deux fixations au moins par bac à chaque extrémité.

## Annex B

### Logiciel IDEA STATICA:



### Description :

Vu la complexité de l'assemblage, on a opté pour un logiciel de calcul d'assemblage IDEA STATICA.

Ce logiciel nous aidera à concevoir et à vérifier le code d'une nouvelle connexion. Le choix de l'assemblage et de la conception à partir de modèles prédéfinis qui nous permet de définir certaines types de connexion en quelques secondes. Tous les articles sont disponibles dans les codes EC, AISC et CISC.

## Annex C



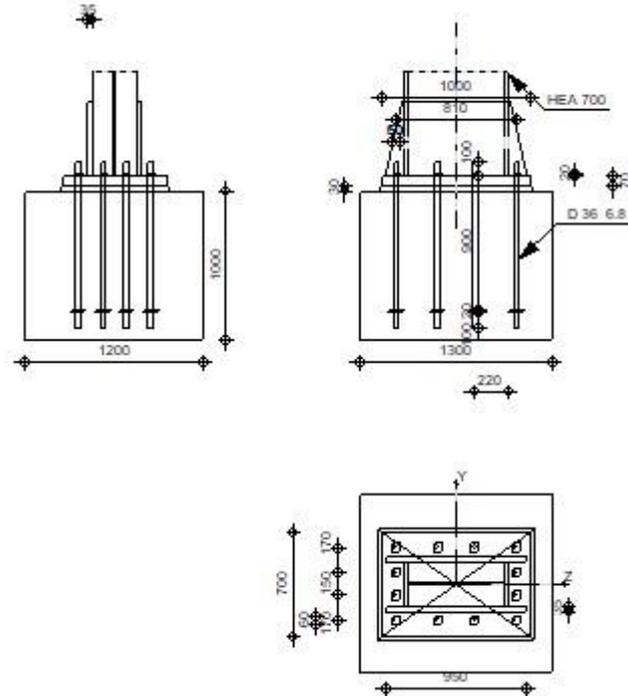
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

### Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide:  
Design of fastenings in concrete

OK

Ratio  
0,88



### Général

Assemblage N°: 3

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

### Géométrie

#### Poteau

Profilé: HEA 700

$L_c =$	5,00	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	690	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	15	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	27	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	260,48	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du poteau

$L_c = 5,00$  [m] Longueur du poteau  
 $I_{yc} = 215301,00$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
Matériau: S 275  
 $f_{yc} = 275,00$  [MPa] Résistance  
 $f_{uc} = 430,00$  [MPa] Résistance ultime du matériau

### Platine de prescellement

$l_{pd} = 1000$  [mm] Longueur  
 $b_{pd} = 700$  [mm] Largeur  
 $t_{pd} = 70$  [mm] Epaisseur  
Matériau: S 235  
 $f_{ypd} = 215,00$  [MPa] Résistance  
 $f_{upd} = 360,00$  [MPa] Résistance ultime du matériau

### Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 6.8 Classe de tiges d'ancrage  
 $f_{yb} = 410,00$  [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon  
 $f_{ub} = 600,00$  [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction  
 $d = 36$  [mm] Diamètre du boulon  
 $A_s = 8,17$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon  
 $A_v = 10,18$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon  
 $n_H = 4$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_V = 4$  Nombre de rangées des boulons  
Ecartement  $e_{Hi} = 250; 280$  [mm]  
Entraxe  $e_{Vi} = 150; 170$  [mm]

### Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 100$  [mm]  
 $L_2 = 900$  [mm]  
 $L_3 = 100$  [mm]

### Plaque d'ancrage

$l_p = 100$  [mm] Longueur  
 $b_p = 100$  [mm] Largeur

$l_p = 100$  [mm] Longueur  
 $t_p = 20$  [mm] Epaisseur  
Matériau: S 275  
 $f_y = 275,00$  [MPa] Résistance

#### Platine

$l_{wd} = 50$  [mm] Longueur  
 $b_{wd} = 60$  [mm] Largeur  
 $t_{wd} = 20$  [mm] Epaisseur

#### Raidisseur

$l_s = 950$  [mm] Longueur  
 $h_s = 500$  [mm] Hauteur  
 $t_s = 35$  [mm] Epaisseur  
 $d_1 = 20$  [mm] Grugeage  
 $d_2 = 20$  [mm] Grugeage

#### Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel  
 $\gamma_C = 1,50$  Coefficient de sécurité partiel

#### Semelle isolée

$L = 1300$  [mm] Longueur de la semelle  
 $B = 1200$  [mm] Largeur de la semelle  
 $H = 1000$  [mm] Hauteur de la semelle

#### Béton

Classe C30/37

$f_{ck} = 30,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression

#### Mortier de calage

$t_g = 30$  [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$  Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

#### Soudures

$a_p = 10$  [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_s = 15$  [mm] Raidisseurs

## Efforts

Cas: Calculs manuels

$N_{j,Ed} =$	-6024,60	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	-0,40	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	12,30	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	13,00	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	-0,60	[kN*m]	Moment fléchissant

## Résultats

### Zone comprimée

#### COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} =$	20,00	[MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	19,90	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{Mo}))}$				
$c =$	133	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	293	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	566	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	1655,38	[cm <sup>2</sup> ]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	7644,00	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$				
$F_{rd,u} =$	7114,41	[kN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j =$	0,67		Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j*F_{rd,u}/(b_{eff}*l_{eff})$				
$f_{jd} =$	28,65	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} =$	6341,27	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} =$	1993,57	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$	3006,50	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$				
$F_{c,Rd,n} =$	18168,82	[kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	5711,92	[kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	8614,15	[kN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

#### AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL =$	4,00	Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{el,y} =$	15061,82	[cm <sup>3</sup> ] Facteur élastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} =$	4142,00	[kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	684	[mm] Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$			
$F_{c,fc,Rd,y} =$	6055,05	[kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{el,z} =$	13295,45	[cm <sup>3</sup> ] Facteur élastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} =$	3656,25	[kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} =$	335	[mm] Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$			
$F_{c,fc,Rd,z} =$	10914,17	[kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

### RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd} =$	18168,82	[kN] Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{C,Rd,y} =$	5711,92	[kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$			
$F_{C,Rd,z} =$	8614,15	[kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

### Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,33 < 1,00	vérifié	(0,33)
---------------------------------------	-------------	---------	--------

$e_y =$	2	[mm] Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,y} =$	342	[mm] Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} =$	405	[mm] Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	24,50	[kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0,53 < 1,00	vérifié	(0,53)
---	-------------	---------	--------

$e_z =$	0	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,z} =$	168	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} =$	245	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} =$	1,71	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]

$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,35 < 1,00$	vérifié	(0,35)
---	---------------	---------	--------

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,88 < 1,00$	vérifié	(0,88)
--	---------------	---------	--------

## Cisaillement

### PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

#### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,92$  Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,y} = 0,92$  Coef. pour les calculs de la résistance  $F_{1,vb,Rd}$  [Tableau 3.4]

$k_{1,y} = 2,50$  Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 1671,16$  [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

#### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,83$  Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = 0,83$  Coef. pour les calculs de la résistance  $F_{1,vb,Rd}$  [Tableau 3.4]

$k_{1,z} = 2,50$  Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 1512,00$  [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

### CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,32$  Coef. pour les calculs de la résistance  $F_{2,vb,Rd}$  [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 10,18$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 600,00$  [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 154,88$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

## RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} =$	58,13	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 =$	2,00		Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} =$	2,16		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$				
$F_{v,Rd,cp} =$	53,82	[kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

## ECRASEMENT DU BORD DU BETON

### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 =$	256,2	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y} =$	0,46		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y} =$	1,00		Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y} =$	0,84		Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y} =$	1,00		Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y} =$	1,00		Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y} =$	1,00		Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} =$	2,16		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,y} =$	45,75	[kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]
------------------	-------	------	---	-------------

### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 =$	146,9	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} =$	0,97		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z} =$	1,00		Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z} =$	0,99		Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z} =$	1,00		Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z} =$	1,00		Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z} =$	1,00		Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} =$	2,16		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$$V_{Rk,c,z} = \frac{146,9}{4} \text{ [kN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 65,04 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

### GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$N_{c,Ed} = 6024,60 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de compression} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 1807,38 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance au glissement} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

### CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 2356,35 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 2453,26 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

## Contrôle des raidisseurs

### Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$$M_1 = 56,81 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \quad \text{Moment fléchissant du raidisseur}$$

$$Q_1 = 733,03 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant du raidisseur}$$

$$z_s = 147 \text{ [mm]} \quad \text{Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)}$$

$$I_s = 123740,44 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du raidisseur}$$

$$\sigma_d = 3,54 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_g = 19,41 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans les fibres supérieures} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\tau = 41,89 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle dans le raidisseur} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_z = 72,64 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0 \quad (6.1) \quad 0,34 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,34)$$

### Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$$\sigma_{\perp} = 39,82 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad \text{[4.5.3.(7)]}$$

$$\tau_{\perp} = 39,82 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad \text{[4.5.3.(7)]}$$

$\sigma_{\perp} =$	39,82	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	-0,03	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	0,18	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)			0,15 < 1,00	vérifié (0,15)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,22 < 1,00	vérifié (0,22)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,22 < 1,00	vérifié (0,22)

## Soudures verticales des raidisseurs

### Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	157,64	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,76 < 1,00	vérifié (0,76)

## Soudures horizontales des raidisseurs

### Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	132,91	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	132,91	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	59,68	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	285,20	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,79 < 1,00	vérifié (0,79)

## Rigidité de l'assemblage

### Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	293	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	566	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1.275 \cdot E)$				
$k_{13,y} =$	50	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	348	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	64	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				

$k_{15,y} =$	197	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	426	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	3	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,20		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	2463806,33	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	2712792,60	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]
<b>Moment fléchissant <math>M_{j,Ed,z}</math></b>				
$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{A_{c,z}} / (1.275 \cdot E)$				
$k_{13,z} =$	68	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	288	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	49	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z} =$	364	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	426	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$k_{16,z} =$	3	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0,84		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	796332,31	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	153452,88	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

### Composant le plus faible:

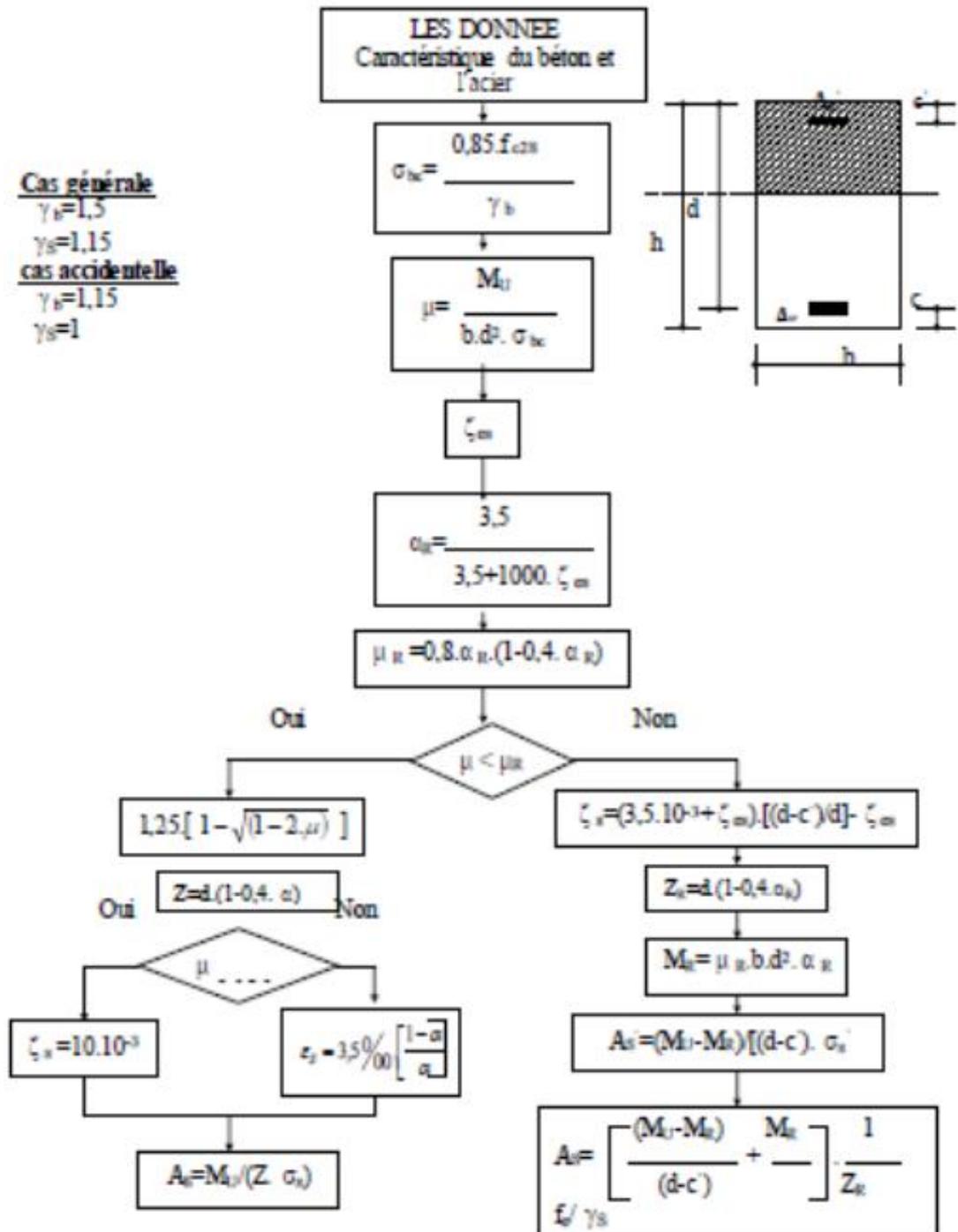
FONDATION EN PRESSION DIAMETRALE

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,88
--	-------	------



## Annexe D

### ORGANIGRAMME -1- SECTION RECTANGULAIRE A L'ELU EN FLEXION SIMPLE

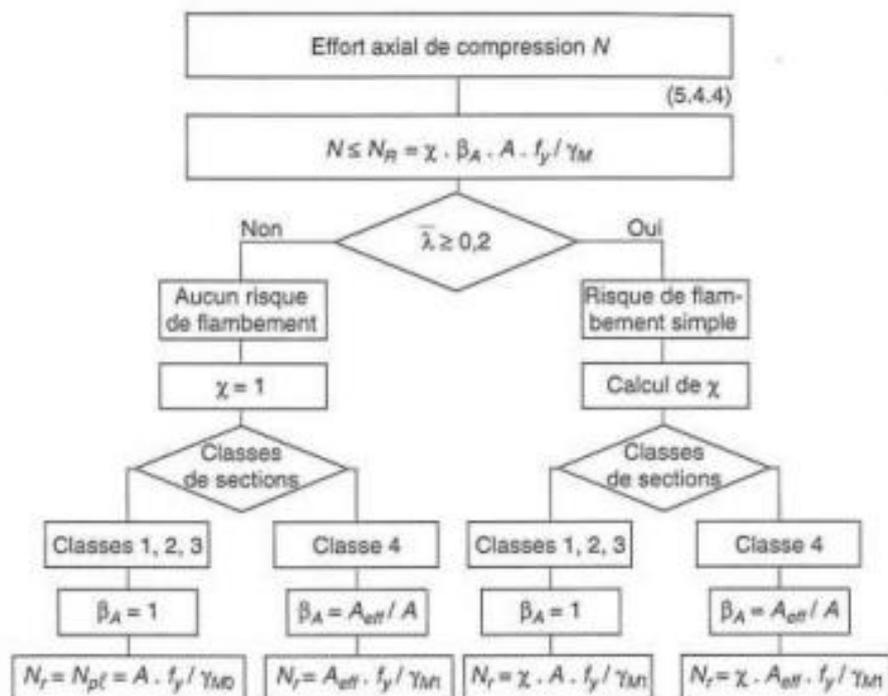


$\Phi$ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	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	150,80
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	15,38	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

