

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique & Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

جامعة الجيلالي بونعامة بخميس مليانة
Université Djilali BOUNAMAA de Khemis Miliana « »

كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté Des Sciences et de la Technologie
قسم التكنولوجيا
Département de la Technologie



Mémoire de Fin d'Etudes

Pour l'Obtention du Diplôme de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème :

**Etude de l'effet de site sur le comportement
d'une structure en charpente métallique**

Présenté par :

M^{elle}. MAKHLOUF Achwaq
M^{elle}. BOUCEFIANE Achwak

Devant les membres du jury :

Dr. BENYAMINA Smain	Président
Dr. HAMLI BENZAHAR Hamid	Encadreur
Dr. YAHMI Djamal	Examineur

Promotion 2021-2022

Remerciements

Tout d'abord, je tiens à rendre grâce à Dieu pour m'avoir donné la santé, la volonté et la patience pour mener à terme ma formation à l'université et pour pouvoir réaliser ce travail.

*Nous présentons notre sincère remerciement à notre promoteur **Dr. HAMLI Benzahara Hamid** d'avoir accepté diriger ce travail, nous le remercions également pour son aide effective et dont les conseils nous ont été très précieux.*

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider de d'examiner ce modeste travail.

A Tous les enseignants du département de génie civil de l'université Djilali Bounaama de Khemis Miliana qui ont contribué à notre formation.

*Je remercie également l'ingénieur civil **Oussama Taibi**, et **Moussa Chemani**, je la remercie très chaleureusement.*

A tous et toutes les personnes, par leurs un couragement et le temps qu'ils nous ont consacrées qui de près ou de loin ont contribué à la finalisation de ce mémoire.

Merci !

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail de fin d'études :

*À la mémoire de mon très cher **PAPA**, symbole de bonté, de sagesse et d'amour, tu as été toujours un exemple à suivre pour tes qualités humaines, ta persévérance et ton perfectionnisme, aucun hommage ne saurait transmettre à sa juste valeur, l'amour, le dévouement et le respect que je porte pour toi, j'aurais bien aimé que tu sois parmi nous pour que nous partagions ensemble ce bonheur. Puisse Dieu te réserve sa clémence et sa bien large miséricorde et t'accueillir en son vaste paradis auprès des prophètes et des sains.*

*À ma **maman** synonyme de compréhension, de courage et de gentillesse, sans toi, je ne suis rien, mais grâce à toi je suis là où je suis maintenant, tes prières ont été pour moi un grand soutien tout au long de mes études. Merci d'avoir été toujours là pour moi, toi qui m'as donné tant de chose et tu continues à le faire sans jamais te plaindre. J'aimerais pouvoir te rendre tout l'amour et la dévotion que tu m'as offerts, mais une vie entière n'y suffirait pas, que Dieu vous préserve une longue vie heureuse.*

- *Mes sœurs : **Assoma** ; **Nanou** et **Rimas***
 - *et mes frères : **Mokhtar** et **yahya**.*
- *à toute ma famille **Makhlouf**, en tête de liste ma tante "**Malika**" qui m'a beaucoup aidée à réaliser ce travail*
- *Sans oublier **Hiboucha** pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.*

Achwaq Makhlouf

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

- *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui été à mes cotes et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
 - *Mon frère : Hicham*
 - *à toute ma famille*
 - *Toute la promotion 2022*
 - *Mes amis sans exception*
- *En fin, je dédie mon confrère qui m'en travail en binôme*
MAKHLOUF Achwaq *qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

Boucefiane Achwak

ملخص

الغرض من هذا البحث هو دراسة تأثير الموقع على سلوك الهيكل المعدني مع مراعاة قواعد الحساب (RPA 99 إصدار 2003 و Eurocode 3). ستم دراسة الهيكل المعدني في عدة مواقع سيتم تحديد النزوح والدور وتأثيرات $P\Delta$. تبدأ الدراسة بهبوط الأحمال من أجل تحديد أبعاد مسبقة للعناصر الهيكلية (العوارض، الروافد والدعامات)، ثم دراسة زلزالية يتبعها التحقق من التجمعات الملحومة والمثبتة ببراعي. ستم مقارنة النتائج التي تم العثور عليها في كل موقع تم النظر فيه مع بعضها البعض.

الكلمات الرئيسية: الهيكل، الإطار الفولاذي، الموقع، الدعامة، الإزاحة.

Résumé

Le but de cette recherche est d'étudier l'effet de site sur le comportement sismique d'une structure métallique tout en respectant les règles de calcul (RPA 99 version 2003 et Eurocode 3). La structure métallique sera implantée en plusieurs sites dont les déplacements, périodes et effets $P\Delta$ seront déterminés. L'étude est commencée par la descente des charges afin de pré-dimensionner les éléments structuraux (poutres, solives et poteaux), en suite une étude sismique suivie par une vérification des assemblages boulonnés et soudés. Les résultats trouvés en chaque site considéré, seront comparés entre eux.

Mots clés : Structure, charpente métallique, site, contreventement, déplacement.

Abstract

The purpose of this research is to study the site effect on the behavior of a steel structure designed according the to (RPA 99 version 2003 and Eurocode 3). The steel structure will be implanted in several sites whose displacements, periods and $P\Delta$ effects will be determined. The study begins with the descent of the loads in order to pre-dimension the structural elements (beams, joists and columns), then a seismic study followed by a verification of the bolted and welded assemblies. The results found at each site considered will be compared with each other.

Key words: Structure, structural steel, site, bracing, displacement.

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
-----------------------------------	----------

Chapitre I : Présentation du Projet

I.1. Introduction.....	2
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	2
I.3. Caractéristiques géométriques de la structure.....	3
I.3.1. Dimension en élévation.....	3
I.3.2. Dimension en plan	3
I.4. Élément de l'ouvrage	4
I.4.1. Ossature de l'ouvrage.....	4
I.4.2. Planchers	4
I.4.3. Escalier.....	4
I.4.4. Maçonnerie	4
I.4.5. Toiture.....	4
I.5. Matériaux utilisée.....	5
I.5.1. L'acier	5
I.5.1.1. La caractérisation mécanique de l'acier.....	5
I.5.2. Béton	6
I.5.2.2. Résistance du béton.....	7
I.6. Les assemblages.....	8
I.6.1. Le boulonnage.....	8
I.6.2. Le soudage	9

Chapitre II : Descente Des Charges

II.1. Introduction	10
II.2. Charge permanente	10
II.2.1. Plancher terrasse	10
II.2.2. Plancher courant	11
II.2.3. Maçonnerie	12
II.2.4. Murs intérieurs.....	12
II.3. Surcharges d'exploitations	12
II.4. Charge climatique.....	12
II.4.1. Etude de neige	12
II.4.2. Etude de vent	13

II.4.2.1. Les coefficient du calcul.....	14
II.4.2.2. Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn}	15
II.4.2.3. Coefficient de pression extérieur (C_{pe}).....	16
II.4.2.4. Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi}	20
II.4.2.4. Vérification aux frottements.....	22

Chapitre III : Pré-Dimensionnement Des Eléments Structuraux

III.1. Introduction	23
III.2. Principes du règlement CCM97	23
III.3. Classification des sections transversales selon le CCM97	23
III.4. Coefficient partiel de sécurité.....	24
III.5. Valeurs limites des flèches	25
III.6. Pré-dimensionnement.....	25
III.6.1. Les solives	25
III.6.1.1. Solives de plancher terrasse	25
III.6.1.2. Solives de plancher courant.....	28
III.7. Les poutres principales.....	31
III.7.1. Poutre de plancher terrasse.....	31
III.7.2. Poutre de plancher courant	33
III.8. les poteaux.....	36
III.8.1. Prenant le cas le plus défavorable (poteau central)	36
III.8.2. Les charges reprises par le poteau	36
III.9. Les escaliers	38
III.9.1. Evaluation des charges	38
III.9.2. Dimensions des escaliers.....	39
III.10. Calcul du limon	43
III.11. Calcul de la poutre palière.....	43

Chapitre IV : Etude De Plancher Collaborant

IV.1. Introduction	45
IV.2. Description d'un plancher collaborant	45
IV.3. Calcul du plancher courant	46
IV.4. Calcul du plancher terrasse	49
IV.5. Etude des connecteurs	51

Chapitre V : Etude Sismique

V.1. Introduction	54
V.2. Objectif de l'étude dynamique	54
V.2.1. Caractéristiques dynamiques.....	54
V.3. Critères de classification par le RPA99 version2003 [1]	56
V.3.1. Classification des zones sismique	56
V.3.2. Classification de l'ouvrage.....	56
V.4. Calcul par la méthode modale spectrale.....	56
V.4.1. Caractéristiques dynamique propres du model	64
V.4.2. Vérification de l'effort Sismique à la base	67
V.4.3. Vérification des déplacements latéraux inter-étages.....	68
V.4.4. Vérification de l'effet P- Δ	73
V.4.5. Vérification du moment de renversement Mx/N	76

Chapitre VI : Etude Comparative

VI. Introduction	77
VI.2 .Comparaison	87
VI.3. Résultats et discussions	89

Chapitre VII : Etude d'assemblage

VII.1. Introduction.....	90
VII.2. Fonctionnement des assemblages	90
VII.2.1. Le boulonnage	90
VII.2.2. Le soudage	91
VII.2.3. Fonctionnement par adhérence	91
VII.2.4. Coefficients partiels de sécurité (Eurocode4).....	91
VII.2.5. Coefficient de frottement.....	91
VII.2.6. Rôle des assemblages.....	91
VII.3. Calcul des assemblages.....	92
VII.3.1. Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale)	92
VII.3.2. Vérification d'un assemblage solive - poutre principale	93
VII.3.3. Assemblage poteau- poutre (HEB240 ; IPE360).....	96
VII.3.4. Choix du gousset.....	97
VII.3.4.1. Disposition constructive	97
VII.3.4.2. Vérification de la pression diamétrale	98

VII.3.5. Diagonales des contreventements	99
VII.3.6. Bases des poteaux	105
VII.3.6.1. Plaque d'assise.....	105
VII.3.6.2. Dimensionnement et vérification de la butée	107
VII.7. Tige d'ancrage	108
VII.7.1. Dimensionnement les tiges d'ancrage	109
VII.7.1. Dimensionnement de la longueur de tige d'ancrage	109

Chapitre VIII : Etude De L'infrastructure

VIII.1. Introduction	111
VIII.2. Etude préliminaire du choix de type de semelle.....	111
VIII.2.1. Calcul des fondations	111
VIII.3. Choix du type de fondation	112
VIII.3.1. Semelles filantes.....	113
VIII.3.1.1. Vérification.....	114
VIII.3.2. Radier générale.....	115
VIII.3.2.1. Introduction	115
VIII.3.2.2. Surface nécessaire	115
VIII.3.2.3. Pré dimensionnement de radier	116
VIII.3.2.4. Les vérifications nécessaires	118
VIII.3.2.5. Caractéristiques géométriques du radier	119
VIII.3.2.6. Calcul des contraintes.....	120
VIII.3.3. Ferrailage du radier	122
VIII.3.4. Ferrailage des nervures.....	125
VIII.3.5. Armature de peau	128
VIII.3.6. Ferrailage des nervures	128
Conclusion générale..	130

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II : Descente Des Charges	
Tableau II.1 : Charge permanente d'un plancher terrasse.....	10
Tableau II.2 : Charge permanente d'un plancher courant.	11
Tableau II.3 : Charge permanente des murs extérieurs.	12
Tableau II.4 : Charge permanente pour les murs intérieurs.	12
Tableau II.5 : Définition des catégories de terrain.	15
Tableau II.6 : Valeur de la pression dynamique pour les différents niveaux et toiture.....	15
Tableau II.7 : Coefficient extérieur ($C_{pe,10}$) des parois verticales (A, B, C, D, E).	17
Tableau II.8 : Coefficients extérieurs ($C_{pe,10}$) des parois verticales (A', B, D, E).	18
Tableau II.9 : Coefficient extérieure ($C_{pe,10}$) des parois verticales (F, H, G, I).....	20
Tableau II.10 : Tableau due au vent paroi.....	20
Tableau II.11 : Tableau due au vent paroi.....	21
Chapitre III : Pré-Dimensionnement Des Eléments Structuraux	
Tableau III.1 : Valeurs limites des flèches verticales.	25
Tableau III.2 : Evaluation des charges et surcharges.	28
Tableau III.3 : Evaluation des charges et surcharges.	31
Tableau III.4 : Evaluation des charges et surcharges.	33
Tableau III.5 : Evaluation des charges reprise par le poteau.	37
Tableau III.6 : Evaluation des charges et surcharges du palier.....	38
Tableau III.7 : Evaluation des charges et surcharges de la volée.....	39
Tableau III.8 : Evaluation des charges et surcharges.	42
Tableau III.9 : Evaluation des charges et surcharges.	43
Tableau III.10 : Evaluation des charges et surcharges du palier.....	44

Chapitre V : Etude Sismique

Tableau V.1 : Coefficient d'accélération de zone A.....	60
Tableau V.2 : Valeurs de T1 et T2	60
Tableau V.3 : Valeurs de DX et Dy.....	62
Tableau V.4 : Valeurs des pénalités Pq	63
Tableau V.5 : Paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment.....	64
Tableau V.6 : Vérification de la période fondamentale.....	64
Tableau V.7 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle.....	65
Tableau V.8 : Vérification des efforts tranchants à la base pour le site rocheux.....	67
Tableau V.9 : Vérification des efforts tranchants à la base pour le site Ferme.....	67
Tableau V.10 : Vérification des efforts tranchants à la base pour le site Meuble.....	68
Tableau V.11 : Vérification des efforts tranchants à la base pour le site très Meuble.....	68
Tableau V.12 : Vérification des déplacements inter étages Sens X-X pour le site rocheux.....	69
Tableau V.13 : Vérification des déplacements inter étages Sens Y-Y pour le site rocheux.....	69
Tableau V.14 : Vérification des déplacements inter étages Sens X-X pour le site Ferme.....	70
Tableau V.15 : Vérification des déplacements inter étages Sens Y-Y pour le site Ferme.....	70
Tableau V.16 : Vérification des déplacements inter étages Sens X-X pour le site Meuble.....	71
Tableau V.17 : Vérification des déplacements inter étages Sens Y-Y pour le site Meuble.....	71
Tableau V.18 : Vérification des déplacements inter étages Sens X-X pour le site très Meuble.....	72
Tableau V.19 : Vérification des déplacements inter étages Sens Y-Y pour le site très Meuble.....	72
Tableau V.20 : Vérification l'effet P- Δ inter étages Sens X-X pour le site rocheux.....	74
Tableau V.21 : Vérification l'effet P- Δ inter étages Sens Y-Y pour le site rocheux.....	74
Tableau V.22 : Vérification l'effet P- Δ inter étages Sens X-X pour site Ferme.....	74
Tableau V.23 : Vérification l'effet P- Δ inter étages Sens Y-Y pour site Ferme.....	75

Tableau V.24 : Vérification l'effet P- Δ inter étages Sens X-X pour site Meuble.....	75
Tableau V.25 : Vérification l'effet P- Δ inter étages Sens Y-Y pour site Meuble.....	75
Tableau V.26 : Vérification l'effet p- Δ inter étages Sens X-X pour site très Meuble.....	76
Tableau V.27 : Vérification l'effet P- Δ inter étages Sens Y-Y pour site très Meuble.....	76
Tableau V.28 : Vérification du moment de renversement dans chaque site.....	76
Chapitre VI : Etude Comparative	
Tableau VI.1 : Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens X et You bien 0.8 G+E.....	77
Tableau.VI.2 : Vérification dans le sens X et sens Y de l'effet P- Δ	78
Tableau.VI.3 : Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens X et Y.	79
Tableau VI.4 : Vérification dans le sens X et sens Y de l'effet P- Δ	81
Tableau VI.5 : Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens X et Y.	82
Tableau VI.6 : Vérification dans le sens X et Y de l'effet P- Δ	83
Tableau VI.7 : Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens X et Y.	84
Tableau VI.8 : Vérification dans le sens X et Y de l'effet P- Δ	86
Chapitre VII : Etude d'assemblage	
Tableau VII.1 : Caractéristique des boulons ordinaires et HR.....	91
Chapitre VIII : Etude De L'infrastructure	
Tableau VIII.1 : Section des semelles filantes	113
Tableau VIII.2 : Section des semelles filantes	114
Tableau VIII.3 : Contraintes sous le radier à l'ELU.....	121
Tableau VIII.4 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	121
Tableau VIII.5 : Calcul des moments à l'ELU.....	123

Tableau VIII.6 : Calcul des moments à l'ELS.....	123
Tableau VIII.7 : Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier.....	124
Tableau VIII.8 : Vérification des contraintes.....	125
Tableau VIII.9 : Ferrailage des nervures suivant x-x.....	125
Tableau VIII.10 : Ferrailage des nervures suivant y-y.....	126
Tableau VIII.11 : Vérification des contraintes.....	126
Tableau VIII.12 : Espacement des armatures transversales.....	128
Tableau VIII.13 : Choix des armatures transversales.....	128

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation du Projet	
Figure I.1 : Présentation de la structure.....	2
Figure I.2 : Vue en plan.....	3
Figure I.4 : Diagramme contraintes-déformation d'acier.....	5
Figure I.5 : Diagramme contrainte -déformations du béton à L'ELU	7
Figure I.6 : Assemblage boulonné.....	8
Figure I.7 : Assemblage soudé.....	9
Chapitre II : Descente Des Charges	
Figure II.1 : Plancher courant.....	11
Figure II.2 : Action du vent	13
Figure II.3 : Organigramme de la pression du vent.....	14
Figure II.4 : Répartition de la pression dynamique.....	16
Figure II.5 : Légende pour les parois verticale (sens X).....	17
Figure II.6 : Valeur de C_{pe} pour les parois verticales (sens x).....	17
Figure II.7 : Légende pour les parois verticales (Sens-y).....	18
Figure II.8 : Valeur de C_{pe} pour les parois verticales (Sens-y).....	19
Figure II.9 : Parois de toiture.....	19
Chapitre III : Pré-Dimensionnement Des Eléments Structuraux	
Figure III.1 : Lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section	24
Figure III.2 : Les types d'escaliers.....	38
Figure III.3 : Dimensions des escaliers.....	39
Figure III.4 : Schéma statique de l'escalier.....	40
Figure III.5 : Inclinaison de la volée.	41
Chapitre IV : Etude De Plancher Collaborant	
Figure IV.1 : Plancher collaborant (mixte).....	45
Figure IV.2 : Dimensions de la poutre mixte.....	46
Figure IV.3 : Dimension du goujon à tête.....	51
Figure IV.4 : Schéma des connecteurs.....	52

Chapitre V : Etude Sismique	
Figure V.1 : Spectre de réponse.....	58
Figure V.2 : Spectre de réponse pour les différents sites.....	59
Figure V.3 : Comportement des trois premiers modes pour le site rocheux.....	67
Chapitre VI : Etude Comparative	
Figure VI.1 : Variation des déplacements enter-étage en fonction de la hauteur du bâtiment (site1).....	77
Figure VI.2 : Variation des déplacements en fonction de la hauteur du bâtiment (site1).....	78
Figure VI.3 : Variation des effets P- Δ en fonction de la hauteur du bâtiment (site1).....	79
Figure VI.4 : Variation des déplacements enter-étage en fonction de la hauteur du bâtiment (site2).....	80
Figure VI.5 : Variation des déplacements en fonction de la hauteur du bâtiment (site2).....	80
Figure VI.6 : Variation des effets P- Δ en fonction de la hauteur du bâtiment (site2).....	81
Figure VI.7 : Variation des déplacements enter-étage en fonction de la hauteur du bâtiment (site3).....	82
Figure VI.8 : Variation des déplacements en fonction de la hauteur du bâtiment (site3).....	83
Figure VI.9 : Variation des effets P- Δ en fonction de la hauteur du bâtiment (site3).....	84
Figure VI.10 : Variation des déplacements enter-étage en fonction de la hauteur du bâtiment (site4).....	85
Figure VI.11 : Variation des déplacements en fonction de la hauteur du bâtiment (site4).....	85
Figure VI.12 : Variation des effets P- Δ en fonction de la hauteur du bâtiment (site4).....	86
Figure VI.13 : Variation de périodes selon différentes sites.....	87
Figure VI.14 : Variation de déplacements selon différentes sites.....	87
Figure VI.15 : Variation de forces sismiques à la base selon différentes sites.....	88
Figure VI.16 : Variation de l'effet P- Δ selon différentes sites.....	88

Chapitre VII : Etude d'assemblage	
Figure VII.1 : Assemblage solive-poutre principale.....	92
Figure VII.2 : Liaison solive / poutre.....	92
FigureVII.3 : Cornière de liaison.....	94
Figure VII.4 : L'espace des éléments d'attache.....	95
Figure VII.5 : Position de l'assemblage.	96
Figure VII.6 : Assemblage poutre-poteau.	97
Figure VII.7 : Assemblage Poteau- poutre.	99
Figure VII.8 : Double cornières.....	99
Figure VII.9 : Assemblage poutre-poteau-diagonale.	100
Figure VII.10 : Dimensionnement du gousset.....	101
Figure VII.11 : Assemblage cornière-poteau.	102
Figure VII.12 : Assemblage cornière-Gousset.	103
Figure VII.13 : Les dimensions de fer plat.....	104
Figure VII.14 : Vue en plan de la platine.	106
Figure VII.15 : Vue en élévation de la butée.....	108
Figure VII.16 : Les tiges d'ancrage.....	108
Figure VII.17 : Dimension de la tige d'ancrage.....	110
Chapitre VIII : Etude De L'infrastructure	
Figure VIII.1 : Disposition des poteaux.....	112
Figure VIII.2 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	115
Figure VIII.3 : Présentation de la zone d'impacte de la charge concentrée	118
Figure VIII.4 : Contrainte sous le radier	120
Figure VIII.5 : Ferrailage des nervures sens x-x.....	129
Figure VIII.6 : Ferrailage des nervures sens y-y.....	129

LISTE DES SYMBOLES

LES CHARGES :

- G : Charge permanente.
- Q : Charge d'exploitation.
- S : Surcharge climatique de la neige.
- W : Surcharge climatique du vent.

LES CARACTERISTIQUE D'UN PROFILES EN I OU H :

- b : La longueur de la semelle.
- d : la hauteur de l'âme.
- h : hauteur du profilé.
- t : Epaisseur d'une semelle de profile.
- t : Epaisseur de l'âme de profile.

MAJUSCULES LATINES :

- A : Section brute d'une pièce.
- A_{net} : Section nette d'une pièce.
- A_w : Section de l'âme.
- A_p : Surface portante.
- A_s : Aire de la section résistante a la traction du boulon.
- A_v : Aire de cisaillement.
- E : Module d'élasticité longitudinale.
- F : Force en générale.
- F_p : Force de calcul précontrainte.
- F_s : Résistance d'un boulon au glissement.
- I : Moment d'inertie.
- K_0 : Coefficient de flambement.
- K_t : Facture de terrain.
- K_c : Coefficient de rigidité des poteaux.
- K_{ij} : Coefficient de rigidité des poutres.
- L : Longueur.
- M : Moment de flexion.

- M_{sd} : Moment fléchissant sollicitant.
- M_{rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
- M_{pl} : Moment plastique.
- M_{cr} : Moment critique.
- N_{sd} : Effort normal sollicitant.
- $N_{t, sd}$: Effort normal de traction.
- $N_{c, sd}$: Effort normal de compression.
- $N_{pl, rd}$: Effort normal de la résistance plastique.
- N_u : Effort normal ultime.
- N_j : Force d'adhérence avec le béton.
- W : Point de la structure.
- W_{pl} : Module de résistance plastique.
- W_{el} : Module de résistance élastique.
- V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.
- $V_{réf}$: Vitesse de référence de vent.
- V_m : Vitesse moyenne du vent.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_r : Coefficient rugosité.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_d : Coefficient dynamique.
- G : Module d'élasticité transversale.
- R : Coefficient de comportement de la structure.

MINUSCULES LATINES :

- b : Largeur d'âme.
- b_{eff} : Largeur efficace.
- c_i : Coefficients.
- d : Entraxe.
- f : flèche d'une poutre.
- f_y : Limite d'élasticité d'un acier.
- f_u : Contrainte de rupture d'une pièce.

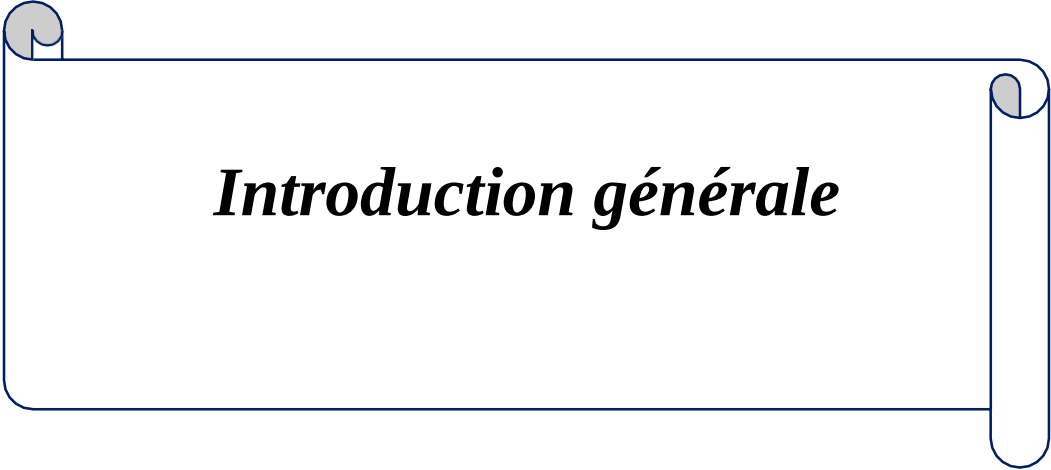
- f_{cd} : Valeur de calcul de la résistance en compression sur cylindre du béton de fondation.
- h : Hauteur.
- t : Epaisseur d'une pièce.
- t_w : Epaisseur de l'âme.
- t_f : Epaisseur de la semelle.
- t_{wc} : Epaisseur âme poteau.
- t_{fc} : Epaisseur âme semelle.

MINUSCULES GREQUES :

- X_{LT} : Coefficient de réduction de déversement.
- X : Coefficient de réduction de flambement.
- β_w : Facteur de corrélation.
- β_M : Facteur de moment uniforme équivalent.
- β_j : Coefficient relatif a la liaison.
- γ_c : Coefficient de sécurité sur les propriétés du béton.
- γ_M : Coefficient de sécurité.
- γ_{MB} : Coefficient de sécurité de boulon.
- γ_{Ms} : Coefficient partiel de sécurité.
- $\overline{\lambda}_{LT}$: Élancement de déversement.
- $\overline{\lambda}$: Élancement.
- $\emptyset_{LT}$: Rotation de déversement.
- $\emptyset$: Rotation.
- α : Facture d'imperfection.
- α_{LT} : Facteur d'imperfection pour le déversement.
- τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.
- μ : Coefficient de frottement.
- σ : Contrainte normale.
- η : Facteurs de distribution.
- ε : Coefficient de rédaction élastique de l'acier.

CONTRAINTE DE BETON :

- μ : Coefficient de forme de la charge de neige.
- η : Facture de correction d'amortissement.
- δek : Déplacement du aux force séismique.
- δ : Décrément logarithmique d'amortissement.

A decorative horizontal scroll graphic with a light gray fill and a dark blue outline. It has rounded ends and a small circular detail on the right side, resembling a scroll or a ribbon.

Introduction générale

Introduction générale

La construction des ouvrages en acier ou béton, par les différentes méthodes et matériaux connues, a subi un énorme développement et une grande progression, en passant par des petites maisons rudimentaires aux grands palais et ouvrages d'art. Cette progression est la conséquence de plusieurs facteurs, en particulier les nouvelles méthodes des études et des conceptions, et l'utilisation des logiciels de calcul pour avoir une meilleure optimisation. Pour importe le projet de construction il existe divers procédés de conception et de réalisation selon les besoins et les capacités :, charpente en bois ou charpente métallique.

L'acier est livré au constructeur sous forme de profilés. Ceux-ci comportent des profilés normalisés, IPE (profil européen en forme de I), utilisées pour les éléments sollicités en flexion, HE (A, B, C et D) utilisés pour ceux qui sont sollicités en compression et U (en forme de U) permettant de reconstituer des profils composés.

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique à usage d'habitation à zone d'Ain Defla, afin de déterminer les effets qui se produisent lors du changement de site.

Notre travail est composé d'une introduction générale et de plusieurs chapitres

Chapitre 1 : qui est consacré aux généralités et présentation du projet ;

Chapitre 2 : portera sur descente des charges ;

Chapitre 3 : dimensionnement des éléments structuraux ;

Chapitre 4 : concernant l'étude du plancher collaborant ;

Chapitre 5 : est axé sur le comportement de la structure métallique vis-à-vis du séisme à un utilisant par la méthode modale spectrale, selon le règlement RPA99 version 2003, grâce à logiciel ETABS.

Chapitre 6 : étude comparative.

Chapitre 7 : calcul des assemblages

Chapitre 8 : calcul de l'infrastructure.

Enfin une conclusion générale et des recommandations pour des développements futurs sont présentées.

Chapitre I :
Présentation du Projet

Chapitre I : Présentation du Projet

I.1. Introduction

Notre choix de projet de fin d'étude s'est porté sur l'étude d'un ouvrage en construction métallique suite à notre option métallique, sur la base des nouveaux règlements.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage est un bâtiment qui présente une forme en plan semblable à un rectangle, cette structure située à Ain Defla composé d'un RDC et 5 étages, elle sera implantée dans une zone moyenne de sismicité (**zone IIb**), selon le classement établis par les Règles Parasismiques Algériennes RPA [1].

Le bâtiment occupe une assiette de **228.16 m²** avec une hauteur **19.38 m**. L'ossature est formée d'une structure en charpente métallique (poteaux, poutres) et de planchers mixtes collaborant (béton-acier).

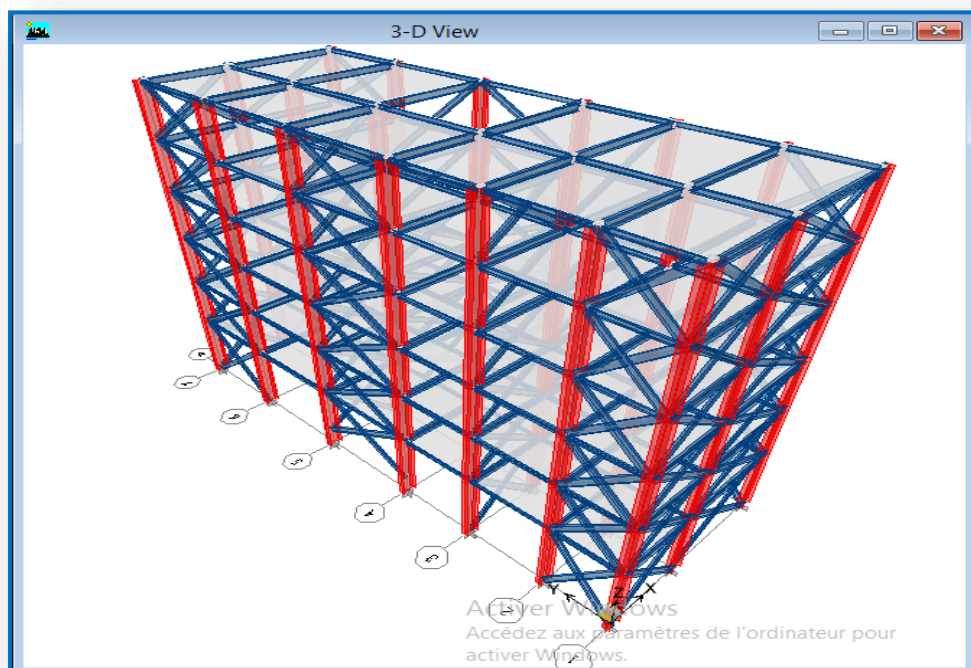


Figure I.1 : Présentation de la structure.

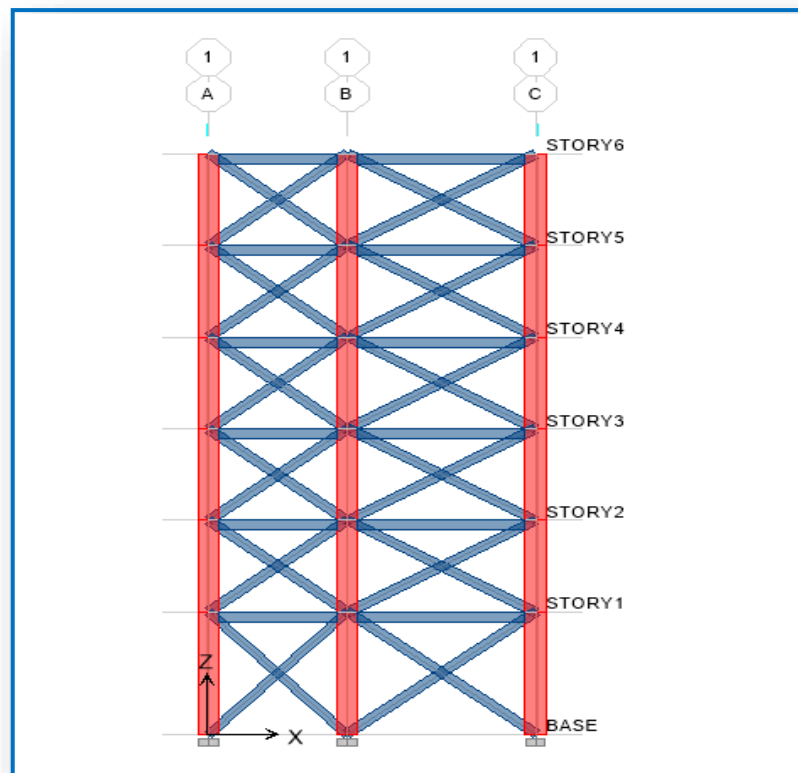


Figure I.2 : Vue en plan.

I.3. Caractéristiques géométriques de la structure

Les caractéristiques géométriques de la structure sont les suivantes :

I.3.1. Dimension en élévation

- Hauteur du R.D.C :..... **4.08 m.**
- Hauteur du l'étage :.....**3.06 m.**
- Hauteur totale :.....**19.38 m.**

I.3.2. Dimension en plan

Le bâtiment à une forme rectangulaire de dimension :

- Longueur du bâtiment :.....**24.80 m.**
- Largeur du bâtiment :.....**9.20 m.**

I.4. Élément de l'ouvrage

I.4.1. Ossature de l'ouvrage

L'ossature de la structure est constituée par des portiques métalliques auto-stables et palées de stabilité qui assurent la stabilité horizontale et verticale.

I.4.2. Planchers

Les planchers sont construits deux types :

- Planchers à corps creux pour les panneaux réguliers.
- Planchers à dalle pleine pour les panneaux irréguliers.

Dans notre Project on fait le calcul un type de planchers :

- planchers en section mixte (planchers collaborant).

I.4.3. Escalier

La structure comporte un seul type d'escalier :

L'escalier : servant à relier les planchers de tous les étages (cage d'escaliers), et constitué de deux volées et un palier.

I.4.4. Maçonnerie

La maçonnerie la plus utilisée au niveau de nos chantiers est en brique creuses. Dans notre ouvrage, les murs sont réalisés en deux types :

- **Murs Extérieurs** : à double cloison selon
 - Brique creuse de 10 cm.
 - L'âme d'air de 5cm d'épaisseur.
 - Brique creuse de 15 cm.
- **Murs intérieurs** : Ils sont constitués de brique creuse de 10 cm.

I.5. Matériaux utilisée

I.5.1. L'acier

L'acier est un alliage métallique constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, sont extraits de matières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon).

Composition : fer, Carbone.

Couleur : Gris.

Date de découverte : 1865.

Outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés, soit involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont des impuretés et qui altèrent les

propriétés des aciers, ou volontairement comme le silicium, le cuivre, manganèse, nickel, le chrome, le tungstène, vanadium ...etc.

I.5.1.1. La caractérisation mécanique de l'acier

- Nuance d'acier : S235.
- La limite élastique : $f_y = 235 \text{ MPa}$.
- La masse volumique : $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$.
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité transversale : $G = 8,4 \cdot 10^4 \text{ MPa}$.
- Coefficient de dilatation linéaire : $\lambda = 12 \cdot 10^{-6} \text{ MPa}$.
- Boulons ordinaire (classe 4.6) : $f_u = 400 \text{ MPa}$.
- Boulons haute résistance HR 8.8 : $f_u = 800 \text{ MPa}$.
- Boulons haute résistance HR10.9 : $f_u = 1000 \text{ MPa}$.

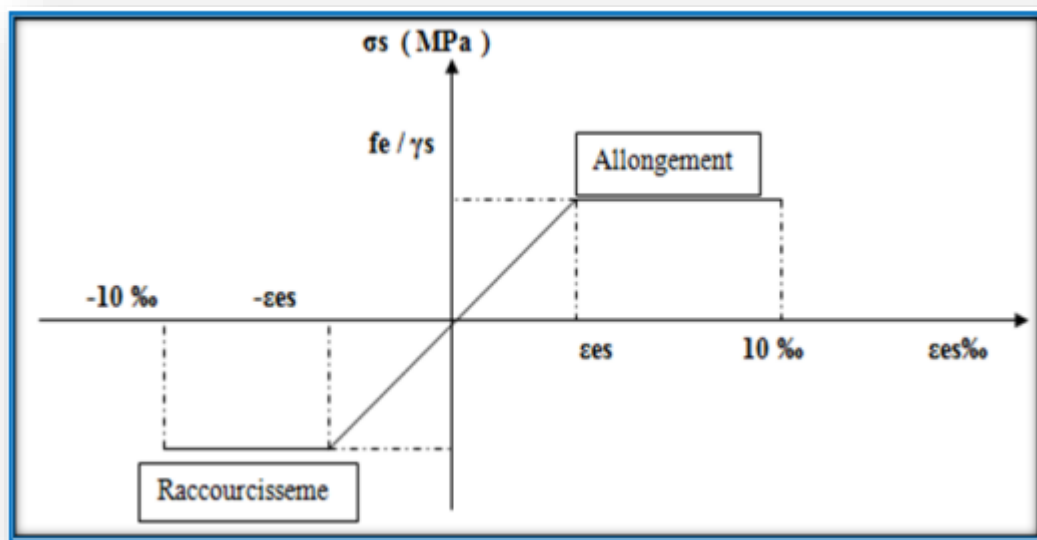


Figure I.3 : Diagramme contraintes-déformation d'acier.

I.5.2. Béton

Le béton est un matériau composite aggloméré constitué de granulats durs de diverse dimension (sable + gravier) et de provenance avec différentes classes de diamètres de gravier la plus utilisée est G8/15 et G15/25, des constituants minéraux actifs les liants (le Ciment), d'eau. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

Pour une bonne mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

- Une résistance mécanique élevée.
- Un retrait minimum.
- Une bonne tenue dans le temps (durabilité)

Le dosage d'un mètre cube de béton normal est de :

- ❖ 350 Kg de ciment CPA325.
- ❖ 800 Kg des graviers $D \leq 2.5$ mm
- ❖ 400 Kg des sables $D \leq 5$ mm.
- ❖ 175 litres d'eau.

I.5.2.1. Les caractéristiques de béton

- ❖ La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25$ MPa.
- ❖ La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2.1$ MPa.
- ❖ Poids volumique : $\rho = 2500$ kg/m³.

I.5.2.2. Résistance du béton

a) Résistance à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, généralement à l'âge de 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 200 cm² de section : (32 cm d'hauteur et 16 cm de diamètre).

- Si $j \leq 28$ jours :

$$f_{cj} = (j \times f_{c28}) / (4.76 + 0.83 j) \quad \text{Pour : } f_{c28} < 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = (j \times f_{c28}) / (1.40 + 0.95 j) \quad \text{Pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

- Si $28 < j < 60$ jours :

$$f_{cj} = (j \times f_{cj}) / (4.76 + 0.83 j) \quad \text{Pour : } f_{c28} < 40 \text{ MPa}$$

- Si $j \rightarrow +\infty$ ($j > 60$ jours) :

$$f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} = 27.5 \text{ MPa}$$

b) Résistance a la traction

La résistance à la traction est notée par « f_{tj} ». Elle est définie conventionnellement pour les valeurs de $f_{cj} < 40$ MPa à l'âge de 028 jours par :

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj}$$

$$F_{t28} = 0,6 + 0,06.f_{c28} = \mathbf{2.1 \text{ MPa.}}$$

c) Contrainte limite de compression

Elle a pour valeur : $f_{bc} = 0.85.f_{c28}/\gamma_b$ [

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$\gamma_b = 1,5$ pour les situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

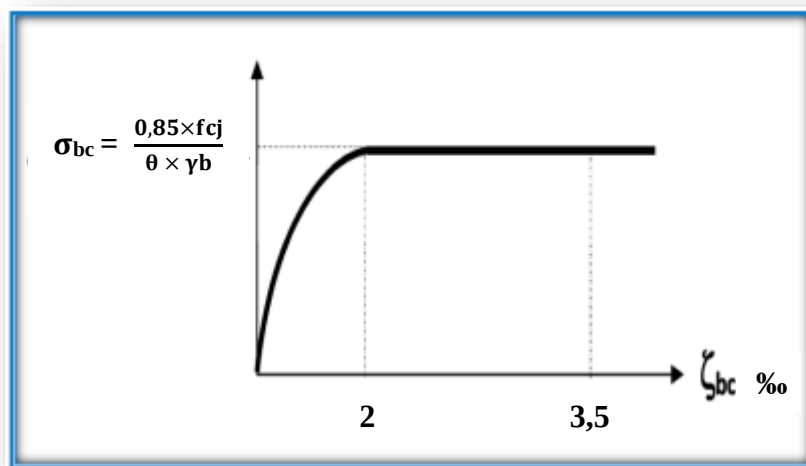


Figure I.4 : Diagramme contrainte -déformations du béton à L'ELU.

I.6. Les assemblages

Les principaux modes d'assemblage sont :

I.6.1. Le boulonnage

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour notre cas, on a utilisé les boulons de haute résistance (**HR**) classe **10.9** pour les assemblages rigides des portiques auto stable, les boulons **HR** comprennent une tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très hautes résistances.

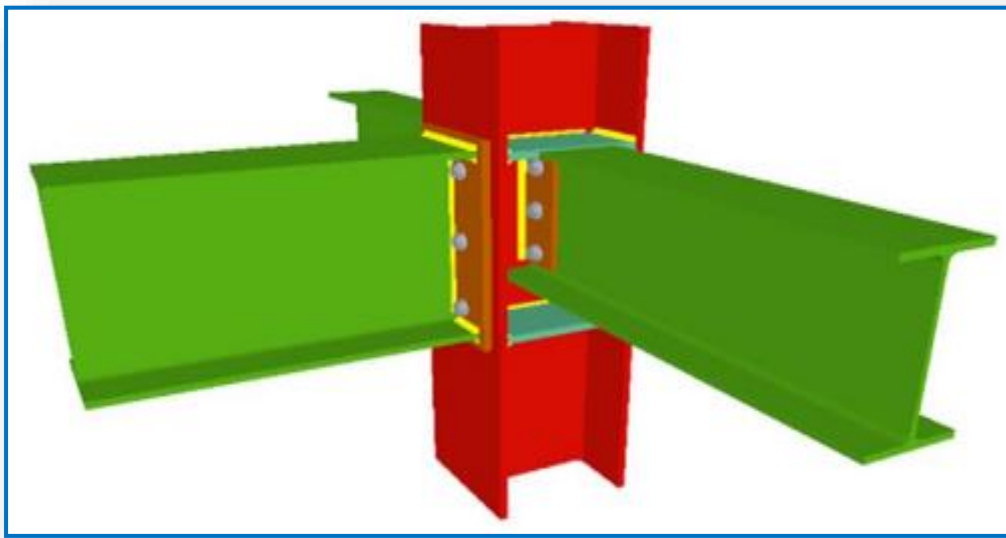


Figure I.5 : Assemblage boulonné.

I.6.2. Le Soudage

Le soudage est une technique d'assemblage permettant d'assurer la continuité métallique entre les pièces soudées.

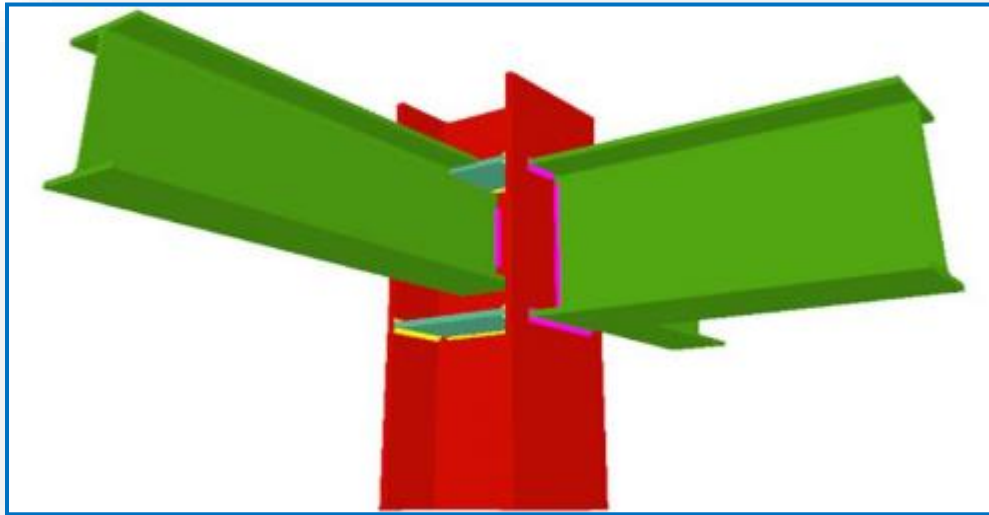


Figure I.6 : Assemblage soudé.

Chapitre II :
Descente des Charges

Chapitre II : Descente des Charges

II.1. Introduction

Les effets du vent ainsi que de la neige, sur les structures métalliques est le plus souvent prépondérant, une étude approfondie et détaillée doit être menée minutieusement afin de déterminer les différentes actions et détaillée doit être menée minutieusement afin de déterminer les différentes actions et les sollicitations.

On procédera à une étude climatique qui nous donnera les effets exercés par la neige et le vent [3].

II.2. Charge permanente

II.2.1. Plancher terrasse

Tableau II.1 : Charge permanente d'un plancher terrasse.

Composants	Poids volumique (KN/m ³).	Epaisseur (m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Gravillon	17	0.05	0.85	
Isolation en polystyrène	4	0.04	0.16	
Forme de pente	22	0.1	2.2	
Dalle en béton	25	0.12	3	1
Faux plafond en plâtre	10	0.01	0.1	
Etanchéité multicouche	/	/	0.12	
$\Sigma = 6.43$				

II.2.2. Plancher courant

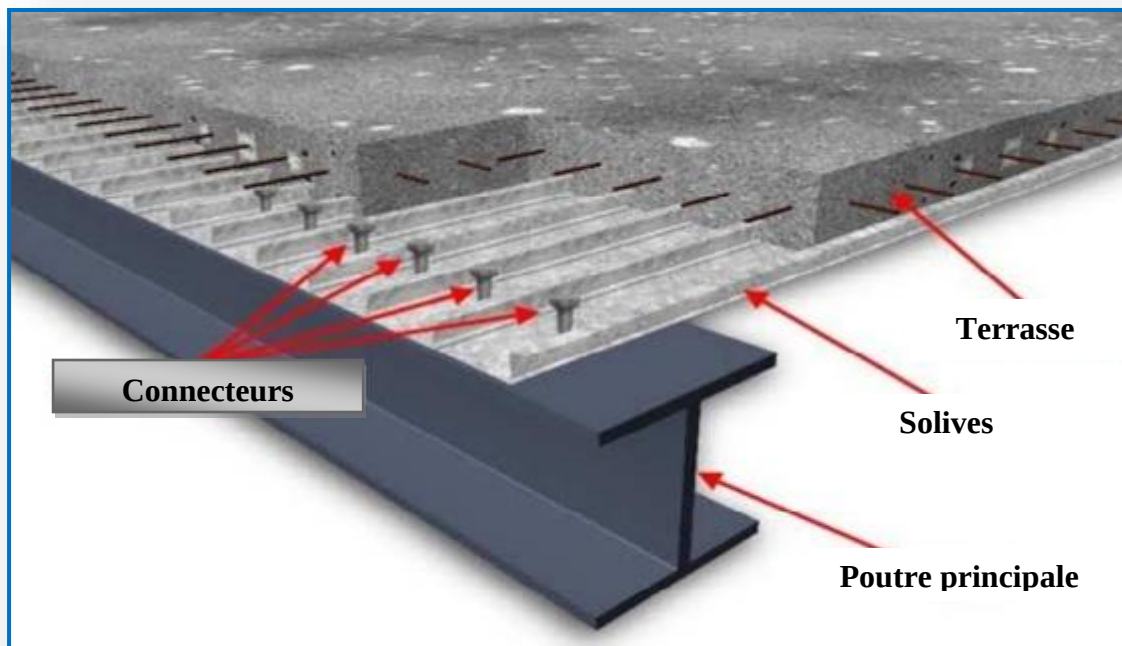


Figure II.1 : Plancher courant.