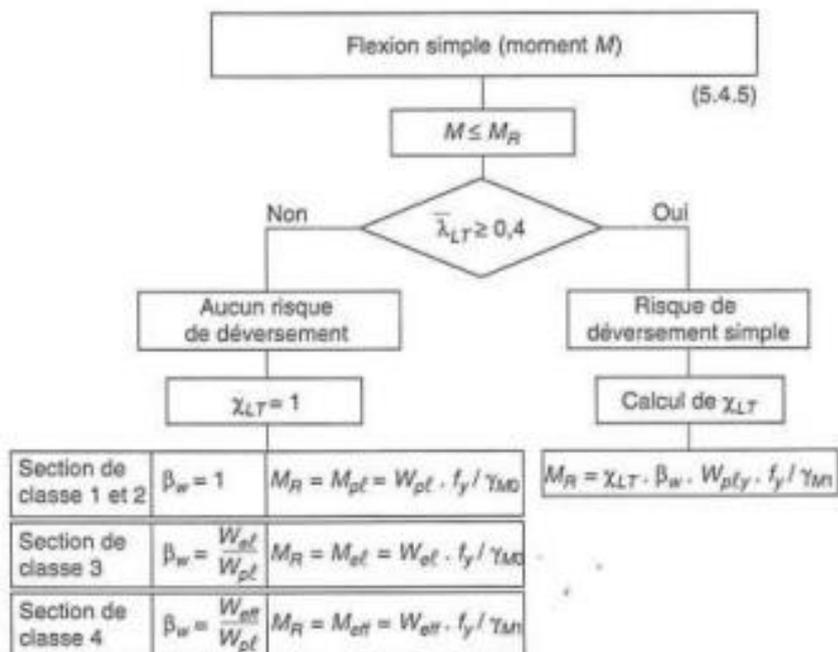
## Annex E

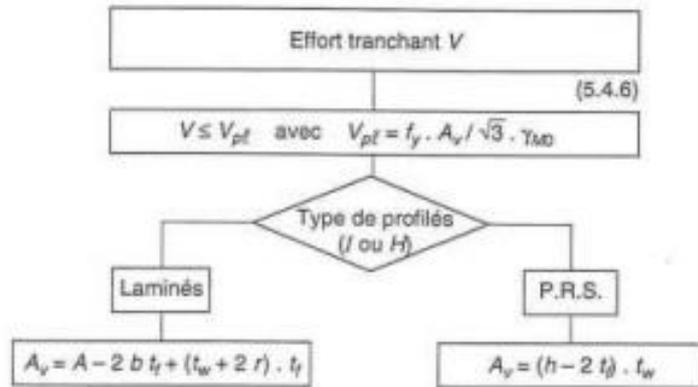
Valeur de  $\chi$  en fonction de  $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de $\chi$ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

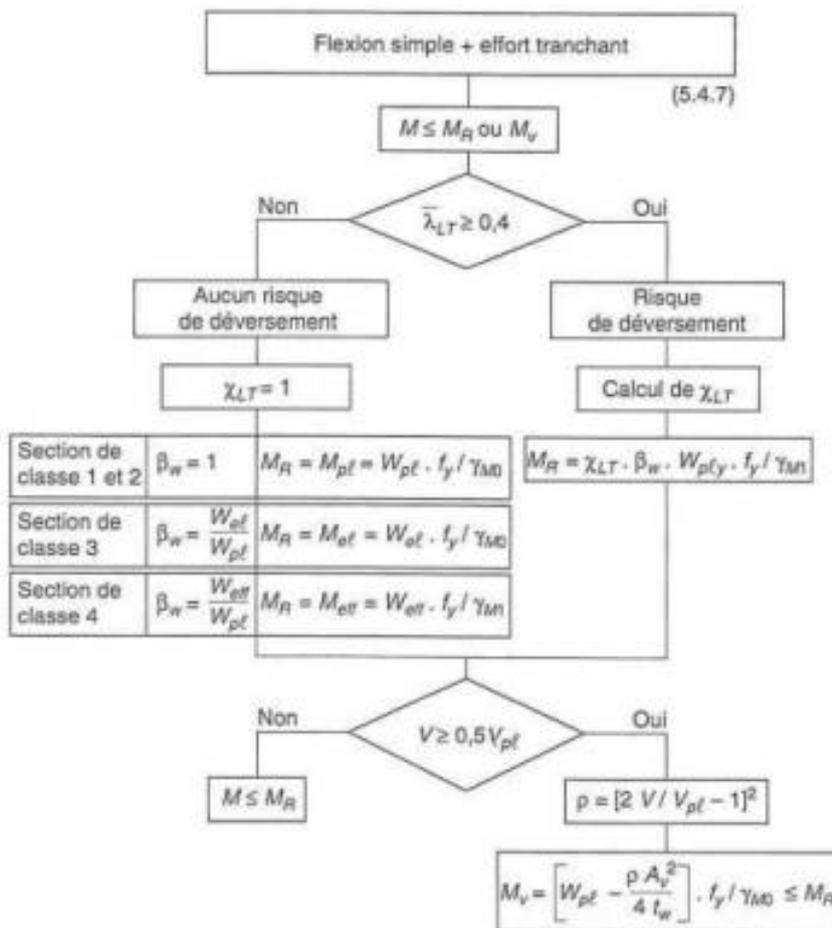


- Figure 112 -





- Figure 113-B -



**Tableau des caractéristiques du bac d'acier utilisé dans ce projet :**