Tableau II.2 : Charge permanente d'un plancher courant.

Composants	P (KN/m ²)	e (m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Brique ép = 10cm	9	0.1	0.9	
Revêtement intérieur	/	/	0.4	
Revêtement en carrelage (2 cm)	20	0.02	0.4	
Mortier de pose (2 cm)	20	0.02	0.4	
Isolation thermique (4 cm)	4	0.04	0.16	2.50
Poids de la dalle ép (12cm)	25	0.12	3	
Faux plafond	/	/	0.10	
			$\Sigma = 5.36$	

II.2.3. Maçonnerie

La maçonnerie utilisée est en brique creuse (double cloison) avec 30% d'ouvertures.

Tableau II.3 : Charge permanente des murs extérieurs.

Composants	G (KN/m ²)
Brique ep = 10cm	1.8
Revêtement extérieur et intérieur	0.28
	2.08N/m ²

II.2.4. Murs intérieurs

La maçonnerie utilisée est en briques creuse de 10 cm.

Tableau II.4 : Charge permanente pour les murs intérieurs.

Composants	G (daN/ m ²)
Brique ép =10cm	0.9
Revêtement intérieur	0.4
	1.13 daN/m ²

II.3. Surcharges d'exploitations

Il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage

Plancher terrasse : Q = 1 KN/m²

Plancher étage courant Q = 2.5 KN/m²

II.4. Charge climatique

II.4.1. Etude de neige

La charge minimale de neige S par unité de surface horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante [3]:

$$S = \mu \cdot S_K \quad \text{KN/m}^2$$

Où :

S: charge de neige sur le toit en KN/m².

μ : coefficient de forme de la terrasse est égale 0.8.

S_K : Charge de neige sur le sol en KN/m².

Le bâtiment se situe à la wilaya d'Ain Defla, zone IIb. Influence de l'altitude :

La valeur S_k déterminée par les lois de variation suivant l'altitude $H(m)$ du site considéré par rapport au niveau de mer.

Donc :

$$S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100}$$

Avec : H (l'altitude) = 400m.

$$S_k = \frac{0.04 \times 400 + 10}{100}$$

$$S_k = 0.26 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0.8 \times 0.26 = 0.208 \text{ KN/m}^2.$$

II.4.2. Etude de vent

Tout ouvrage doit résister aux actions verticales et horizontales, parmi les actions horizontales, on cite le vent, il peut venir de n'importe quel côté.

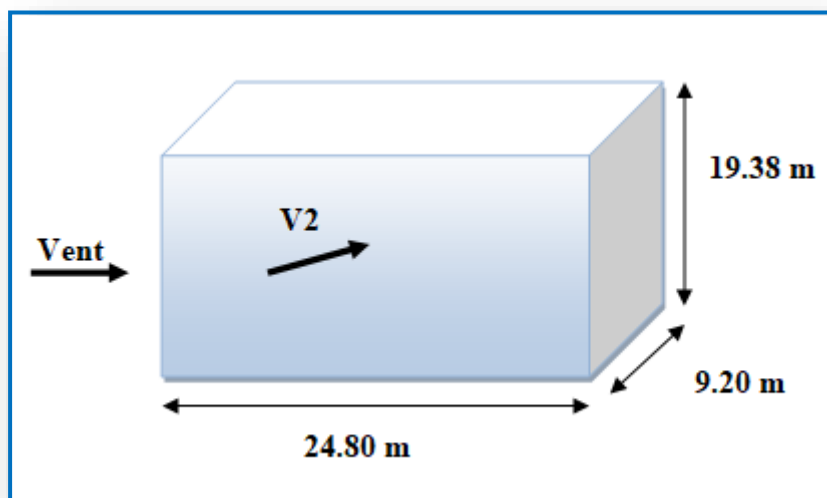


Figure II.2 : Action du vent.

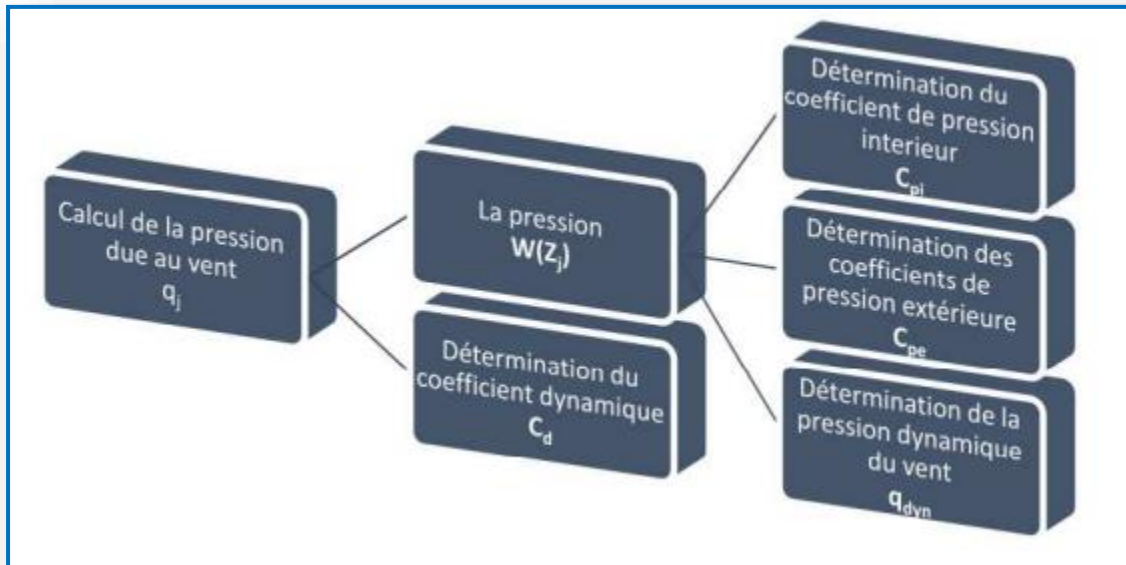


Figure II.3 : Organigramme de la pression du vent.

II.4.2.1. Les coefficient du calcul

Calcul du coefficient dynamique C_d

1^{er} cas : vent perpendiculaire à la grande face

$b = 24.80$; $h = 19.38$; $C_d = 0.92$.

2^{eme} cas : vent parallèle à la façade principale

$b = 9.20$; $h = 19.38$; $C_d = 0.98$.

C_d dans les deux cas est inférieur à 1.2 ; donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

1. Effet de la région

Notre structure est située dans la zone IIb, dont la pression de référence est donnée par le tableau [3] : $q_{ref} = 470 \text{ N/m}^2$.

2. Effet de site

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

La catégorie de terrain est **I**, les valeurs des paramètres suivants sont données dans le tableau.

- K_T : facteur de terrain.
- Z_0 (m) : paramètre de rugosité.
- Z_{min} (m) : hauteur minimale.

Tableau II.5 : Définition des catégories de terrain.

Catégorie de terrain	K_T	$h_0(m)$	$h_{min} (m)$	ε
II	0.19	0.05	4	0.26

II.4.2.2. Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn}

La construction à une hauteur supérieure à 10 m, doit être considérée comme étant constituée de n éléments de surface ; (n est le nombre de niveaux de la construction), de hauteur égale à la hauteur d'étage pour les parois verticales et la hauteur totale pour la toiture. La pression dynamique (Z_j) qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule [3]:

$$q_{dyn} = q_{ref} \times C_{ex} \quad (N/m^2)$$

$q_{ref} (N/m^2)$: pression dynamique de référence.

$C_e(Z_j)$: est le coefficient d'exposition au vent donné par la formule suivante [3]:

$$C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 \times \left[1 + \frac{7 \times kT}{C_t(z) \times C_r(z)} \right]$$

C_r : est le coefficient de rugosité donné par la formule [3].

$$C_r (19.38m) = K_T \times \ln \left(\frac{h}{h_0} \right) \quad \text{Pour} \quad h_{min} \leq h \leq 200m.$$

$$C_r (19.38m) = K_T \times \ln \left(\frac{h_{min}}{h_0} \right) \quad \text{Pour} \quad h < h_{min}.$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.6 : Valeur de la pression dynamique pour les différents niveaux et toiture.

	$h(m)$	C_r	C_{ex}	$Q_{dyn} (N/m^2)$
Parois verticales	2.04	0.83	1.79	841.3
	5.10	0.85	1.85	869.5
	8.16	0.95	2.16	1015.2
	11.22	1.01	2.36	1109.2
	14.28	1.06	2.53	1189.1
Terrasse	17.35	1.10	2.67	1254.9

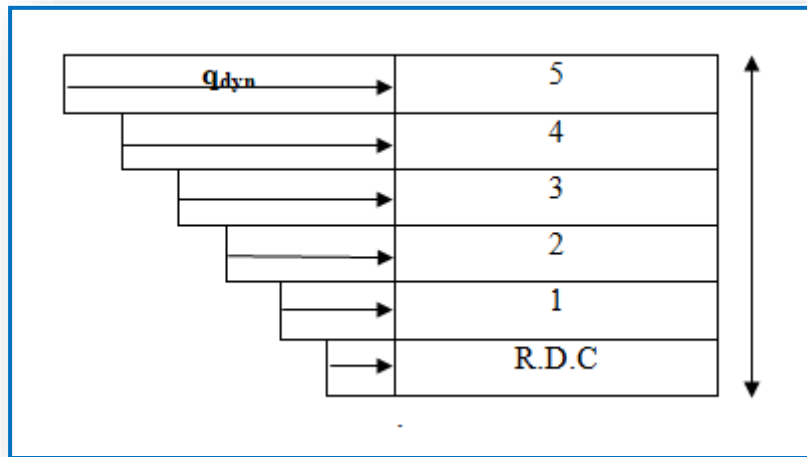


Figure II.4 : Réparation de la pression dynamique.

- **Vent perpendiculaire à la façade principale (sens V_1)**

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1 m^2 et 10 m^2 , auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement C_{pe1} et **$C_{pe.10}$** pour notre cas on a :

$$S_1 = (19.38 ; 9.20) \text{ m}^2 \quad (\text{surface parallèle à la direction du vent } V_1).$$

$$S_2 = (19.38 ; 24.80) \text{ m}^2 \quad (\text{surface parallèle à la direction du vent } V_2).$$

$S_1 > S_2 > S = 10 \text{ m}^2$ pour les deux surfaces. Dans ce cas, $C_{pe} = C_{pe.10}$ ou S désigne la surface chargée de la paroi considérée.

II.4.2.3. Coefficient de pression extérieur (C_{pe})

Les différentes zones de pressions et les valeurs des coefficients C_{pe} pour chaque direction du vent considéré à partir du paragraphe [3].

- **Parois verticales :**

- **Sens X :**

Vent perpendiculaire à la grande face

$$H = 19.38 \text{ m}; \quad b = 9.20 \text{ m}; \quad d = 24.80 \text{ m};$$

$$e = \min(b ; 2h) \rightarrow e = \min(9.20 ; 2 \times 19.38) = 9.20 \text{ m}$$

$$e = 9.20 \text{ m} < d = 24.80 \text{ m} \quad \frac{e}{5} = \frac{9.20}{5} = 1.84 \text{ m}$$

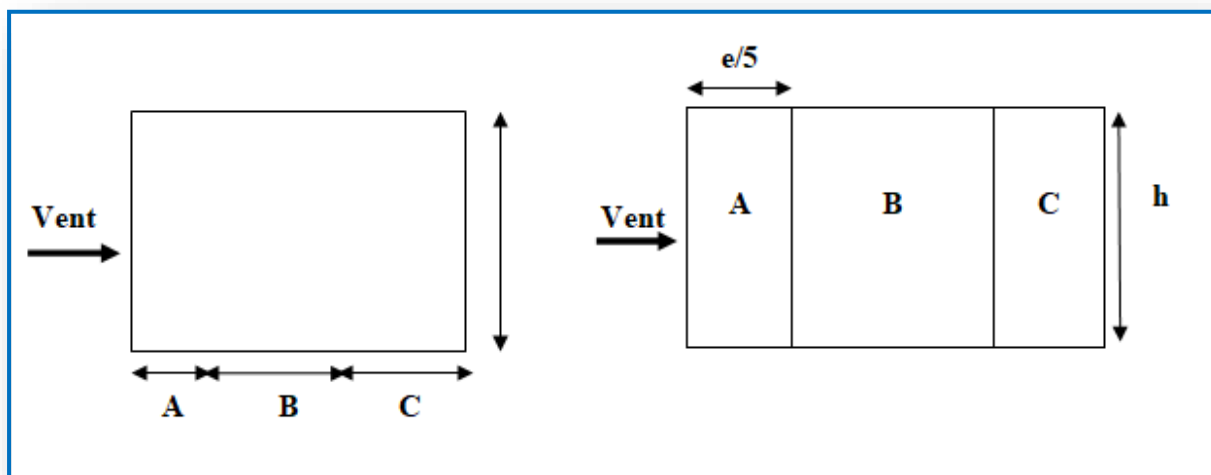


Figure II.5 : Légende pour les parois verticale (sens X).

Tableau II.7 : Coefficient extérieur (Cpe.10) des parois verticales (A, B, C, D, E).

A	B	C	D	E
Cpe.10	Cpe.10	Cpe.10	Cpe.10	Cpe.10
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

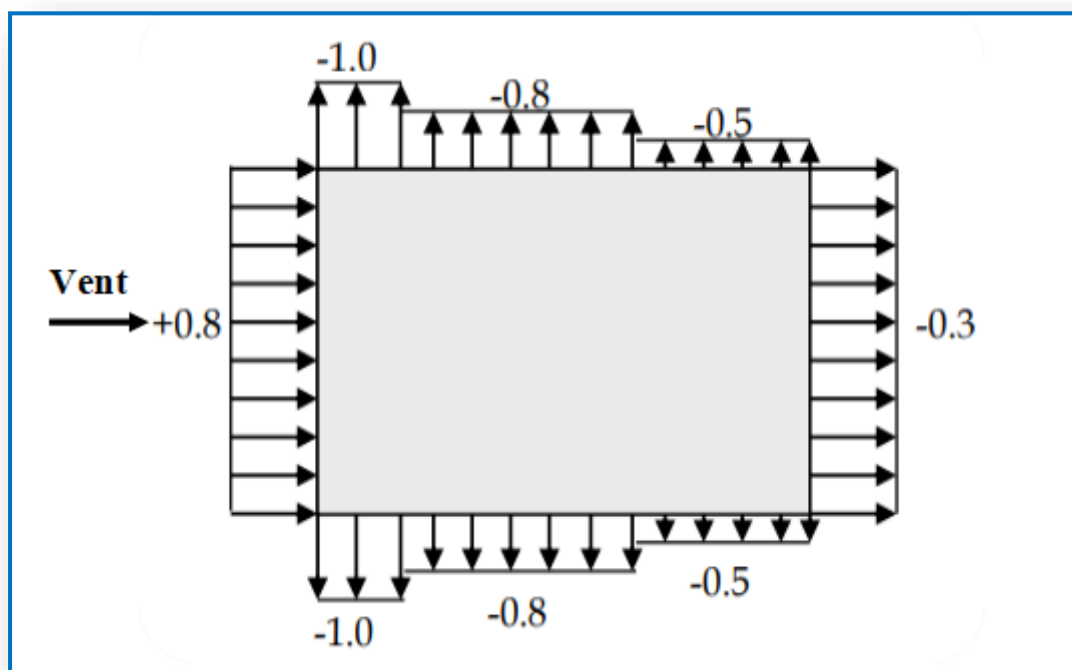


Figure II.6 : Valeur de Cpe pour les parois verticales (sens x).

- **Sens Y :**

Vent perpendiculaire à la petite face

$h = 19.38 \text{ m}$; $b = 24.80 \text{ m}$; $d = 9.20 \text{ m}$.

$e = \min (b ; 2h) \rightarrow e = \min (24.80 ; 2 \times 19.38) = 24.80 \text{ m}$.

$e = 24.80 > d = 9.20$.

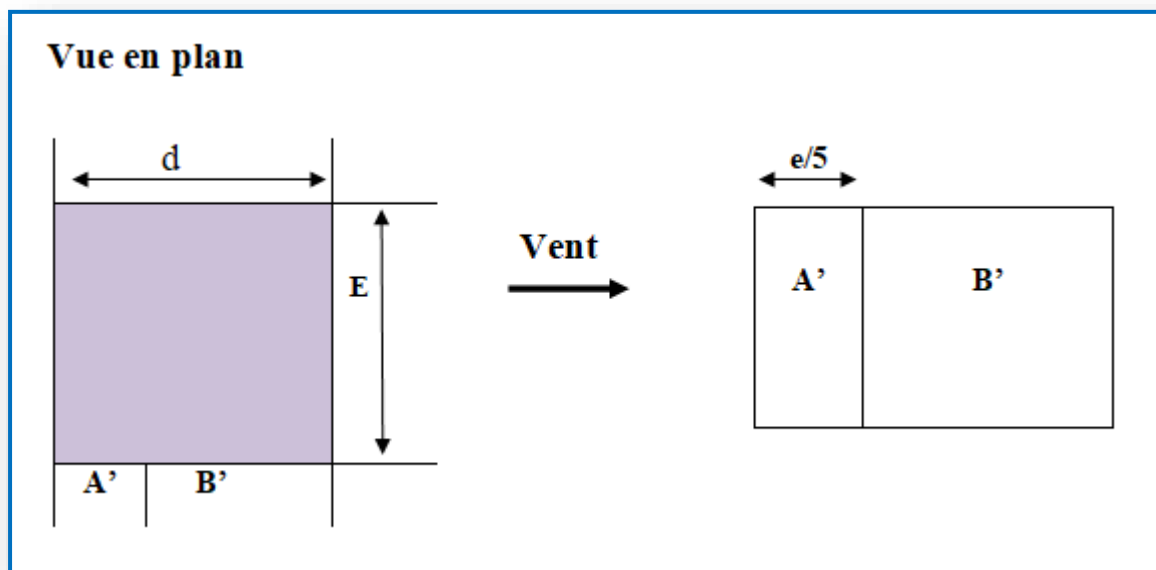


Figure II.7 : Légende pour les parois verticales (Sens-y).

Tableau II.8 : Coefficients extérieurs ($C_{pe.10}$) des parois verticales (A', B, D, E).

A'	B'	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
- 1.0	- 0.8	+ 0.8	-0.3

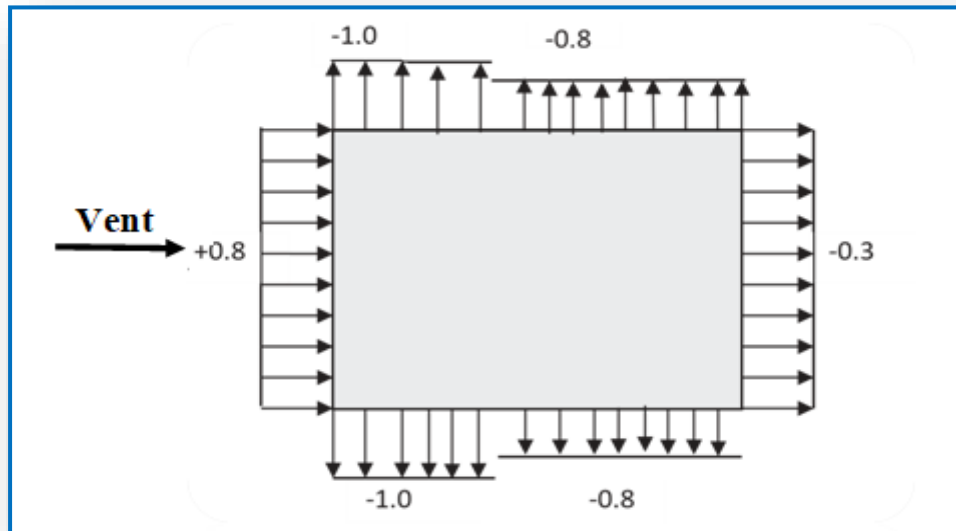


Figure II.8 : Valeur de C_{pe} pour les parois verticales (Sens-y).

Toiture

- Toitures à deux versants :

Les coefficients de pressions extérieures pour la toiture à deux versants sont donnés dans le tableau suivant :

Vent perpendiculaire à la grande face

$e = \min(b, 2h)$.

b : dimensions du côté perpendiculaire au vent.

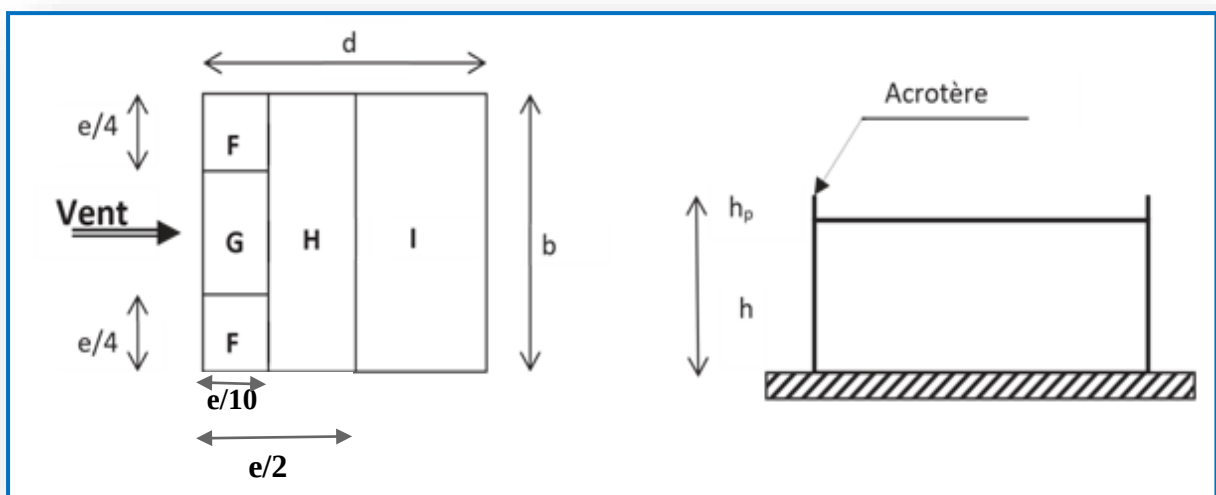


Figure II. 9 : Parois de toiture.

Tableau II.9 : Coefficient extérieure (Cpe.10) des parois verticales (F, H, G, I).

hp/h	F	G	H	I
0.032	-1.6	-1.1	-0.7	+0.2

II.4.2.4. Détermination des coefficients de pression intérieure Cpi

Dans notre cas, on a un bâtiment avec cloisons intérieures pour lesquels μ_p ne peut être déterminé (dossier technique incomplet), les valeurs extrêmes suivantes peuvent être utilisées : Cpi = +0,8 et Cpi = +0,5.

1) Détermination de la pression due au vent

La pression du vent s'exerce sur un élément de surface « j » est donnée par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times W(z) \dots\dots\dots \text{N/m}^2.$$

Tel que W (zj) est obtenu avec la formule suivante :

$$W(Zj) = q_{\text{dyn}}(Zj) \times [C_{pe} - C_{pi}] \dots\dots\dots \text{N / m}^2.$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

- Sens V1 (paroi)**

Tableau II.10 : Tableau due au vent paroi.

Zj (m)	zone	cd	q _{dyn} (N/m)	Cpe	Cp1	Cp2	qj1(N/m²)	qj2(N/m²)
	A'	0.92	841.3	-1.0	+0.8	-0.5	-1393.19	-386.99
2.04	B'	0.92	841.3	-0.8	+0.8	-0.5	-1238.39	-232.19
	D	0.92	841.3	+0.8	+0.8	-0.5	0	1006.19
	E	0.92	841.3	-0.3	+0.8	-0.5	-851.39	154.79
	A'	0.92	869.5	-1.0	+0.8	-0.5	-1439.89	-399.97
5.10	B'	0.92	869.5	-0.8	+0.8	-0.5	-1279.90	-239.98
	D	0.92	869.5	+0.8	+0.8	-0.5	0	1039.92
	E	0.92	869.5	-0.3	+0.8	-0.5	-879.93	159.98
	A'	0.92	1015.2	-1.0	+0.8	-0.5	-1681.17	-466.99
	B'	0.92	1015.2	-0.8	+0.8	-0.5	-1494.37	-280.19
8.16	D	0.92	1015.2	+0.8	+0.8	-0.5	0	1214.17
	E	0.92	1015.2	-0.3	+0.8	-0.5	-1027.38	186.79
	A'	0.92	1109.2	-1.0	+0.8	-0.5	-1836.83	-510.23
	B'	0.92	1109.2	-0.8	+0.8	-0.5	-1632.74	-306.13

11.22	D	0.92	1109.2	+0.8	+0.8	-0.5	0	1326.60
	E	0.92	1109.2	-0.3	+0.8	-0.5	-1122.51	204.09
	A'	0.92	1189.1	-1.0	+0.8	-0.5	-1969.14	-546.98
	B'	0.92	1189.1	-0.8	+0.8	-0.5	-1750.35	-328.19
14.28	D	0.92	1189.1	+0.8	+0.8	-0.5	0	1422.16
	E	0.92	1189.1	-0.3	+0.8	-0.5	-1203.36	218.79

Toiture :

	F	0.92	1254.9	-1.6	+0.8	-0.5	-2770.81	-1269.95
	G	0.92	1254.9	-1.1	+0.8	-0.5	-2193.55	-692.70
17.34	H	0.92	1254.9	-0.7	+0.8	-0.5	-1731.76	-230.90
	I	0.92	1254.9	+0.2	+0.8	-0.5	-707.31	808.15

- **Sens V2 (Paroi)**

Tableau II.11 : Tableau due au vent paroi.

Zj (m)	zone	Cd	qdyn (N/m)	Cpe	Cp1	Cp2	qj1(N/m ²)	qj2(N/m ²)
	A'	0.98	841.3	-1.0	+0.8	-0.5	-1484.05	-412.23
2.04	B'	0.98	841.3	-0.8	+0.8	-0.5	-1319.15	-247.34
	D	0.98	841.3	+0.8	+0.8	-0.5	0	1071.81
	E	0.98	841.3	-0.3	+0.8	-0.5	-906.92	164.89
	A'	0.98	869.5	-1.0	+0.8	-0.5	-1533.79	-426.05
5.10	B'	0.98	869.5	-0.8	+0.8	-0.5	-1363.37	255.63
	D	0.98	869.5	+0.8	+0.8	-0.5	0	1107.74
	E	0.98	869.5	-0.3	+0.8	-0.5	-937.32	170.42
	A'	0.98	1015.2	-1.0	+0.8	-0.5	-1790.81	-497.44
	B'	0.98	1015.2	-0.8	+0.8	-0.5	-1591.83	-298.46
8.16	D	0.98	1015.2	+0.8	+0.8	-0.5	0	1293.36
	E	0.98	1015.2	-0.3	+0.8	-0.5	-1094.38	198.97
	A'	0.98	1109.2	-1.0	+0.8	-0.5	-1956.62	-543.50
	B'	0.98	1109.2	-0.8	+0.8	-0.5	-1739.22	-326.10

11.22	D	0.98	1109.2	+0.8	+0.8	-0.5	0	1413.12
	E	0.98	1109.2	-0.3	+0.8	-0.5	-1195.71	217.40
	A'	0.98	1189.1	-1.0	+0.8	-0.5	-2097.57	-582.65
	B'	0.98	1189.1	-0.8	+0.8	-0.5	-1864.50	-349.59
14.28	D	0.98	1189.1	+0.8	+0.8	-0.5	0	1514.91
	E	0.98	1189.1	-0.3	+0.8	-0.5	-1281.84	233.06

Toiture :

	F	0.98	1254.9	-1.6	+0.8	-0.5	-2951.5	-1352.8
	G	0.98	1254.9	-1.1	+0.8	-0.5	-2336.6	-737.88
17.34	H	0.98	1254.9	-0.7	+0.8	-0.5	-1844.7	-245.96
	I	0.98	1254.9	+0.2	+0.8	-0.5	-737.88	860.86

II.5. Vérification aux frottements

Sens V1 : $b = 9.20$ $d = 24.80$ $h = 19.38$ m.

$$\frac{d}{b} = \frac{24.80}{9.20} = 2.69 < 3.$$

$$\frac{d}{h} = \frac{24.80}{19.38} = 1.27 < 3.$$

Sens V2 : $b = 24.80$ $d = 9.20$ $h = 19.38$ m.

$$\frac{d}{b} = \frac{9.20}{24.80} = 0.37 < 3.$$

$$\frac{d}{h} = \frac{9.20}{19.38} = 0.47 < 3.$$

A partir de ses conditions, on peut négliger la force de frottement.

A decorative scroll graphic with a blue outline and a light blue fill. It has a small circular tab on the left side and a larger circular tab on the right side. The text is centered within the scroll.

Chapitre III :
Pré-dimensionnement des Elément
Structuraux

Chapitre III : Pré-dimensionnement des Elément Structuraux

III.1. Introduction

Dans ce chapitre on va faire un dimensionnement des solives, poutres et poteaux.

On pré dimensionne chaque élément à partir de conditions suivantes :

- Condition de la flèche pour déterminer le type de profilé adéquat.
- Vérification à la condition de résistance
- Vérification au cisaillement.

III.2. Principes du règlement CCM97

Les calculs se font sur la base du règlement [5].

- ❖ Il a pour objet de la codification du dimensionnement par le calcul et les vérifications des structures de bâtiments à ossature en acier.
- ❖ Il ne traite pas des exigences relatives à la sécurité parasismique.
- ❖ Il ne traite pas directement de l'exécution des travaux de construction en acier.
- ❖ Les exigences relatives à la protection contre le feu sont en dehors de cet objet.
- ❖ Le règlement ne définit que les exigences relatives à la résistance mécanique, à l'aptitude au service et à la durabilité des structures.
- ❖ D'autres exigences telles l'isolation phonique et thermique ne font pas l'objet de ce règlement.
- ❖ Le règlement présent fait référence à d'autres normes et règlements techniques, il s'agit de leurs versions approuvée et mise en vigueur officiellement.

III.3. Classification des sections transversales selon le CCM97

Pour les besoins de calcul, le CCM97 a proposé quatre classes de sections transversales qui sont définies comme suit :

a) Classe 1

Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.

b) Classe 2

Sections transversales pouvant développer un moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.

c) Classe 3

Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.

d) Classe 4

Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

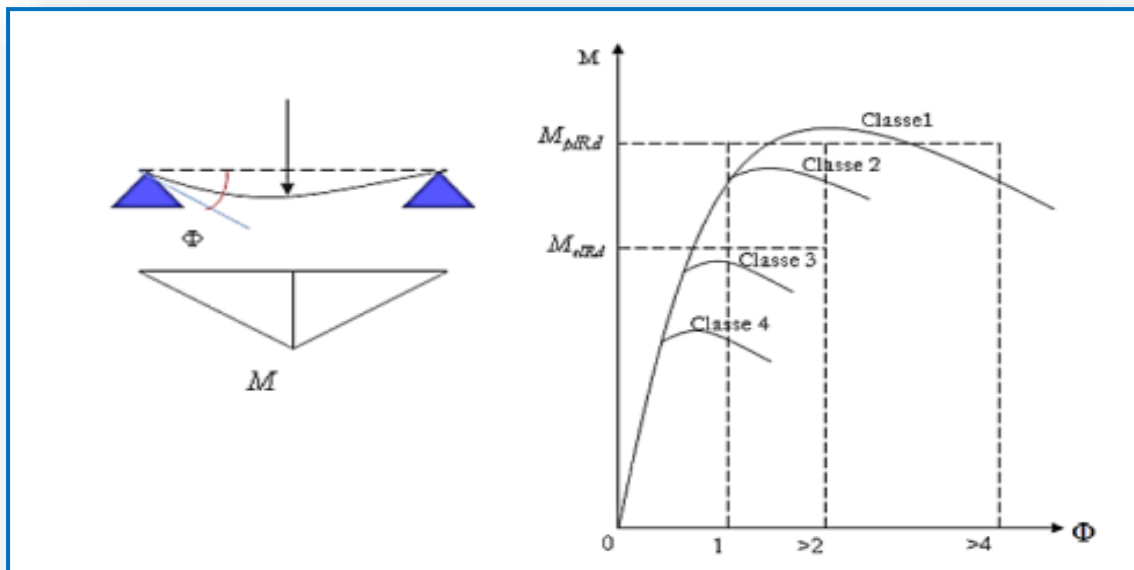


Figure III.1 : Lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section.

III.4. Coefficient partiel de sécurité [5]

Le coefficient partiel de sécurité γ_M pour les matériaux doit être pris égal aux valeurs suivantes :

- ✦ Section de classe (1, 2, 3) $\rightarrow \gamma_{M0} = 1,1$
- ✦ Section de classe (4) $\rightarrow \gamma_{M0} = 1,1$
- ✦ Sections nettes au droit des trous $\rightarrow \gamma_{M2} = 1,25$
- ✦ Cas des états limites ultimes des éléments $\rightarrow \gamma_{M1} = 1,10$.

III.5. Valeurs limites des flèches

Tableau III.1 : Valeurs limites des flèches verticales.

Conditions	(Flèche dans l'état final)
Toiture en générale	L/200
Toiture supportant des personnels Autres que les personnels d'entretien	L/250
Planchers en général	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides	L/250
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état	L/400
Cas où δ_{vmax} peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250

III.6. Pré-dimensionnement

III.6.1. Les solives

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent à la flexion simple leur écartement (La distance entre une solive et l'autre) est pratiquement déterminé par l'équation suivante :

$$0,7 \text{ m} \leq L \leq 1,50 \text{ m}.$$

Les solives sont sollicitées par :

$$G = 6,43 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1.0 \text{ KN/m}^2.$$

L'entraxe entre les solives est de **1 m**.

III.6.1.1. Solives de plancher terrasse

- **Combinaison de charge**
- **ELU :**

$$q_u = (1,35.G + 1,5.Q).$$

$$q_u = (1,35 \times 6.43 + 1,5 \times 1,0).$$

$$q_u = 10.18 \text{ KN/m}^2.$$

- **ELS :**

$$q_{ser} = (G+Q)$$

$$q_{ser} = (6,43 + 1,0)$$

$$q_{ser} = 7.43 \text{ KN/m}^2.$$

- **Condition de la résistance**

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd}$$

Avec :

$$\text{Profilé de classe 1 } M_{c,Rd} = M_{pl,Rd}$$

M_{sd} : le moment appliqué.

$$\gamma_{Mo} = 1.1$$

$$F_y = 235 \text{ MPa.}$$

a) Condition de flèche

$$f_{max} \leq \delta_{max}.$$

$$f_{max} = \frac{5q \cdot L^4}{384EI_y}$$

$$\delta_{max} = \frac{L}{250} = \frac{500}{250} = 2 \text{ cm.}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 7.43 \times 500^4}{384 \times I_y \times 2.1 \times 10^6}$$

Donc :

$$I_y \geq \frac{5 \times 7.43 \times 500^4}{384 \times 2 \times 2.1 \times 10^6} = 1439.65 \text{ cm}^4.$$

$$\text{On prend : IPE 200} \rightarrow I_y = 1943 \text{ cm}^4.$$

b) Vérification de la résistance

On ajoute le poids propre du profile choisi :

$$P_p = 22.4 \text{ kg/m} = 0.224 \text{ KN/m.}$$

$$\text{La charge sera : } q = q_u + 1,35P_p \rightarrow q = 10.48 \text{ KN/m.}$$

$$M_{sd} = \frac{qL^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{10.48 \times 5^2}{8} = 32.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{PLY} = \frac{W_{plfy}}{\gamma M_0} = \frac{220.6 \times 0.235}{1.1}$$

$$M_{PL,Y} = 47.12 \text{ KN.m.}$$

$$32.75 \text{ KN.m} \leq 47.12 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \rightarrow \text{CV}$$

c) Vérification au cisaillement

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5V_{pl, rd}$.

$$V_{sd} = \frac{qL}{2} = \frac{10.48 \times 5}{2}$$

$$V_{sd} = 26.2 \text{ KN.}$$

$$A_v = 14.00 \text{ cm}^2.$$

$$V_{pl, rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma M_0 \times \sqrt{3}}$$

$$V_{pl, rd} = \frac{1400 \times 0.235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 172.68 \text{ KN.}$$

$$26.2 \leq 172.68 \times 0.5 = 86.34 \dots\dots\dots \rightarrow \text{CV}$$

d) Vérification de la condition de flèche

$$q = q_{ser} + P_p = 7.43 + 0.224$$

$$q = 7.65 \text{ KN/m}^2.$$

$$f_{max} \leq \delta_{max}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{500}{250} = 2 \text{ cm.}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 7.65 \times 500^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 1943} = 1.52 \text{ cm.}$$

$$1.52 \leq 2 \text{ cm} \dots\dots\dots \rightarrow \text{CV}$$

e) Vérification de déversement

$$M_{y, sd} \leq M_{b, rd}$$

$$M_{y, sd} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{10.48 \times 5^2}{8}$$

$$M_{y, sd} = 32.75 \text{ KN.m.}$$

$$M_{b, rd} = \frac{X_{lt} \times \beta_w \times f_y \times W_{PL,y}}{\gamma M_1}$$

Avec :

$\beta_w = 1$ pour la section de classe 1 et classe 2.

$$X_{Lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2}} \quad \text{mais} \quad X_{Lt} \leq 1.$$

Avec :

$$\phi_{lt} = 0.5[1 + \alpha(\lambda_{lt} - 0.2) + \lambda_{lt}^2]$$

$\alpha_{lt} = 0.21$ pour les profilés laminés.

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_k}\right)$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \text{avec} \quad L_f = L_0, \quad L_f = 5 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{5}{0.0742} = 67.38$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}} = 1.$$

$$\lambda_k = 93.9\varepsilon \rightarrow \bar{\lambda}_{lt} = \frac{67.38}{93.9} = 0.71$$

$$\phi_{lt} = 0.5[1 + 0.21(0.71 - 0.2) + (0.71)^2] = 0.805$$

$$X_{LT} = \frac{1}{0.805 + \sqrt{(0.805)^2 - (0.71)^2}}$$

$$X_{Lt} = 0.84$$

$$M_{b,rd} = \frac{0.84 \times 1 \times 235 \times 10^{-3} \times 220.6}{1.1} = 39.58 \text{ KN.m.}$$

$$33.28 \leq 39.58 \text{ KN.m} \dots \rightarrow \text{CV.}$$

III.6.1.2. Solives de plancher courant

Tableau III.2 : Evaluation des charges et surcharges.

G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELS (KN/m ²)	ELU (KN/m ²)
5.36	2.5	7.86	10.98

a) Condition de flèche

$$f_{\max} \leq \delta_{\max}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384EI_y}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 7.86 \times 500^4}{384 \times I_y \times 2.1 \times 10^6}$$

$$\delta_{\max} = \frac{L}{250} = \frac{500}{250} = 2 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_y \geq \frac{5 \times 7.86 \times 500^4}{384 \times 2 \times 2.1 \times 10^6} = 1522.97 \text{ cm}^4.$$

On prend : IPE200 $\rightarrow I_y = 1943 \text{ cm}^4$.

b) Vérification de la résistance

On ajoute le poids propre du profilé choisit :

$$P_p = 22.4 \text{ Kg/m} = 0.224 \text{ KN/m}$$

La charge sera :

$$q = q_u + 1.35 p_p \rightarrow q = 11.28 \text{ KN/m}.$$

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{11.28 \times 5^2}{8} = 35.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = W_{pl} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{220.6 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 47.12 \text{ KN.m}$$

$$35.25 \leq 47.12 \text{ KN.m} \dots \rightarrow \text{CV.}$$

c) Vérification au cisaillement

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl, rd}$.

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2} = \frac{11.28 \times 5}{2} = 28.2 \text{ KN}$$

$$A_v = 14.00 \text{ cm}^2.$$

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

$$V_{pl, rd} = \frac{1400 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1 \times \sqrt{3}} = 172.68 \text{ KN}.$$

$$28.2 \leq 172.68 \times 0.5 = 86.34 \dots \rightarrow \text{CV.}$$

d) Vérification de la condition de flèche

$$q = q_{ser} + P_p = 7.86 + 0.224$$

$$q = 8.10 \text{ KN/m}^2.$$

$$f_{\max} \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{500}{250} = 2 \text{ cm}.$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 8.10 \times 500^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 1943} = \mathbf{1.61 \text{ cm.}}$$

$$\mathbf{1.61 \text{ cm} \leq 2 \text{ cm} \dots\dots\dots \rightarrow \text{CV.}}$$

e) Vérification de déversement

$$M_{y, sd} \leq M_{b, rd}$$

$$M_{y, sd} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{11.28 \times 5^2}{8}$$

$$M_{y, sd} = \mathbf{35.25 \text{ KN.m}}$$

$$M_{b, rd} = \frac{X_{lt} \times \beta_w \times f_y \times W_{PL,y}}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$\beta_w = 1$ pour la section de classe 1 et classe 2.

Avec :

$$\phi_{lt} = 0.5[1 + \alpha_{lt} \times (\lambda_{lt} - 0.2) + \lambda_{lt}^2].$$

$\alpha_{lt} = 0.21$ pour les profilés laminés.

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_k}\right)$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \text{avec} \quad L_f = L_0, \quad L_f = 5 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{5}{0.0742} = \mathbf{67.38}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}} = 1.$$

$$\lambda_k = 93.9\varepsilon \rightarrow \bar{\lambda}_{lt} = \frac{67.38}{93.9} = \mathbf{0.71}$$

$$\phi_{lt} = 0.5[1 + 0.21 \times (0.71 - 0.2) + (0.71)^2] = \mathbf{0.805}$$

$$X_{LT} = \frac{1}{0.805 + \sqrt{(0.805)^2 - (0.71)^2}}$$

$$X_{lt} = \mathbf{0.84}$$

$$M_{b, rd} = \frac{0.84 \times 1 \times 235 \times 10^{-3} \times 220.6}{1.1} = \mathbf{39.58 \text{ KN.m.}}$$

$$\mathbf{35.25 \leq 39.58 \dots\dots\dots \rightarrow \text{CV.}}$$

Pour le plancher terrasse et courant, on adopte une solive d'**IPE200**.

III.7. Les poutres principales

III.7.1. Poutre de plancher terrasse

La longueur de la poutre est de 5.30m.

Charge des solives :

$$G_{\text{sol}} = (P_p / \text{entre axe})$$

$$G_{\text{sol}} = (0.224 / 1) = 0.224 \text{ KN/m}^2.$$

$$G_{\text{total}} = (G + G_{\text{sol}}) \times (5/2 + 4.4/2) = (6.43 + 0.224) \times 4.7 = 31.27 \text{ KN/m}$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \quad Q_{\text{total}} = (5/2 + 4.4/2) \times 1 = 4.70 \text{ KN/m}.$$

Tableau III.3 : Evaluation des charges et surcharges.

G (KN/m)	Q (KN/m)	ELS (KN/m)	ELU (KN/m)
31.27	4.70	35.97	49.26

a) Condition de flèche

$$f \leq \delta_{\text{max}}$$

$$\delta_{\text{max}} = \frac{L}{250} = \frac{530}{250} = 2.12 \text{ m}$$

$$\frac{5qL^2}{384EI_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 35.97 \times 530^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 2.12} = 8300.94 \text{ cm}^4$$

On prend **IPE 330** → $I_y = 11770 \text{ cm}^4$.

b) Vérification de la résistance

On ajoute le poids propre du profilé choisit

$$P_p = 49.1 \text{ Kg/m} = 0.491 \text{ KN/m}.$$

La charge sera : $q = q_u + 1.35P_p \rightarrow q = 49.92 \text{ KN/m}$.

$$M_{s,d} = \frac{qL^2}{8} = \frac{49.92 \times 5.30^2}{8} = 175.28 \text{ KN.m}.$$

$$M_{ply} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{804.3 \times 0.235}{1.1} = 171.82 \text{ KN.m}.$$

$$175.28 \leq 171.82 \text{ } \rightarrow \text{CNV.}$$

On prend **IPE 360** → $I_y = 16270 \text{ cm}^4$.

On ajoute le poids propre du profilé choisi

$$P_p = 57.1 \text{ Kg/m} = 0.571 \text{ KN/m}$$

La charge sera : $q = q_u + 1.35P_p \rightarrow q = 50.03 \text{ KN/m}$.

$$M_{s,d} = \frac{qL^2}{8} = \frac{50.03 \times 5.30^2}{8} = 175.66 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1019 \times 0.235}{1.1} = 217.69 \text{ KN.m.}$$

$$175.66 \leq 217.69 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \rightarrow \text{CV.}$$

c) Vérification au cisaillement

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0.5V_{rd}$.

$$V_{sd} = \frac{qL}{2} = \frac{50.03 \times 5.30}{2} = 132.75 \text{ KN.}$$

$$A_v = 35.14 \text{ cm}^2.$$

$$M_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{3514 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1 \times \sqrt{3}} = 433.42 \text{ KN.m.}$$

$$132.75 \leq 433.42 \times 0.5 = 216.71 \dots\dots\dots \rightarrow \text{CV.}$$

d) Vérification de la condition de flèche

$$q = q_{ser} + P_p = 36.54 \text{ KN/m.}$$

$$f \leq \delta_{max}$$

$$f = \frac{5 \times 36.54 \times 530^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 16270} = 1.10 \text{ cm.}$$

$$1.10 \leq 2.12 \text{ cm} \dots\dots\dots \rightarrow \text{CV.}$$

e) Vérification du déversement

$$M_{y, sd} \leq M_{b, rd}$$

$$M_{y, sd} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{50.03 \times 5.30^2}{8}$$

$$M_{y, sd} = 175.66 \text{ KN.m.}$$

$$M_{b, rd} = \frac{X_{lt} \times \beta_w \times f_y \times W_{PL,y}}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$\beta_w = 1$ pour la section de classe 1 et classe 2.

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2}} \quad \text{mais} \quad X_{LT} \leq 1.$$

Avec :

$$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + a_{lt} \times (\lambda_{lt} - 0.2) + \lambda_{lt}^2]$$

$$a_{lt} = 0.21 \quad \text{pour les profilés laminés.}$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_k}\right)$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \text{avec} \quad L_f = L_0, \quad L_f = 5.30 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{5.30}{0.1371} = 38.65$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}} = 1.$$

$$\lambda_k = 93.9\varepsilon \rightarrow \bar{\lambda}_{lt} = \frac{38.65}{93.9} = 0.41$$

$$\phi_{lt} = 0.5[1 + 0.21(0.41 - 0.2) + (0.41)^2] = \mathbf{0.606}$$

$$X_{LT} = \frac{1}{0.606 + \sqrt{(0.606)^2 - (0.41)^2}}$$

$$X_{LT} = \mathbf{0.95}$$

$$M_{b,rd} = \frac{0.95 \times 1 \times 235 \times 10^{-3} \times 1019}{1.1} = 206.81 \text{ KN.m.}$$

$$\mathbf{175.66 \leq 206.81 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \rightarrow \text{CV.}}$$

III.7.2. Poutre de plancher courant

La longueur de la poutre est de 5.30 m.

Charge des solives:

$$G_{sol} = (P_p / \text{entre axe})$$

$$G_{sol} = (0.224/1) = 0.224 \text{ KN/m}^2.$$

$$G_{total} = (G + G_{sol}) \times (5/2 + 4.4/2) = (5.36 + 0.224) \times 4.7 = \mathbf{26.24 \text{ KN/m}}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \quad Q_{total} = (5/2 + 4.4/2) \times 2.5 = \mathbf{11.75 \text{ KN/m.}}$$

Tableau III.4 : Evaluation des charges et surcharges.

G (KN/m)	Q (KN/m)	ELS (KN/m)	ELU (KN/m)
26.24	11.75	37.99	53.05

a) Condition de flèche

$$f \leq \delta_{\max}$$

$$\delta_{\max} = \frac{L}{250} = \frac{530}{250} = 2.12 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 37.99 \times 530^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 2.12} = \mathbf{8767.10 \text{ cm}^4}$$

On prend **IPE 330** $\rightarrow$ $I_y = \mathbf{11770 \text{ cm}^4}$.

b) Vérification de la résistance

On ajoute le poids propre du profilé choisit

$$P_p = 49.1 \text{ Kg/m} = 0.491 \text{ KN/m.}$$

La charge sera : $q = q_u + 1,35P_p \rightarrow q = \mathbf{53.71 \text{ KN/m.}}$

$$M_{sd} = \frac{qL^2}{8} = \frac{53.71 \times 5.30^2}{8} = \mathbf{188.58 \text{ KN.m.}}$$

$$M_{p,ly} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{804.3 \times 0.235}{1.1} = \mathbf{171.82 \text{ KN.m.}}$$

$$\mathbf{188.58 \leq 171.82} \dots \dots \dots \rightarrow \mathbf{CNV.}$$

On prend **IPE 360** $\rightarrow I_y = \mathbf{16270 \text{ cm}^4}$

On ajoute le poids propre du profilé choisi

$$P_p = 57.1 \text{ Kg/m} = 0,571 \text{ KN/m}$$

La charge sera : $q = q_u + 1,35P_p \rightarrow q = \mathbf{53.82 \text{ KN/m.}}$

$$M_{s,d} = \frac{qL^2}{8} = \frac{53.82 \times 5.30^2}{8} = \mathbf{188.97 \text{ KN.m.}}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1019 \times 0.235}{1.1} = \mathbf{217.69 \text{ KN.m.}}$$

$$\mathbf{188.97 \leq 217.69} \dots \dots \dots \rightarrow \mathbf{CV.}$$

c) Vérification au cisaillement

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0.5V_{rd}$.

$$V_{sd} = \frac{qL}{2} = \frac{53.82 \times 5.3}{2} = \mathbf{142.62 \text{ KN.}}$$

$$A_v = 35.14 \text{ cm}^2.$$

$$M_{pl, rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{3514 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1 \times \sqrt{3}} = \mathbf{433.42 \text{ KN.m}}$$

$$\mathbf{142.62 \leq 433.42 \times 0.5 = 216.71 \dots \rightarrow CV.}$$

d) Vérification de la condition de flèche

$$q = q_{ser} + P_p = 38.56 \text{ KN/m.}$$

$$f \leq \delta_{max}$$

$$f = \frac{5 \times 38.56 \times 530^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 16270} = \mathbf{1.15 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{1.17 \leq 2.12 \text{ cm} \dots \rightarrow CV.}$$

e) Vérification du déversement

$$M_{y, sd} \leq M_{b, rd}$$

$$M_{y, sd} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{53.82 \times 5.30^2}{8}$$

$$M_{y, sd} = \mathbf{188.97 \text{ KN.m.}}$$

$$M_{b, rd} = \frac{X_{lt} \times \beta_w \times f_y \times W_{PL,y}}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\beta_w = 1 \quad \text{pour la section de classe 1 et classe 2.}$$

$$X_{Lt} = \frac{1}{\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \lambda_{Lt}^2}} \quad \text{mais} \quad X_{Lt} \leq 1.$$

Avec :

$$\Phi_{Lt} = 0.5 \times [1 + a_{Lt} \times (\lambda_{Lt} - 0.2) + \lambda_{Lt}^2].$$

$$a_{Lt} = 0.21 \quad \text{pour les profilés laminés.}$$

$$\overline{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_k} \right)$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \text{avec} \quad L_f = L_0, \quad L_f = 5.30 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{5.30}{0.1371} = 38.65$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}} = 1.$$

$$\lambda_k = 93.9\varepsilon \rightarrow \overline{\lambda} = \frac{38.65}{93.9} = 0.41$$

$$\phi_{lt} = 0.5[1 + 0.21(0.41 - 0.2) + (0.41)^2] = \mathbf{0.606}$$

$$X_{LT} = \frac{1}{0.606 + \sqrt{(0.606)^2 - (0.41)^2}}$$

$$X_{lt} = \mathbf{0.95}$$

$$M_{b,rd} = \frac{0.95 \times 1 \times 235 \times 10^{-3} \times 1019}{1.1} = 206.81 \text{ KN.m.}$$

$$\mathbf{188.97 \leq 206.81 \text{ KN.m.} \dots \rightarrow \text{CV.}}$$

Pour le plancher terrasse et courant, on adopte une poutre d'**IPE360**.

III.8. les poteaux

III.8.1. Prenant le cas le plus défavorable (poteau central)

Le poteau le plus sollicité est le : Le poteau de RDC.

• Les charges cas statiques

Les charges cas statiques sont :

- Charge permanente :..... $G = 536 \text{ Kg/ m}^2$.
- Charge d'exploitation :..... $Q = 250 \text{ Kg / m}^2$.
- Poids de poutre principale :..... $PP = 57.1 \text{ Kg/ ml}$.
- Poids de poutre secondaire : $PS = 22.4 \text{ Kg/ml}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} Lx = 4.97 \text{ m.} \\ Ly = 4.60 \text{ m.} \\ S = lx \times Ly = 22.86 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

a) Charge des poteaux

On propose le **HEB200**

$$G_{pot} = \mathbf{61.3 \text{ kg/m}} \rightarrow G_{pot} = \mathbf{0.613 \text{ KN/m.}}$$

III.8.2. Les charges reprises par le poteau

$$G_{terrasse} = (G + (\frac{G_{sol}}{e})) \times S = (6.43 + \frac{0.224}{1}) \times 22.86 = 152.11 \text{ KN.}$$

$$G_{courant} = (G + (\frac{G_{sol}}{e})) \times 5 \times S = (5.36 + \frac{0.224}{1}) \times 5 \times 22.86 = 638.25 \text{ KN.}$$

$$G_{pot} = 0.613 \times 3.06 \times 6 = 11.254 \text{ KN}$$

$$Q_{terrasse} = 1 \times 22.86 = 22.86 \text{ KN}$$

$$Q_{courant} = 2.5 \times 22.86 \times 5 = 285.75 \text{ KN}$$

$$G_{poutre\ terrasse} = G_p (3.06 - 0.2) = (0.571 \times 2.86) = 1.63 \text{ KN.}$$

$$G_{poutre\ courant} = G_p (3.06 - 0.2) \times 5 = (0.571 \times 2.86) \times 5 = 8.16 \text{ KN.}$$

Tableau III.5 : Evaluation des charges reprise par le poteau.

G (KN)		Q (KN)		G poutre (KN)		G poteau
Terrasse	Courant	Terrasse	Courant	Terrasse	Courant	/
152.11	638.25	22.86	285.75	1.63	8.16	11.254

❖ **Calcul d'effort sollicitant**

$$N_{sd} = 1.35G + 1.5Q.$$

$$G = (G_{\text{terrasse}} + G_{\text{courant}}) + G_{\text{poteau}} + G_{\text{poutre}}$$

$$G = 152.11 + 638.25 + 11.254 + 9.79$$

$$\mathbf{G = 811.40 \text{ KN.}}$$

$$Q = (Q_{\text{Terrasse}} + Q_{\text{courant}})$$

$$Q = 22.86 + 285.75$$

$$\mathbf{Q = 308.61 \text{ KN}}$$

$$N_{sd} = 1.35 \times 811.40 + 1.5 \times 308.61$$

$$N_{sd} = \mathbf{1558.30 \text{ KN.}}$$

$$\overline{\lambda} = 0.7 \rightarrow x = 0.724 \quad (\text{d'après le tableau CCM97}).$$

$$A \geq \frac{1.1 \times 1558.3 \times 10^2}{0.724 \times 2350} = \mathbf{100.74 \text{ cm}^2}.$$

Donc : le poteau en **HEB 240**.

III.9. Les escaliers

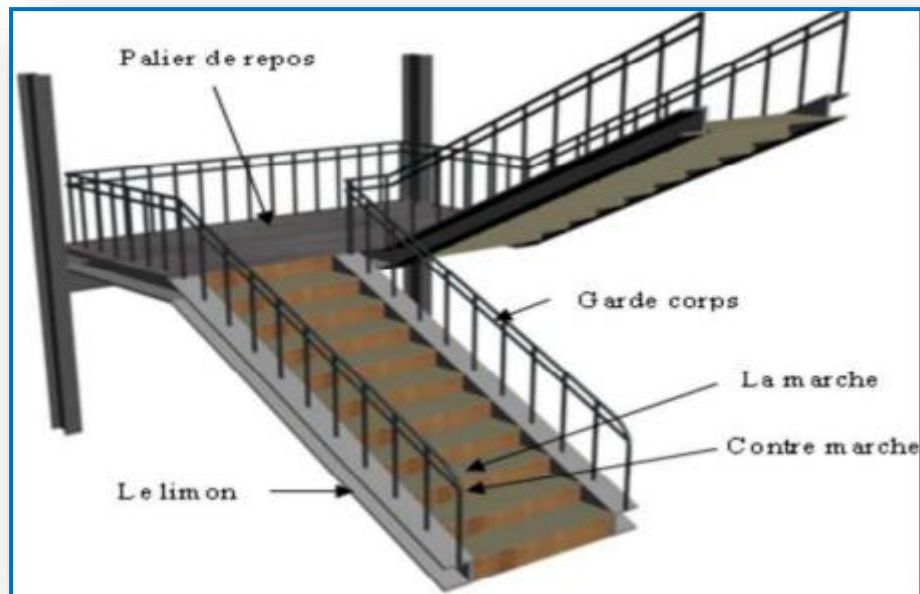


Figure III.2 : Les types d'escaliers.

III.9.1. Evaluation des charges

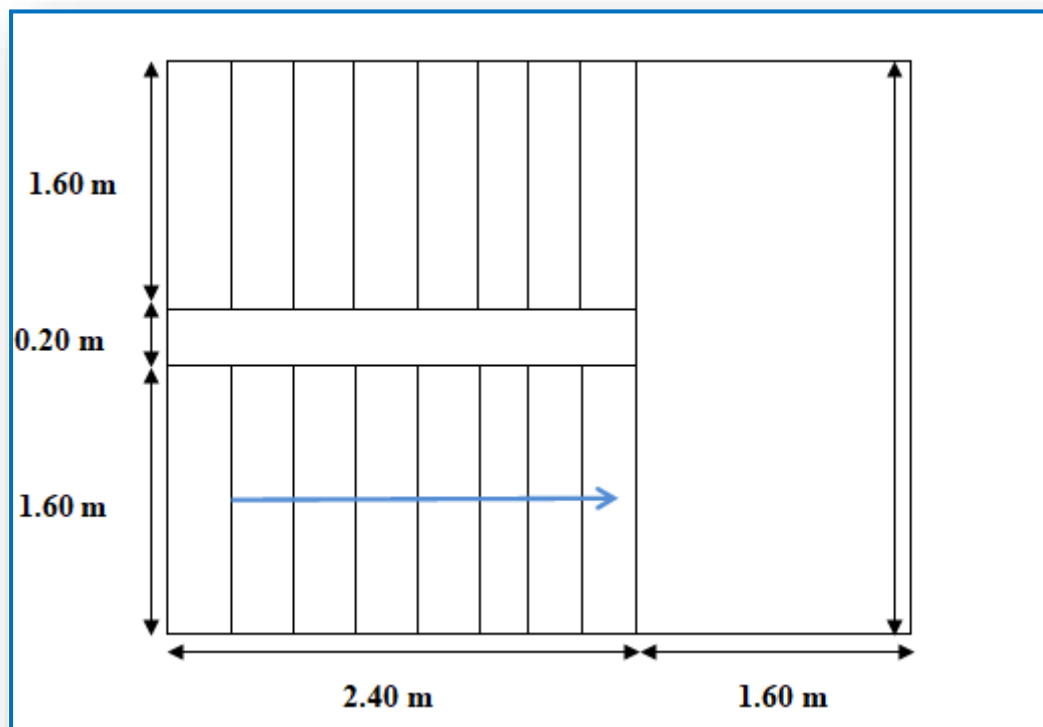
Tableau III.6 : Evaluation des charges et surcharges du palier.

Composants du palier	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Tôle Hi-bond 55-750	/	0.09
Dalle en béton	0.08	2
Mortier de pose	0.02	0.44
Revêtements en granite	/	0.7
TOTAL		3.23
Charge d'exploitation		2.5

Tableau III.7 : Evaluation des charges et surcharges de la volée.

Composants de la volée	Epaisseur (m)	Poids (KN/m)
Garde-corps métallique	/	0.6
Tôle striée	/	0.45
Mortier de pose	0.02	0.44
Revêtement en granite	/	0.7
TOTAL		2.19
Charge d'exploitation		2.5

III.9.2. Dimensions des escaliers

**Figure III.3 :** Dimensions des escaliers.

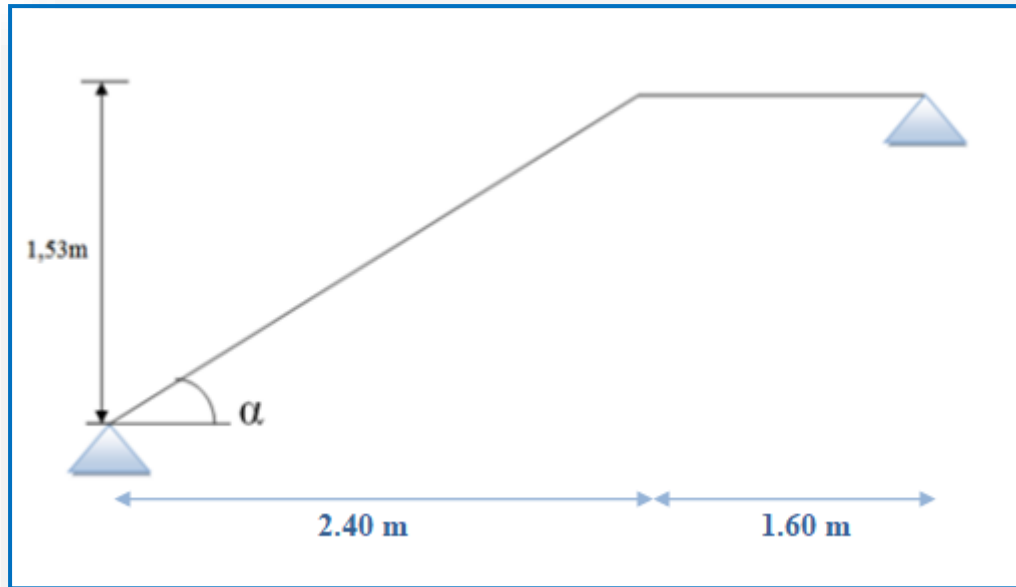


Figure III.4 : Schéma statique de l'escalier.

- **Nombre de marches**

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h + g = 64$

On obtient, le nombre des marches et leurs dimensions par les relations suivantes :

$$2h + g = 64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n - 1) g = L \dots\dots\dots (3)$$

Avec :

n : Le nombre des contre marches.

(n-1) : Le nombre des marches.

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$$

$$64n^2 - n(64 + 2 \times 1.53 + 2.4) + 2 \times 1.53$$

Avec :

n : La racine de l'équation.

Dans notre cas, nous avons un seul type d'escalier composé de deux paliers et une volée intermédiaire.

L : longueur projetée de la volée.

$$L = 2.4 \text{ m.}$$

Pour le dimensionnement des marches g et contre marches h , on utilise généralement la formule de « **BLONDEL** ».

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

Solution:

$n_1 = 0,63$ refusée.

$n_2 = 8,89$ accepté. On prendre $n = 9$

Donc on prendre :

- Le nombre de contre marche $n = 9$
- Le nombre des marches $n-1 = 8$
- Longueur de la marche : 1,60 m
- Largeur de la marche : 0,3 m.

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

a) Vérification de l'équation de « BLONDEL »

$$\left\{ \begin{array}{l} (59 \leq (g+2h) \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} g + 2h = 64 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

b) La longueur de l'escalier :

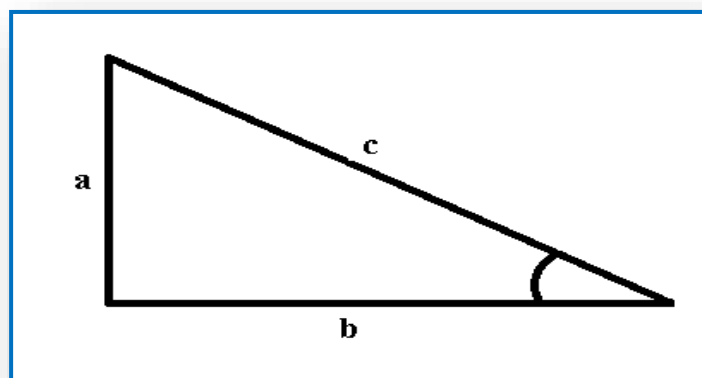


Figure III.5 : Inclinaison de la volée.

$$\tan \alpha = \frac{a}{b} = \frac{153}{240} = 0.63 \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ.$$

• **Longueur du limon**

$$L = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{1.53}{0.54} = 2.83 \text{ m.}$$

a) Condition de flèche

$$f_{\max} \leq \delta_{\max}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_{\text{ser}} \times L^4}{384 \times EI} \leq \frac{L}{250}$$

Tableau III.8 : Evaluation des charges et surcharges.

G (0.3) (KN/m)	Q (0.3) (KN/m)	ELS (KN/m)	ELU (KN/m)
2.19*0.3=0.657	2.5*0.3=0.75	1.40	2.01

$$\delta_{\max} = \frac{L}{250} = \frac{160}{250} = 0.64 \text{ cm.}$$

$$q_{\text{ser}} = (G + Q) \cdot 0.3 = (0.657 + 0.75) = \mathbf{1.40 \text{ KN/m.}}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 140 \times 1.6^4 \times 10^6}{384 \times 0.64 \times 2.1 \times 10^6} \geq \mathbf{8.88 \text{ cm}^4}.$$

$$\text{On adopte cornière } \mathbf{50 \times 50 \times 4} \quad I_y = \mathbf{8.97 \text{ cm}^4}.$$

b) Vérification de la flèche

$$q_{\text{ser}} = 1,4 + P_p = 1,4 + 0,0306 = \mathbf{1,43 \text{ KN/m.}}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_{\text{ser}} \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.43 \times 160^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 8.97} = \mathbf{0.64 \text{ cm.}}$$

$$\mathbf{0.64 \text{ cm}} \leq \frac{160}{250} = \mathbf{0.64 \text{ cm}} \dots \dots \dots \rightarrow \mathbf{CV.}$$

c) Vérification de la résistance

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

$$\text{La charge sera : } q = q_u + 1.35 \times P_p$$

$$q_u = [(1.35 \times 2.19) + (1.5 \times 2.5)] \times 0.3$$

$$q_u = \mathbf{2.01 \text{ KN/ml}}$$

$$q = 2.01 + 1.35 \times 0.0306$$

$$q = \mathbf{2.05 \text{ KN/ml.}}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \mathbf{0.65 \text{ KN.m.}}$$

$$M_{ply} = W_{el} \frac{F_y}{\gamma_{M0}} = \mathbf{0.69 \text{ KN.m.}}$$

$$\mathbf{0.65 \leq 0.69 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \rightarrow \text{CV.}}$$

III.10. Calcul du limon

Tableau III.9 : Evaluation des charges et surcharges.

Gv (1,6/2) (KN/m)	Gp (1,6/2) (KN/m)	Q (1,6/2) (KN/m)	ELSV (KN/m)	ELUV (KN/m)	ELSp (KN/m)	ELUp (KN/m)
1.75	2.58	2	3.75	5.36	4.58	6.48

a) Condition de la flèche :

Condition à vérifier : $f_{max} \leq \delta_{max}$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 4.58 \times 445.7^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 1.78} = \mathbf{629.55 \text{ cm}^4}.$$

$$\delta_{max} = \frac{L}{250} = \frac{285.7 + 160}{250} = \mathbf{1.78 \text{ cm.}}$$

On prend **UPA 150** $I_y = \mathbf{796.1 \text{ cm}^4}$.

b) Vérification la flèche :

$$q_{ser} = 4.58 + P_p = 4.58 + 0.179 = \mathbf{4.759 \text{ KN/m.}}$$

$$f_{max} \leq \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 4.759 \times 445.7^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 796.1} = \mathbf{1.46 \text{ cm.}}$$

$$\mathbf{f_{max} = 1.46 \text{ cm} \leq \delta_{max} = 1.78 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}}$$

c) Vérification de la résistance

$$q_u = 6.48 + 1.35P_p = 6.48 + (1.35 \times 0.179) = \mathbf{6.72 \text{ KN/m.}}$$

$$M_{sd} = \frac{qL^2}{8} = \frac{6.72 \times 4.457^2}{8} = \mathbf{16.68 \text{ KN.m}}$$

$$M_{pl,rd} = W_{pl} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{125.3 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = \mathbf{26.76 \text{ KN/m.}}$$

$$\mathbf{16.68 \text{ KN.m} \leq 26.76 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{CV.}}$$

UAP 150 pour le limon.

III.11. Calcul de la poutre palière

C'est une poutre assemblée sur la moitié des deux poteaux dans ce cas la longueur de la poutre est de **3.40 m**. La charge offerte à la poutre palière est due aux deux demi de volées et de mur ci-dessus plus le palier.

$$G_{palier} = 3.23 \text{ KN/m}^2.$$

$$G \text{ volée} = 2.19 \text{ KN/m}^2.$$

$$G1 \text{ Limon} = \left(\frac{2.19 \times 1.6 \times 2.857}{2} + \frac{3.23 \times 1.6 \times 1.6}{2} + \frac{3.23 \times 0.20}{2} \right) \times \frac{1}{2} = \mathbf{4.73KN}.$$

$$Q = \left(\frac{2.5 \times 4.457 \times 1.6}{2} \right) = \mathbf{8.91KN}.$$

$$G \text{ cloisons} = 1.46 \times \frac{3.06 \times 3.40}{2} = \mathbf{7.59KN}.$$

$$G \text{ totale} = \frac{(G1 \text{ limon} \times 3) + G_{\text{cloison}}}{3.40} = \frac{(4.73 \times 3) + 7.59}{3.40} = \mathbf{6.40KN/m}.$$

$$Q = \frac{8.91 \times 2}{3.40} = \mathbf{5.24 KN/m}.$$

Tableau III.10 : Evaluation des charges et surcharges du palier.

G (KN/m)	Q (KN/m)	ELS (KN/m)	ELU (KN/m)
6.40	5.24	11.64	16.5

a. Condition de flèche :

Condition à vérifier : $f \leq \delta_{\max}$

$$\delta_{\max} = \frac{L}{250} = \frac{500}{250} = \mathbf{2cm}.$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_{\text{ser}} \times L^4}{384 \times E \times \delta_{\max}} = \frac{5 \times 11.64 \times 500^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 2} = \mathbf{2255.39cm^4}.$$

On prend **IPE 220** $I_y = 2772 \text{ cm}^4$.

a. Vérification de la flèche :

$$q_{\text{ser}} = 11.64 + P_p = 11.64 + 0.262 = \mathbf{11.90 KN/m}.$$

$$f \leq \frac{5 \times q_{\text{ser}} \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 11.90 \times 500^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 2772} = \mathbf{1.66 cm}.$$

$$\mathbf{1.66 \leq 2cm \dots\dots\dots CV.}$$

a) Vérification de la résistance

$$q_u = 16.5 + 1.35P_p = 16.5 + (1.35 \times 0.262) = \mathbf{16.85 KN/m}.$$

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

$$M_{sd} = \frac{qL^2}{8} = \frac{16.85 \times 5^2}{8} = \mathbf{52.65 KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = W_{pl} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{285.4 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = \mathbf{60.97 KN/m}.$$

$$\mathbf{52.65 \leq 60.97 KN/m \dots\dots\dots \rightarrow CV.}$$

IPE220 pour la poutre palière.

Chapitre IV :
Etude de Plancher Collaborant

Chapitre IV : Etude de Plancher Collaborant

IV.1. Introduction

Les ossatures de planchers sont constituées des solives et poutres principales, les, qu'elles-mêmes portées sur des poteaux.

Bien entendue qu'il y a divers types de planchers, parmi eux on se base sur un plancher dit mixte (acier/béton), et le plus répandu dans les constructions métalliques.

IV.2. Description d'un plancher collaborant

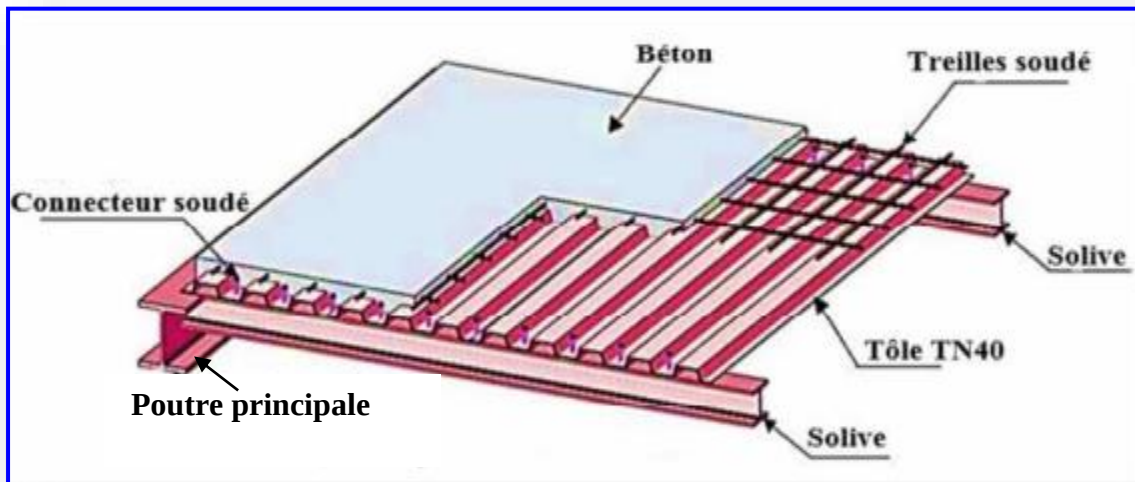


Figure IV.1 : Plancher collaborant (mixte).

Le calcul du plancher mixte se fait en deux phases :

- ✓ Phase de réalisation.
- ✓ Phase finale.

a. Phase de réalisation

En phase de réalisation le profilé en acier travaille seul et supporte les charges suivantes :

- ✓ Poids propre du profilé.
- ✓ Poids propre du béton frais.
- ✓ Surcharge des ouvriers.

b. Phase finale

En phase finale les deux matériaux travaillent ensemble et supportent les charges suivantes :

- ✓ Poids propre du profilé.
- ✓ Poids propre du béton sec.
- ✓ Surcharges d'exploitations.
- ✓ Charge de finition.

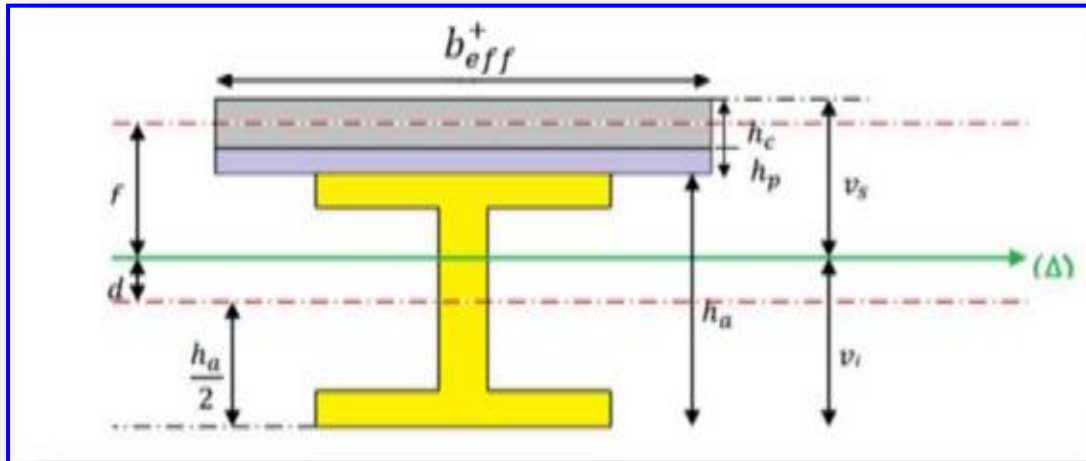


Figure IV.2 : Dimensions de la poutre mixte.

Pour les calculs des poutres mixtes, 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 :

IV.3. Calcul du plancher courant

1. Vérification de la dalle mixte

- Pour effectuer cette vérification on doit choisir le plancher le plus sollicité qui est le plancher de l'étage courant.
- La dalle est considérée comme une série de poutres simples et que tout ce calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

• Vérification à l'ELU

Vérification de la résistance des sections : $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$

• Evaluation des charges

Charge permanente : $G_{\text{plancher}} = 5.36 \text{ KN/m}^2$.

Charge d'exploitation: $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

$$G = 536 \times 1 = 536 \text{ daN/m.}$$

$$Q = 250 \times 1 = 250 \text{ daN/m.}$$

$$G + G_{\text{solive}} = 536 + 22.4 = 558.4 \text{ daN/m.}$$

$$q_u = 1.35 \times (558.4) + 1.5 \times (250) = 1128.84 \text{ daN/m.}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{qL^2}{8} = \frac{1128.84 \times 5^2}{8} = 3527.62 \text{ daN.m.}$$

$$b_{\text{eff}} = be_1 + be_2 \quad \text{avec} \quad be_i = \min(L/8, e/2).$$

$$be_i = \min\left(\frac{500}{8}, \frac{100}{2}\right) \dots\dots\dots be_1 = be_2 = 50 \text{ cm.}$$

$$b_{\text{eff}} = 50 + 50 = 100 \text{ cm.}$$

$$F_c = \frac{0.85 \times b_{\text{eff}} \times h_c \times f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \times 100 \times 10 \times 250}{1.5} = 141666.66 \text{ daN.}$$

$$F_a = \frac{A_a \times \gamma_a}{\gamma_{M0}} = \frac{28.5 \times 235 \times 10}{1.1} = 60886.36 \text{ daN.}$$

$F_c > F_a \quad \rightarrow \quad \text{Axe neutre passe par la dalle.}$

$$X = \frac{f_a}{0.85 \times b_{\text{eff}} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} = \frac{60886.36}{0.85 \times 100 \times \frac{250}{1.5}} = 4.29 \text{ cm.}$$

$$X = 4.29 \text{ cm} < h_c = 10 \text{ cm.}$$

• **Calcul le moment résistant $M_{\text{pl, rd}}$**

$$M_{\text{pl, rd}} = f_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{X}{2} \right) = 60886.36 \left(\frac{0.20}{2} + 0.10 + 0.04 - \frac{0.0429}{2} \right) = 13306.71 \text{ daN.m.}$$

$$M_{\text{sd}} = 3527.62 \text{ daN.m} \leq M_{\text{pl, rd}} = 13306.71 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \rightarrow \text{CV.}$$

• **Effort tranchant**

$$V_{\text{sd}} = \frac{q_u \times L}{2} = 2822.1 \text{ daN.}$$

$$V_{\text{pl, rd}} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{14 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1.1} = 17268.02 \text{ daN.}$$

$$V_{\text{sd}} = 2822.1 \text{ daN.m} \leq V_{\text{pl, rd}} = 17268.02 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \rightarrow \text{CV.}$$

- **La flèche**

$$F_{ad} = \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_h} \leq \delta_{lim} = \frac{L}{250} = \frac{500}{250} = 2 \text{ cm.}$$

$$q_{ser} = G + Q = 558.4 + 250 = 808.4 \text{ daN/m.}$$

$E_a = 2.1 \times 10^6 \text{ daN/cm}^2$: module d'élasticité de l'acier de constriction.

$E_{cm} = 3.05 \times 10^5 \text{ daN/cm}^2$ pour une contrainte de compression $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

- **Caractéristique de la poutre mixte**

$$A_h = A_a + h_c \times \frac{b_{eff}}{n''} \quad n = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{2.1 \times 10^6}{305000} = \mathbf{6.88}$$

$$n'' = 2n = 13.77$$

$$A_h = 28.5 + 10 \times \frac{100}{13.77} = 101.12 \text{ cm}^2.$$

- **Moment statique**

$$m = A_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c \right) + \frac{h_c^2 \times b_{eff}}{2n''} = 28.5 \left(\frac{20}{2} + 4 + 10 \right) + \frac{10^2 \times 100}{2 \times 13.77} = 1047.10 \text{ cm}^3.$$

- **L'axe neutre**

$$X = \frac{m}{A_h} = \frac{1047.10}{101.12} = 10.35 \text{ cm.}$$

- **L'inertie supérieurs**

$$I_{sup} = I_a + A_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c \right)^2 + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{3n''}$$

$$I_{sup} = 1943 + 28.5 \left(\frac{20}{2} + 4 + 10 \right)^2 + \frac{100 \times 10^3}{3 \times 13.77} = 20779.72 \text{ cm}^4.$$

$$I_h = I_{sup} - A_h X^2 = 20779.72 - 101.12 \times (10.35)^2 = 9947.49 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{5 \times 808.4 \times 500^4 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 9947.49} = 0.31 \text{ cm.}$$

$$f = 0.31 \text{ cm} \leq \delta_{lim} = 2 \text{ cm} \dots \dots \dots \rightarrow \text{CV.}$$

IV.4. Calcul du plancher terrasse

Pour le plancher de toiture l'épaisseur de la dalle est 12 cm et le profile IPE200.

- **Vérification à l'ELU**

Vérification de la résistance des sections : $M_{sd} \leq M_{pl. Rd}$

- **Evaluation des charges**

Charge permanente : $G_{\text{plancher}} = 6.43 \text{ KN/m}^2$.

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

$$G = 643 \times 1 = 643 \text{ daN/m.}$$

$$Q = 100 \times 1 = 100 \text{ daN/m}$$

$$G + G_{\text{solive}} = 643 + 22.4 = 665.4 \text{ daN/m.}$$

$$q_u = 1.35 \times (665.4) + 1.5 \times (100) = 1048.29 \text{ daN/m.}$$

$$M_{sd} = \frac{qL^2}{8} = \frac{1048.29 \times 5^2}{8} = 3275.90 \text{ daN.m.}$$

$$b_{\text{eff}} = b_{e1} + b_{e2} \quad \text{avec} \quad b_{ei} = \min (L/8, e/2).$$

$$b_{ei} = \min \left(\frac{500}{8}, \frac{100}{2} \right) \dots\dots\dots b_{e1} = b_{e2} = 50 \text{ cm.}$$

$$b_{\text{eff}} = 50 + 50 = 100 \text{ cm.}$$

$$F_c = \frac{0.85 \times b_{\text{eff}} \times h_c \times f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \times 100 \times 10 \times 250}{1.5} = 141666.66 \text{ daN.}$$

$$F_a = \frac{A_a \times \gamma_a}{\gamma_{M0}} = \frac{28.5 \times 235 \times 10}{1.1} = 60886.36 \text{ daN}$$

$$F_c = 141666.66 \text{ daN} > F_a = 60886.36 \text{ daN} \quad \rightarrow \text{Axe neutre passe par la dalle.}$$

$$X = \frac{f_a}{0.85 \times b_{\text{eff}} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} = \frac{60886.36}{0.85 \times 100 \times \frac{250}{1.5}} = 4.29 \text{ cm.}$$

$$X = 4.29 \text{ cm} < h_c = 10 \text{ cm.}$$

- **Calcul le moment résistant $M_{pl, rd}$**

$$M_{pl, rd} = f_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{x}{2} \right) = 60886.36 \left(\frac{0.20}{2} + 0.1 + 0.04 - \frac{0.0429}{2} \right) = 13306.71 \text{ daN.m.}$$

$$M_{sd} = 3527.62 \text{ daN.m} \leq M_{pl, rd} = 13306.71 \text{ daN.m} \dots \rightarrow \text{CV.}$$

- **Effort tranchant**

$$V_{sd} = \frac{qu \times L}{2} = 2620.72 \text{ daN.}$$

$$V_{pl, rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{14 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1.1} = 17268.02 \text{ daN.}$$

$$V_{sd} = 2620.72 \text{ daN.m} \leq V_{pl, rd} = 17268.02 \text{ daN.m} \dots \rightarrow \text{CV.}$$

- **La flèche**

$$F_{ad} = \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_h} \leq \delta_{lim} = \frac{L}{250} = \frac{500}{250} = 2 \text{ cm.}$$

$$q_{ser} = G + Q = 665.4 + 100 = 765.4 \text{ daN/m.}$$

$E_a = 2.1 \times 10^6 \text{ daN/cm}^2$: module d'élasticité de l'acier de constriction.

$E_{cm} = 3.05 \times 10^5 \text{ daN/cm}^2$ pour une contrainte de compression $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

- **Caractéristique de la poutre mixte**

$$A_h = A_a + h_c \times \frac{b_{eff}}{n''} \quad n = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{2.1 \times 10^6}{305000} = 6.88.$$

$$n'' = 2n = 13.77$$

$$A_h = 28.5 + 10 \times \frac{100}{13.77} = 101.12 \text{ cm}^2.$$

$$m = A_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c \right) + \frac{h_c^2 \times b_{eff}}{2n''} = 28.5 \left(\frac{20}{2} + 4 + 10 \right) + \frac{10^2 \times 100}{2 \times 13.77} = 1047.10 \text{ cm}^3.$$

- **L'axe neutre**

$$X = \frac{m}{Ah} = \frac{1047.10}{101.12} = 10.35 \text{ cm.}$$

$$I_{\text{sup}} = I_a + A_a \left(\frac{ha}{2} + hp + hc \right)^2 + \frac{beff \times hc^3}{3n''}$$

$$I_{\text{sup}} = 1943 + 28.5 \left(\frac{20}{2} + 4 + 10 \right)^2 + \frac{100 \times 10^3}{3 \times 13.77} = 20779.72 \text{ cm}^4.$$

$$I_h = I_{\text{sup}} - A_h X^2 = 20779.72 - 101.12 \times (10.35)^2 = 9947.49 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{5 \times 765.4 \times 500^4 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 9947.49} = 0.29 \text{ cm.}$$

$$F_{\text{ad}} = 0.29 \text{ cm} < \delta_{\text{lim}} = 2 \text{ cm} \dots \dots \dots \rightarrow \text{CV.}$$

IV.5. Etude des connecteurs

a) Définition

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de compression et l'acier. En d'autres termes ils sont destinés pour résister au glissement de la dalle en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.

$$f_y = 235 \text{ MPa} \quad h = 90 \text{ mm.}$$

$$f_u = 430 \text{ MPa.} \quad d = 16 \text{ mm.}$$

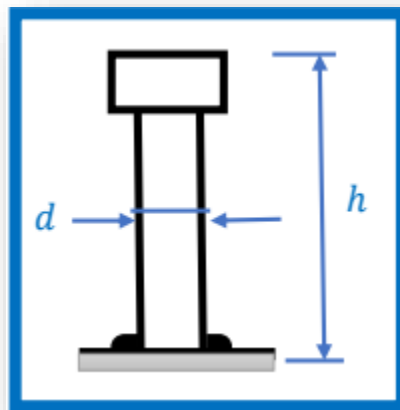


Figure IV.3 : Dimension du goujon à tête.

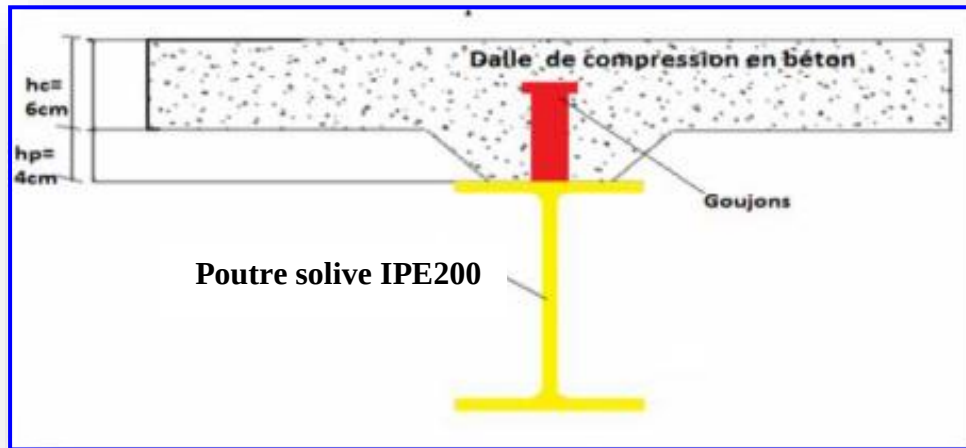


Figure IV.4 : Schéma des connecteurs.

b) Résistance du connecteur isolé

Résistance du goujon en cisaillement :

$$P_{rd} = \min \left[\left(\frac{0.8 f_u}{\gamma_v}, \frac{\pi d^2}{4}, \frac{0.29 \times \alpha \times d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \right) \right]$$

P_{rd} : Résistance au cisaillement.

d : Diamètre du connecteur $d = 16 \text{ mm}$.

E_{cm} : Module d'élasticité sécant moyen du béton **$E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$** .

γ_v : facteur de sécurité associé au connecteur **$\gamma_v = 1,25$** .

f_u : contrainte ultime nominale.

f_{ck} : résistance caractéristique du béton **25 MPa** .

$$\alpha = 1 \text{ Si } \frac{h}{d} > 4 \rightarrow \frac{h}{d} = \frac{90}{16} = 5.62 > 4$$

$P_{rd} = 51.86 \text{ KN}$.

- **Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal**

$$f_{cf} = Aa \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

Aa : section du profilé.

$$\gamma_{M0} = 1,1$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$f_{cf} = 608.86 \text{ KN}$$

- **Nombre des connecteurs**

$$N \geq N_f$$

$$N_f = \frac{f_{cf}}{\text{prd}} = \frac{608.86}{51.86} = \mathbf{11.74}$$

$$N \geq 11.74 \text{ goujons}$$

$$N \approx 12 \text{ goujons.}$$

Donc on a 12 goujons sur la demi-portée de la solive.

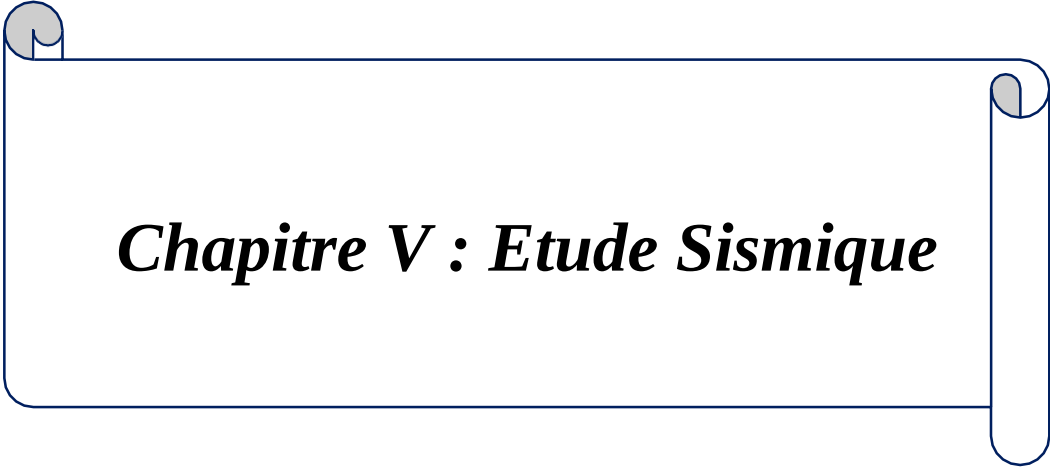
- **Espacement des goujons**

Le nombre de connecteur N est uniformément repart sur une longueur critique L_{cr} . Cette dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques.

$$S = \frac{L_{cr}}{N} = \frac{L}{2N}$$

$$S = \frac{500}{2 \times 12} = 20.83 \text{ cm.}$$

L'espacement entre les goujons ; $S = \mathbf{20.83 \text{ cm.}}$

A decorative scroll graphic with a light blue background and a dark blue border. The scroll is unrolled in the center, with the chapter title written inside. The ends of the scroll are rolled up, showing a grey interior. The entire graphic is centered on the page.

Chapitre V : Etude Sismique

Chapitre V : Etude Sismique

V.1. Introduction

Le séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs de différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismique qui se propagent dans toutes les directions et atteignant la surface du sol.

Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements.

Il est donc nécessaire de construire des structures résistantes aux séismes en zone sismique.

Le calcul sismique se fait selon le règlement parasismique Algérien, qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse),
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.2. Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non Amorties. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums dû au séisme. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.2.1. Caractéristiques dynamiques

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système Non Amorti Non Forcée. Son équation est donnée par :

$$[M]\{\ddot{X}\} + [K]\{X\} = 0$$

$[M]$: Matrice de masse de la structure.

$[K]$: Matrice de Rigidité de la structure.

$\{\ddot{X}\}$: Vecteur des accélérations relatives.

$\{X\}$: Vecteur des déplacements relatifs.

D'où :

$$\{X\} = \{A\} \sin(\omega.t + \beta)$$

$$\{\ddot{X}\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega.t + \beta)$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

β : Angle de déphasage.

En remplaçant (2) et (3) dans (1) on obtient :

$$[K] - \omega^2 [M] = 0$$

Les solutions $(\omega_1^2, \omega_2^2, \omega_3^2, \omega_4^2, \dots, \omega_n^2)$ représentent les pulsations propres (fréquence angulaire) des « n » modes de vibrations.

ω_1 : Présente le mode fondamentale donc $(\omega_1 < \omega_2 < \omega_3 < \omega_4 < \dots < \omega_n)$ Ou bien :

$$(T_1 > T_2 > T_3 > T_4 > \dots > T_n)$$

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \rightarrow T_i = \frac{1}{f_i}$$

$T_i(\text{Sec})$: La période de la structure.

$f_i(\text{Sec})$: Désigne la fréquence.

T_i : Représente la période fondamentale des modes de vibration.

V.3. Critères de classification par le RPA99 version2003 [1]

V.3.1. Classification des zones sismique

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- **ZONE 0** : sismicité négligeable.
- **ZONE I** : sismicité faible.
- **ZONE IIa et IIb** : sismicité moyenne.
- **ZONE III** : sismicité élevée.

V.3.2. Classification de l'ouvrage

Pour ce cas, d'après la carte et le tableau cité précédemment : **Ain Defla** se situe dans une zone de moyenne sismicité **zone IIb**.

La classification des ouvrages se fait aussi sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social [1].

- **Groupe 1A** : ouvrage d'importance vitale.
- **Groupe 1B** : ouvrage de grande importance.
- **Groupe 2** : ouvrage courant ou d'importance moyenne.
- **Groupe 3** : ouvrage de faible importance.

V.4. Calcul par la méthode modale spectrale

Dans cette partie d'études, on a utilisé le logiciel ETABS "Extended Threedimensionnel Analyse of Building System". ETABS est un logiciel destiné à la conception et l'analyse des structures de génie civil (béton armé et charpente métallique). ETABS est élaboré aux USA par la compagnie «computers and structures», et est un outil pour l'ingénieur civil ou il peut modéliser sa construction pour les matériaux béton aciers charpentes métallique charger la structure avec n'importe quelle chargement et obtenir les résultats des sollicitations appliquées sur la structure et enfin le dimensionnement des éléments de la structure tous sa dans un temps très réduit et convenable pour besoins de l'ingénieur.

a) Principe de la méthode modale spectrale

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- ✓ Concentration des masses au niveau des planchers.
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égales à 90%.
- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.
- ✓ Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K .

b) Analyse modale spectrale**• 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 (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogramme données 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 :

$$\frac{sa}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0S \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{3/5} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

• **Représentation graphique du spectre de réponse**

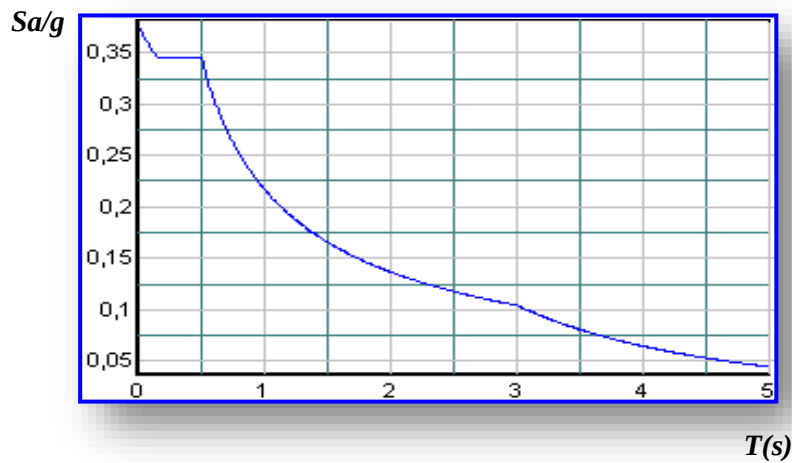


Figure V.1 : Spectre de réponse

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,

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,

Q : Facteur de qualité.

Les spectres de réponse de notre structure sont représentés dans la figure V.2 pour les différents sites.

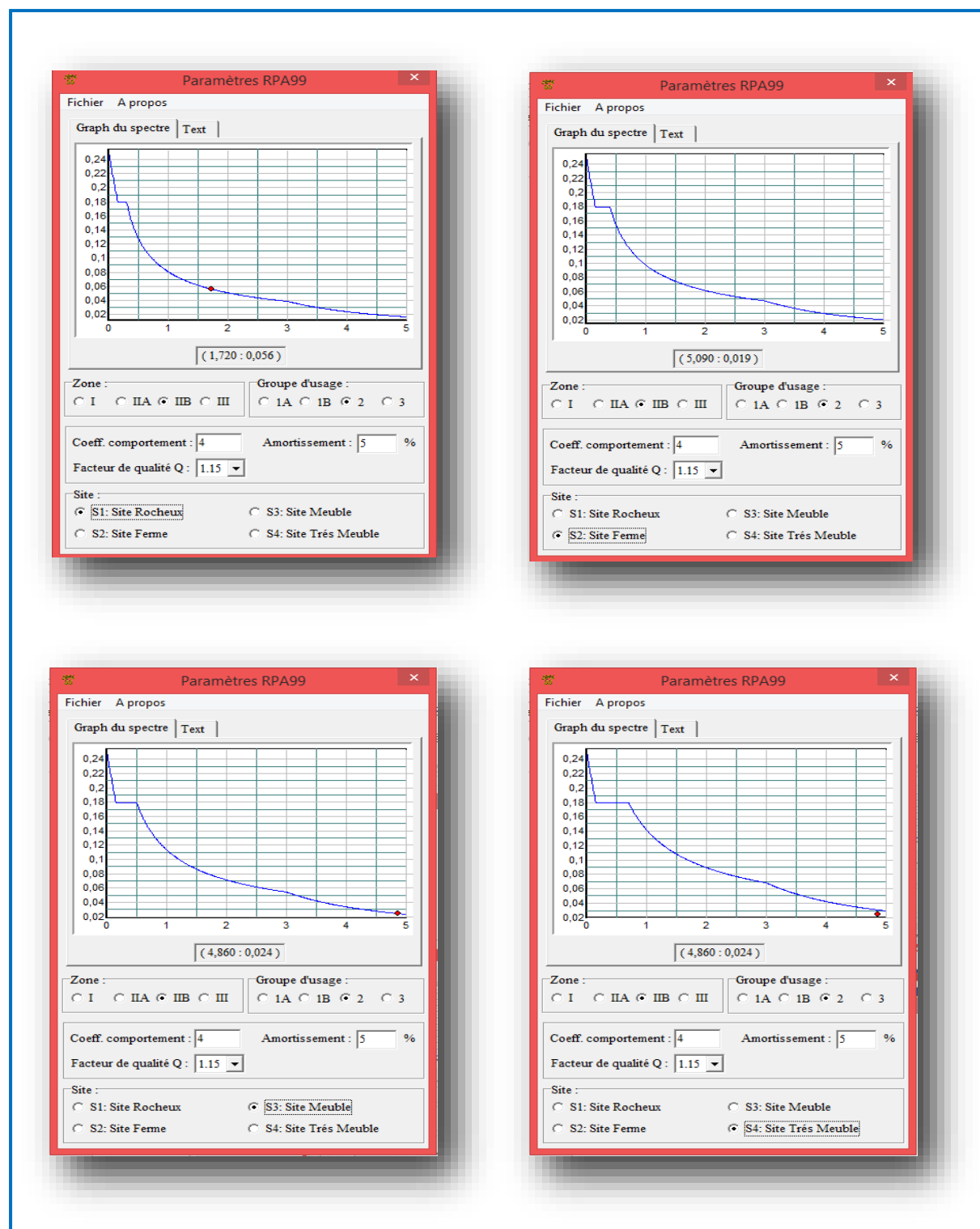


Figure V.2 : Spectre de réponse pour les différents sites.

✓ 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 :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad [1]$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment administratif **A= 0.20**.

Tableau V.1 : Coefficient d'accélération de zone A [1].

	ZONE
Groupe	Iib
2	0.20

D : facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans le Tableau 4.7 de RPA99/Version 2003 [1].

Tableau V.2 : Valeurs de T1 et T2.

Site	S1	S2	S3	S4
T1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T2 (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

✓ 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 calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

Nous choisirons la formule :

$$T = C_T \times h_n^{3/4}$$

$$T = 0.09h_n/\sqrt{D}$$

$$T = \min (C_T \times h_n^{3/4}, 0.09h_n/\sqrt{D}) ; C_T = 0.05$$

h_n : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'à dernier niveau : h_n = 19.38 m.

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré :

D_x = 24.80 m ; **D_y** = 9.20 m.

✓ Dans le Sens x ;

$$\begin{cases} T = 0.09 \frac{19.38}{\sqrt{24.80}} = 0.35 \text{ sec.} \\ T = 0.05 \times (19.38)^{3/4} = 0.46 \text{ sec.} \end{cases}$$

$$T_x = \min(0.35; 0.46) = 0.35 \text{ sec.}$$

✓ Dans le Sens y ;

$$\begin{cases} T = 0.09 \frac{19.38}{\sqrt{9.20}} = 0.57 \text{ sec.} \\ T = 0.05 \times (19.38)^{3/4} = 0.46 \text{ sec.} \end{cases}$$

$$T_y = \min(0.57; 0.46) = 0.46 \text{ sec.}$$

Donc on prend :

$$\begin{cases} T_x = 0.35 \text{ sec} \\ T_y = 0.46 \text{ sec} \end{cases}$$

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

$$D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec}$$

$$D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec.}$$

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad [1].$$

ξ (%) : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif (Acier, dense).

Pour notre cas on prend $\xi = 5$ %.

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+5)}} = \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 1$$

Tableau V.3 : Valeurs de D_x et D_y .

Site	S1	S2	S3	S4
D_x	2.25	2.75	2.75	2.75
D_y	1.88	2.28	2.75	2.75

✓ **Q** : facteur de qualité

La valeur de Q déterminée par la formule (RPA. Formule.4.41 [1]) ; $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Tableau V.4 : Valeurs des pénalités P_q [1].

Critère q	Valeur de P_q	
	P_{qx}	P_{qy}
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0.10

D'où :

$$Q_x = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.10) = 1.15$$

$$Q_y = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.10) = 1.15$$

✓ **R** : Coefficient de comportement de la structure.

$R_x = 4$: Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques [1].

✓ **W** : poids de la structure

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

W_i Étant donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i » ;

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau « i » ;

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau « i » ;

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

β = 0,2 (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

Tableau V.5 : Paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment.

Paramètre	Sens-X	Sens-Y
A	0.20	0.20
R	4	/
Q	1.15	1.15
W(KN)	12436,62	12436,62

V.4.1.1. Caractéristiques dynamique propres du model

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans cette section à savoir la période fondamentale et la participation massique.

a) Vérification de la période fondamentale

Les valeurs de T calculées à partir des formules analytiques et numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques de plus de 30%.

Le tableau V.7 illustre la vérification de la période fondamentale obtenue par la méthode spectrale modale par rapport aux valeurs exigées par les règles parasismiques algériennes (valeurs empiriques).

Tableau V.6 : Vérification de la période fondamentale.

Sens	T Dynamique	T _{EMP}	1.3 × T _{EMP}	T _{dynamique} ≤ 1.3T _{EMP}
X	0.30	0.35	0.46	Vérifiée
Y	0.30	0.46	0.60	Vérifiée

D'après les résultats obtenus, nous avons constatés que la période fondamentale du model est vérifiée par rapport aux exigences normatives et que la disposition des palée de stabilité adoptée est adéquate.

b) Calcul des coefficients de participation massique

On doit vérifier que $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

$$\text{Avec: } \bar{\alpha}_i = \frac{(\sum_{k=1}^n W_k \varphi_{ki})^2}{\sum_{k=1}^n W_k \varphi_{ki}^2} \frac{1}{\sum_{k=1}^n W_k}$$

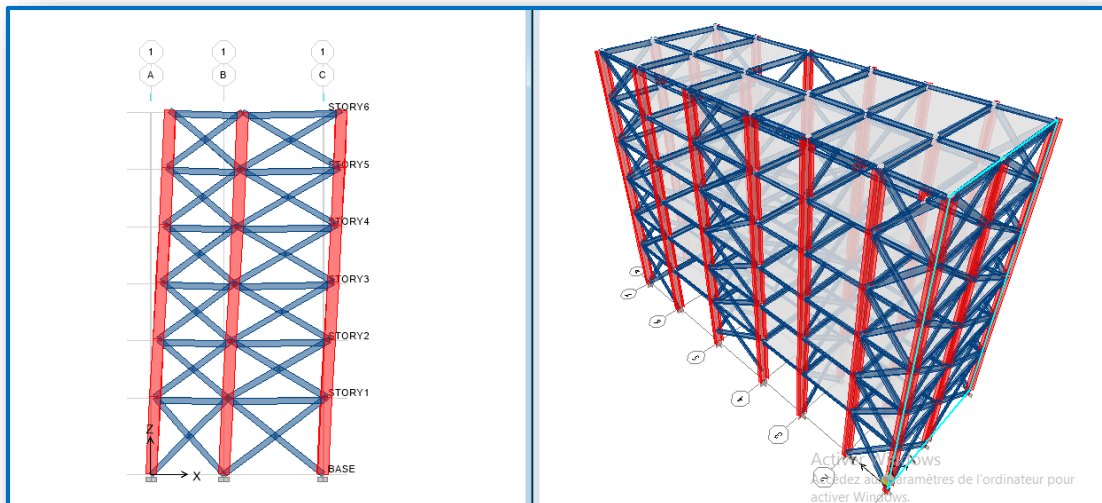
Les participations modales obtenues sont données dans le tableau V.4.

Tableau V.7 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle.

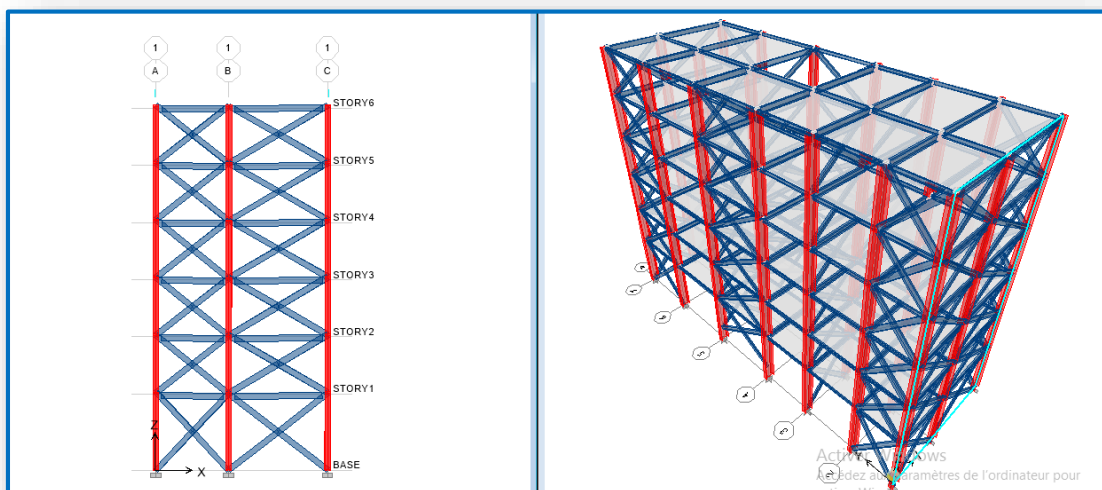
Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
1	0,464367	0,0003	81,0707	0	0,0003	81,0707
2	0,303812	83,8173	0,0005	0	83,8176	81,0712
3	0,234488	0,3019	0,0017	0	84,1195	81,0729
4	0,207797	0,0062	0	0	84,1256	81,0729
5	0,194143	0,0043	0	0	84,13	81,0729
6	0,139528	0	15,98	0	84,13	97,0529
7	0,097108	0,0003	0,0008	0	84,1332	97,0562
8	0,095938	12,1319	0	0	96,2651	97,0562

On constate que le modèle présente :

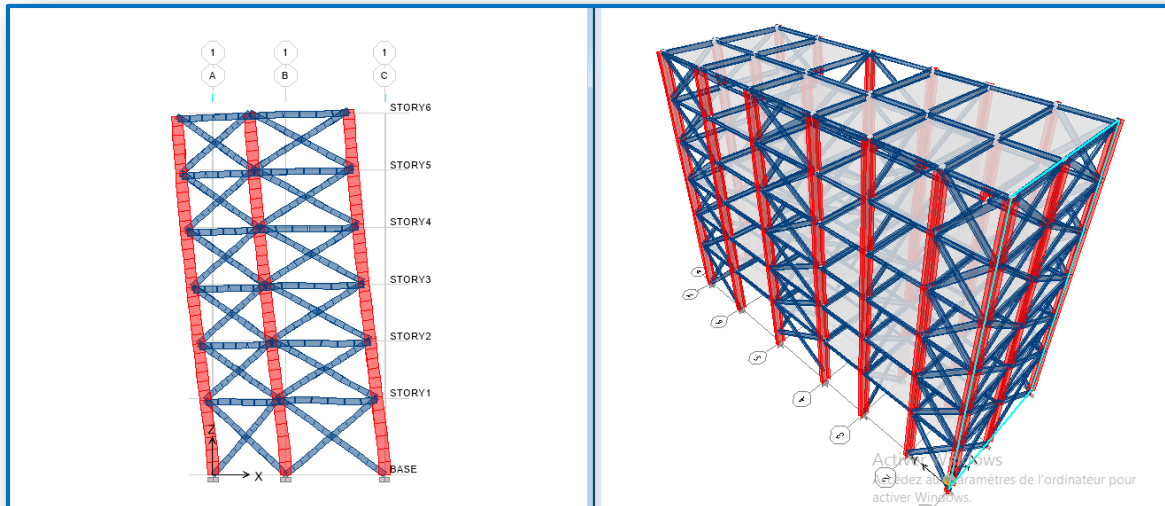
- Une période fondamentale : **T = 0.46 sec.**
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du **8^{ème}** mode pour le sens X et à partir du **6^{ème}** mode pour le Y.



Mode 1 : Translation selon l'axe X.



Mode 2 : Translation selon l'axe Y.



Mode 3 : Torsion.

Figure V.3 : mouvement des trois premiers modes.

V.4.1.2. Vérification de l'effort Sismique à la base

On doit vérifier aussi que 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 résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalent.

D'après les résultats obtenus, on a : **$W = 12436,62 \text{ KN}$.**

Les tableaux suivants représentent les résultats de l'effort tranchant, Empirique et dynamique, obtenus pour le calcul des forces sismiques

Tableau V.8 : Vérification des efforts tranchants à la base pour le site rocheux.

Sens	VX	VY	V(ETABS)	V(RPA)	$0.8V_{SEQ}$	$V_{dyn} > 0.8V(RPA)$
EX	1677,12	4,45	1677,12	1608,98	1287,19	Vérifiée
EY	4,45	1245,54	1245,54	1344,39	1075,51	Vérifiée

Tableau V.9 : Vérification des efforts tranchants à la base pour le site Ferme.

Sens	VX	VY	V(ETABS)	V(RPA)	$0.8V_{SEQ}$	$V_{dyn} > 0.8V(RPA)$
EX	1691,05	4,76	1691,05	1787,76	1430,21	Vérifiée
EY	4,76	1494,11	1494,11	1630,44	1304,35	Vérifiée

Tableau V.10 : Vérification des efforts tranchants à la base pour le site Meuble.

Sens	VX	VY	V(ETABS)	V(RPA)	0.8V _{SEQ}	V _{dyn} > 0.8V(RPA)
EX	1691,05	4,94	1691,05	1787,76	1430,21	Vérifiée
EY	4,94	1645,72	1645,72	1787,76	1430,21	Vérifiée

Tableau V.11 : Vérification des efforts tranchants à la base pour le site très Meuble.

Sens	VX	VY	V(ETABS)	V(RPA)	0.8V _{SEQ}	V _{dyn} > 0.8V(RPA)
EX	1691,05	4,94	1691,05	1787,76	1430,21	Vérifiée
EY	4,94	1645,72	1645,72	1787,76	1430,21	Vérifiée

D'après les résultats obtenus, nous avons constaté que l'effort tranchant à la base est vérifiée pour tous les sites.

V.4.1.3. Vérification des déplacements latéraux inter-étages

L'une des vérifications préconisée par le RPA99 version 2003, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01he$

Où : **he** : représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = R \cdot \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R \cdot \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y).

Ce déplacement relatif ne doit pas dépasser 1 % de la hauteur d'étage. Les résultats de calcul sont groupés dans les tableaux ci-après :

Les tableaux suivants représentent respectivement les vérifications des déplacements avec le déplacement exigé par les règles parasismique algériennes dans le sens X et Y tel que :

$$\Delta \leq 1\% h_e.$$

Tableau V.12 : Vérification des déplacements inter étages Sens X-X pour le site rocheux.

Étage	Diaphragme	UX(cm)	R*d(cm)	Δ (cm)	1% he(cm)	$\Delta \leq 1\% h_e$
Étage 6	5ET	1,68	5,88	1,365	3,06	Vérifiée
Étage 5	4ET	1,29	4,515	1,295	3,06	Vérifiée
Étage 4	3ET	0,92	3,22	1,225	3,06	Vérifiée
Étage 3	2ET	0,57	1,995	0,98	3,06	Vérifiée
Étage 2	1ET	0,29	1,015	0,7	3,06	Vérifiée
Étage 1	RDC	0,09	0,315	0,315	4,08	Vérifiée

Tableau V.13 : Vérification des déplacements inter étages sens Y-Y pour le site rocheux.

Étage	Diaphragme	UY(cm)	R*d(cm)	Δ (cm)	1% he(cm)	$\Delta \leq 1\% h_e$
Étage 6	5ET	0,17	0,595	0,14	3,06	Vérifiée
Étage 5	4ET	0,13	0,455	0,14	3,06	Vérifiée
Étage 4	3ET	0,09	0,315	0,105	3,06	Vérifiée
Étage 3	2ET	0,06	0,21	0,105	3,06	Vérifiée
Étage 2	1ET	0,03	0,105	0,07	3,06	Vérifiée
Étage 1	RDC	0,01	0,035	0,035	4,08	Vérifiée

Tableau V.14 : Vérification des déplacements inter étages sens X-X pour le site Ferme.

Étage	Diaphragm	UX(cm)	R*d(cm)	Δ (cm)	1% he(cm)	$\Delta \leq 1\% \text{ he}$
Étage 6	5ET	0,55	2,2	0,28	3,06	Vérifiée
Étage 5	4ET	0,48	1,92	0,32	3,06	Vérifiée
Étage 4	3ET	0,4	1,6	0,36	3,06	Vérifiée
Étage 3	2ET	0,31	1,24	0,4	3,06	Vérifiée
Étage 2	1ET	0,21	0,84	0,36	3,06	Vérifiée
Étage 1	RDC	0,12	0,48	0,48	4,08	Vérifiée

Tableau V.15 : Vérification des déplacements inter étages sens Y-Y pour le site Ferme.

Étage	Diaphragm	UY(cm)	R*d(cm)	Δ (cm)	1% he(cm)	$\Delta \leq 1\% \text{ he}$
Étage 6	5ET	1,2	4,8	0,84	3,06	Vérifiée
Étage 5	4ET	0,99	3,96	0,8	3,06	Vérifiée
Étage 4	3ET	0,79	3,16	0,8	3,06	Vérifiée
Étage 3	2ET	0,59	2,36	0,76	3,06	Vérifiée
Étage 2	1ET	0,4	1,6	0,72	3,06	Vérifiée
Étage 1	RDC	0,22	0,88	0,88	4,08	Vérifiée

Tableau V.16 : Vérification des déplacements inter étages sens X-X pour le site Meuble.

Étage	Diaphragm	UX(cm)	R*d(cm)	Δ (cm)	1% he(cm)	$\Delta \leq 1\% \text{ he}$
Étage 6	5ET	0,55	2,2	0,28	3,06	Vérifiée
Étage 5	4ET	0,48	1,92	0,32	3,06	Vérifiée
Étage 4	3ET	0,4	1,6	0,36	3,06	Vérifiée
Étage 3	2ET	0,31	1,24	0,4	3,06	Vérifiée
Étage 2	1ET	0,21	0,84	0,36	3,06	Vérifiée
Étage 1	RDC	0,12	0,48	0,48	4,08	Vérifiée

Tableau V.17 : Vérification des déplacements inter étages sens Y-Y pour le site Meuble.

Étage	Diaphragm	UY(cm)	R*d(cm)	Δ (cm)	1% he(cm)	$\Delta \leq 1\% \text{ he}$
Étage 6	5ET	1,33	5,32	0,92	3,06	Vérifiée
Étage 5	4ET	1,1	4,4	0,88	3,06	Vérifiée
Étage 4	3ET	0,88	3,52	0,88	3,06	Vérifiée
Étage 3	2ET	0,66	2,64	0,88	3,06	Vérifiée
Étage 2	1ET	0,44	1,76	0,8	3,06	Vérifiée
Étage 1	RDC	0,24	0,96	0,96	4,08	Vérifiée

Tableau V.18 : Vérification des déplacements inter étages sens X-X pour le site très Meuble.

Étage	Diaphragme	UX(cm)	R*d(cm)	Δ (cm)	1% he(cm)	$\Delta \leq 1\% \text{ he}$
Étage 6	5ET	0,55	2,2	0,28	3,06	Vérifiée
Étage 5	4ET	0,48	1,92	0,32	3,06	Vérifiée
Étage 4	3ET	0,4	1,6	0,36	3,06	Vérifiée
Étage 3	2ET	0,31	1,24	0,4	3,06	Vérifiée
Étage 2	1ET	0,21	0,84	0,36	3,06	Vérifiée
Étage 1	RDC	0,12	0,48	0,48	4,08	Vérifiée

Tableau V.19 : Vérification des déplacements inter étages sens Y-Y pour le site très Meuble.

Étage	Diaphragme	UY(cm)	R*d(m)	Δ (cm)	1% he(cm)	$\Delta \leq 1\% \text{ he}$
Étage 6	5ET	1,33	5,32	0,92	3,06	Vérifiée
Étage 5	4ET	1,1	4,4	0,88	3,06	Vérifiée
Étage 4	3ET	0,88	3,52	0,88	3,06	Vérifiée
Étage 3	2ET	0,66	2,64	0,88	3,06	Vérifiée
Étage 2	1ET	0,44	1,76	0,8	3,06	Vérifiée
Étage 1	RDC	0,24	0,96	0,96	4,08	Vérifiée

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le “**RPA99 version 2003**”

V.4.1.4. Vérification de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_K : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Si $0.10 < \theta_K \leq 0.20$ les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$

Si $\theta_K > 0.20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec : $F_t = 0$ Si $T \leq 0.7s$

$F_t = 0.07TV$ Si $T > 0.7s$

Le récapitulatif des résultats est résumé dans les tableaux subséquents :

Tableau V.20 : Vérification l'effet P- Δ inter étages sens X-X pour le site rocheux.

Étage	UX(cm)	R*d	Δ (cm)	V(kN)	P(kN)	He(cm)	θ	$\theta < 0.1$
STORY6	0,54	2,16	0,28	509,03	2201,35	306	0,00395715	Vérifiée
STORY5	0,47	1,88	0,32	876,54	4247,2	306	0,0050671	Vérifiée
STORY4	0,39	1,56	0,32	1168,14	6293,09	306	0,00563375	Vérifiée
STORY3	0,31	1,24	0,4	1398,04	8338,98	306	0,00779708	Vérifiée
STORY2	0,21	0,84	0,4	1572,12	10384,86	306	0,00863482	Vérifiée
STORY1	0,11	0,44	0,44	1677,12	12436,62	408	0,00799707	Vérifiée

Tableau V.21 : Vérification l'effet P- Δ inter étages sens Y-Y pour le site rocheux.

Étage	UY(cm)	R*d	Δ (cm)	V(kN)	P(kN)	He(cm)	θ	$\theta < 0.1$
STORY6	0,99	3,96	0,68	413,44	2201,35	306	0,01183216	Vérifiée
STORY5	0,82	3,28	0,64	679,74	4247,2	306	0,01306828	Vérifiée
STORY4	0,66	2,64	0,68	877,25	6293,09	306	0,01594146	Vérifiée
STORY3	0,49	1,96	0,64	1032,09	8338,98	306	0,01689872	Vérifiée
STORY2	0,33	1,32	0,6	1157,79	10384,86	306	0,01758736	Vérifiée
STORY1	0,18	0,72	0,72	1245,74	12436,62	408	0,01761762	Vérifiée

Tableau V.22 : Vérification l'effet P- Δ inter étages sens X-X pour site Ferme.

Étage	Ux (cm)	R*d	Δ (cm)	V(kN)	P(kN)	He(cm)	θ	$\theta < 0.1$
STORY6	0,55	2,2	0,28	512,82	2201,35	306	0,0039279	Vérifiée
STORY5	0,48	1,92	0,32	883,54	4247,2	306	0,00502696	Vérifiée
STORY4	0,4	1,6	0,36	1177,94	6293,09	306	0,00628524	Vérifiée
STORY3	0,31	1,24	0,4	1409,98	8338,98	306	0,00773105	Vérifiée
STORY2	0,21	0,84	0,36	1585,41	10384,86	306	0,0077062	Vérifiée
STORY1	0,12	0,48	0,48	1691,05	12436,62	408	0,00865221	Vérifiée

Tableau V.23 : Vérification l'effet P- Δ inter étages sens Y-Y pour site Ferme.

Étage	UY (cm)	R*d	Δ (cm)	V(KN)	P(KN)	He(cm)	θ	$\theta < 0.1$
STORY6	1,2	4,8	0,84	485,55	2201,35	306	0,01244552	Vérifiée
STORY5	0,99	3,96	0,8	811,77	4247,2	306	0,01367849	Vérifiée
STORY4	0,79	3,16	0,8	1060,23	6293,09	306	0,01551788	Vérifiée
STORY3	0,59	2,36	0,76	1251,81	8338,98	306	0,016545	Vérifiée
STORY2	0,4	1,6	0,72	1398,08	10384,86	306	0,01747752	Vérifiée
STORY1	0,22	0,88	0,88	1494,11	12436,62	408	0,01795322	Vérifiée

Tableau V.24 : Vérification l'effet P- Δ inter étages sens X-X pour site Meuble.

Étage	UX(cm)	R*d	Δ (cm)	V(KN)	P(KN)	He(cm)	θ	$\theta < 0.1$
STORY6	0,55	2,2	0,28	512,82	2201,35	306	0,0039279	Vérifiée
STORY5	0,48	1,92	0,32	883,54	4247,2	306	0,00502696	Vérifiée
STORY4	0,4	1,6	0,36	1177,94	6293,09	306	0,00628524	Vérifiée
STORY3	0,31	1,24	0,4	1409,98	8338,98	306	0,00773105	Vérifiée
STORY2	0,21	0,84	0,36	1585,41	10384,86	306	0,0077062	Vérifiée
STORY1	0,12	0,48	0,48	1691,05	12436,62	408	0,00865221	Vérifiée

Tableau V.25 : Vérification l'effet P- Δ inter étages sens Y-Y pour site Meuble.

Étage	UY(cm)	R*d	Δ (cm)	V(KN)	P(KN)	He(cm)	θ	$\theta < 0.1$
STORY6	1,33	0,92	0,84	530,21	2201,35	306	0,01248267	Vérifiée
STORY5	1,1	0,88	0,8	892,62	4247,2	306	0,0136835	Vérifiée
STORY4	0,88	0,88	0,8	1171,39	6293,09	306	0,01544983	Vérifiée
STORY3	0,66	0,88	0,76	1384,96	8338,98	306	0,01731558	Vérifiée
STORY2	0,44	0,8	0,72	1544,12	10384,86	306	0,0175828	Vérifiée
STORY1	0,24	0,96	0,88	1645,72	12436,62	408	0,01778105	Vérifiée

Tableau V.26 : Vérification l'effet p- Δ inter étages sens X-X pour site très Meuble.

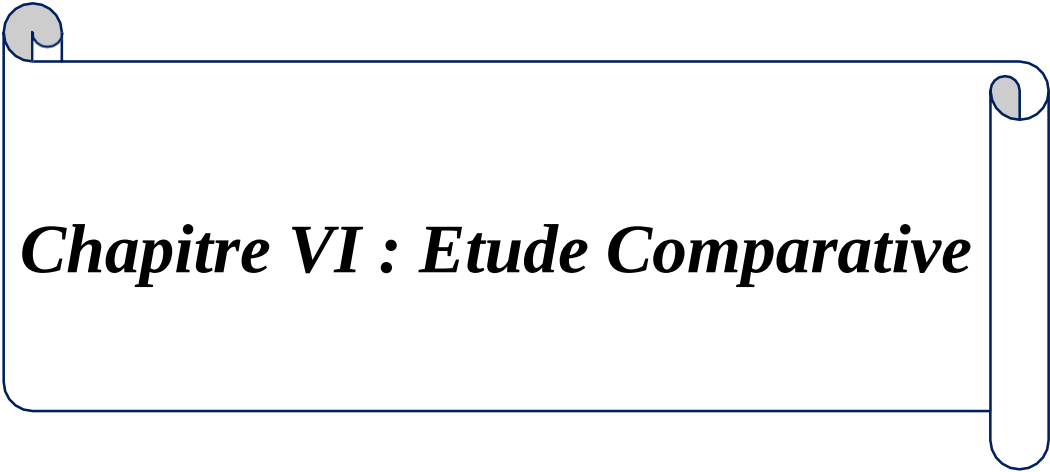
Étage	UX(cm)	R*d	Δ (cm)	V(KN)	P(KN)	He(cm)	θ	$\theta < 0.1$
STORY6	0,55	2,2	0,28	512,82	2201,35	306	0,0039279	Vérifiée
STORY5	0,48	1,92	0,32	883,54	4247,2	306	0,00502696	Vérifiée
STORY4	0,4	1,6	0,36	1177,94	6293,09	306	0,00628524	Vérifiée
STORY3	0,31	1,24	0,4	1409,98	8338,98	306	0,00773105	Vérifiée
STORY2	0,21	0,84	0,36	1585,41	10384,86	306	0,0077062	Vérifiée
STORY1	0,12	0,48	0,48	1691,05	12436,62	408	0,00865221	Vérifiée

Tableau V.27 : Vérification l'effet P- Δ inter étages sens Y-Y pour site très Meuble.

Étage	UY(cm)	R*d	Δ (cm)	V(KN)	P(KN)	He(cm)	θ	$\theta < 0.1$
STORY6	1,33	0,92	0,84	530,21	2201,35	306	0,01248267	Vérifiée
STORY5	1,1	0,88	0,8	892,62	4247,2	306	0,0136835	Vérifiée
STORY4	0,88	0,88	0,8	1171,39	6293,09	306	0,01544983	Vérifiée
STORY3	0,66	0,88	0,76	1384,96	8338,98	306	0,01731558	Vérifiée
STORY2	0,44	0,8	0,72	1544,12	10384,86	306	0,0175828	Vérifiée
STORY1	0,24	0,96	0,88	1645,72	12436,62	408	0,01778105	Vérifiée

V.4.1.5. Vérification du moment de renversement Mx/N**Tableau V.28 :** Vérification du moment de renversement dans chaque site.

Site	MX	MY	N	ex	ey	lx/4	ly/4	Observation
1	23399,142	17323,308	12436,62	1,881	1,392	6,2	2,3	Vérifiée
2	23598,965	21010,776	12436,62	1,897	1,689	6,2	2,3	Vérifiée
3	23598,966	23245,564	12436,62	1,897	1,869	6,2	2,3	Vérifiée
4	23598,966	23245,564	12436,62	1,897	1,869	6,2	2,3	Vérifiée

A decorative scroll graphic with a light blue border and a grey shadow, containing the chapter title.

Chapitre VI : Etude Comparative

Chapitre VI : Etude Comparative

VI.1. Introduction

Ce chapitre est consacré à discuter les résultats de périodes, déplacements, effet P- Δ et efforts sismiques de la structure métallique tout en variant le type de site. Les efforts de déplacements entre étage sont déterminés en utilisant les combinaisons **0.8G+E** et **G+Q+E** en tenant compte site rocheux, ferme, meuble, très meuble. Tous les efforts déterminés seront comparés entre eux.

Les résultats de efforts (déplacements, effets P- Δ , forces sismiques) trouvés dans chaque site, seront récapitulés dans les tableaux suivants :

- **Site 1 (site rocheux)**

Tableau VI.1 : Les déplacements résultants de la **0.8 G+E** sens **X et Y**

Niveaux (étages)	$\delta_{ek} X$ (m)	δ_{kx}	Δ_{kx}	$\delta_{ek} y$ (m)	δ_{ky}	Δ_{ky}	H étage/100	Observation
5 ^{ème}	0,54	2,16	0,28	0,99	3,96	0,68	3,06	Vérifiée
4 ^{ème}	0,47	1,88	0,32	0,82	3,28	0,64	3,06	Vérifiée
3 ^{ème}	0,39	1,56	0,32	0,66	2,64	0,68	3,06	Vérifiée
2 ^{ème}	0,31	1,24	0,4	0,49	1,96	0,64	3,06	Vérifiée
1 ^{ème}	0,21	0,84	0,4	0,33	1,32	0,6	3,06	Vérifiée
RDC	0,11	0,44	0,44	0,18	0,72	0,72	4,08	Vérifiée

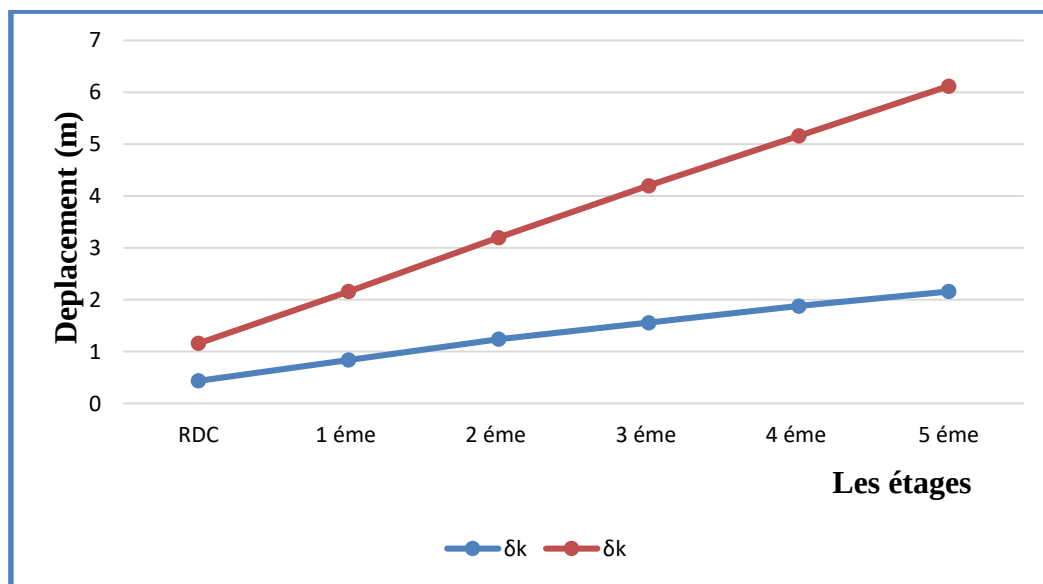


Figure VI.1 : Variation des déplacements inter-étage en fonction de la hauteur du bâtiment (site1).

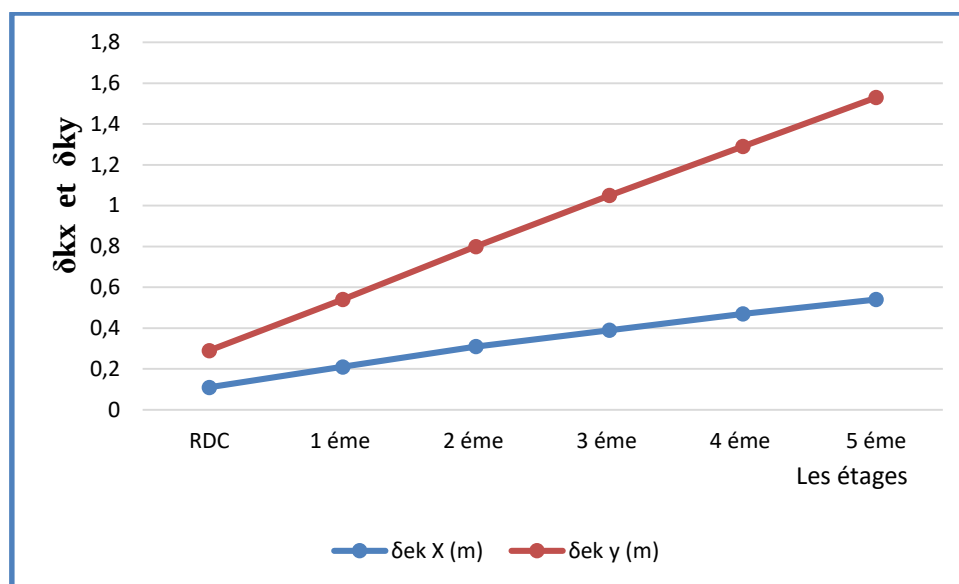


Figure VI.2 : Variation des déplacements en fonction de la hauteur du bâtiment (site 1).

• **Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :**

Tableau.VI.2 : Vérification dans le sens X et sens Y de l'effet P- Δ

Niveaux	Pk	Δ_{kx}	V _{xk}	θ_x	Δ_{ky}	V _{yk}	θ_y	h _k	Etat
5 ^{ème}	2201,35	0,28	509,03	0,00395715	0,68	413,44	0,01183216	3,06	CV
4 ^{ème}	4247,2	0,32	876,54	0,0050671	0,64	679,74	0,01306828	3,06	CV
3 ^{ème}	6293,09	0,32	1168,14	0,00563375	0,68	877,25	0,01594146	3,06	CV
2 ^{ème}	8338,98	0,4	1398,04	0,00779708	0,64	1032,09	0,01689872	3,06	CV
1 ^{er}	10384,86	0,4	1572,12	0,00863482	0,6	1157,79	0,01758736	3,06	CV
RDC	12436,62	0,44	1677,12	0,0079707	0,72	1245,74	0,01761762	4,08	CV

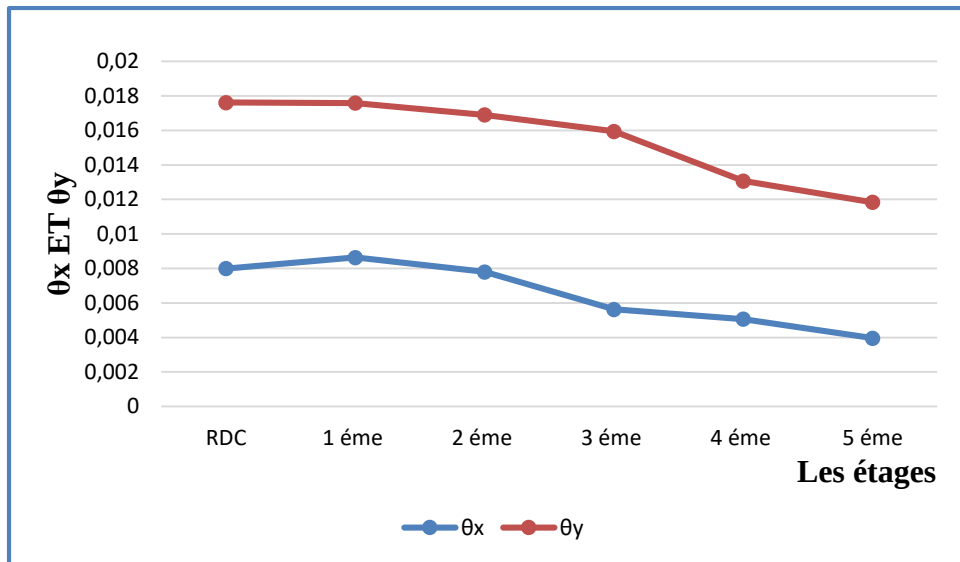


Figure VI.3 : Variation des effets P-Δ en fonction de la hauteur du bâtiment (site1).

• **Site 2 (site ferme) :**

Tableau VI.3 : Les déplacements résultants de la combinaison des charges **0.8 G+E sens X et Y.**

Niveaux	δek X (m)	δk X	Δk X	δek Y (m)	δk Y	Δk Y	H étage/100	Observation
5ème	0,55	2,2	0,28	1,2	4,8	0,84	3,06	CV
4ème	0,48	1,92	0,32	0,99	3,96	0,8	3,06	CV
3ème	0,4	1,6	0,36	0,79	3,16	0,8	3,06	CV
2ème	0,31	1,24	0,4	0,59	2,36	0,76	3,06	CV
1er	0,21	0,84	0,36	0,4	1,6	0,72	3,06	CV
RDC	0,12	0,48	0,48	0,22	0,88	0,88	4,08	CV

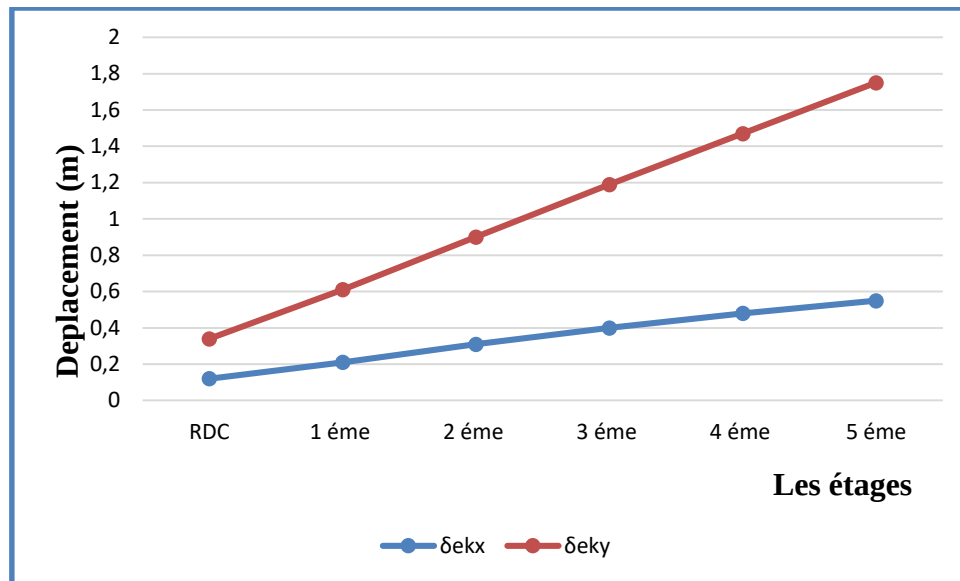


Figure VI.4 : Variation des déplacements enter-étage en fonction de la hauteur du bâtiment (site2).

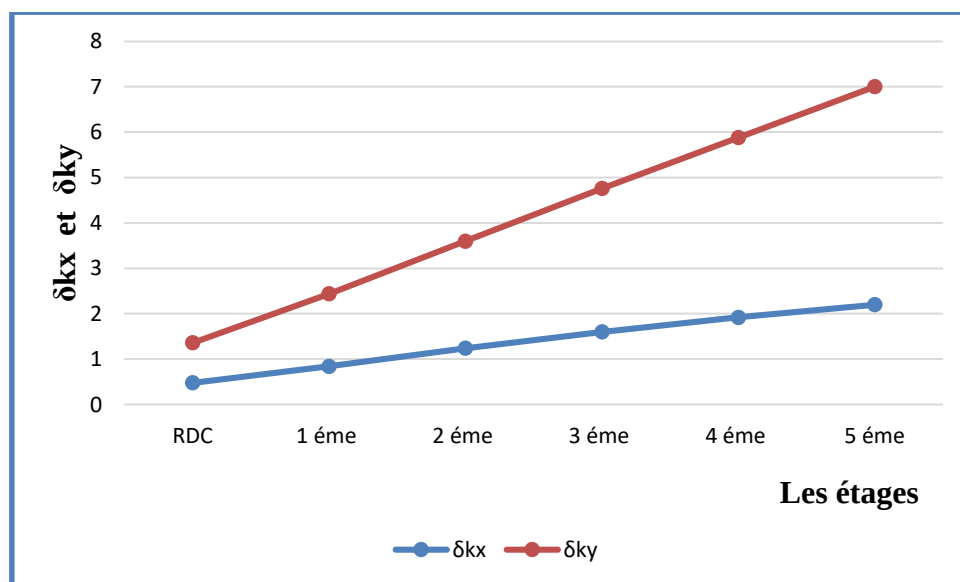


Figure VI.5 : Variation des déplacements en fonction de la hauteur du bâtiment (site2).

- Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

Tableau VI.4 : Vérification dans le sens X et sens Y de l'effet P- Δ .

Niveaux	Pk	Δk_x	V _{xk}	θ_x	Δk_y	V _{yk}	θ_y	hk	Etat
5ème	2201,35	0,28	512,82	0,0039279	0,84	485,55	0,01244552	3,06	CV
4ème	4247,2	0,32	883,54	0,00502696	0,8	811,77	0,01367849	3,06	CV
3ème	6293,09	0,36	1177,94	0,00628524	0,8	1060,23	0,01551788	3,06	CV
2ème	8338,98	0,4	1409,98	0,00773105	0,76	1251,81	0,016545	3,06	CV
1ème	10384,86	0,36	1585,41	0,0077062	0,72	1398,08	0,01747752	3,06	CV
RDC	12436,62	0,48	1691,05	0,00865221	0,88	1494,11	0,01795322	4,08	CV

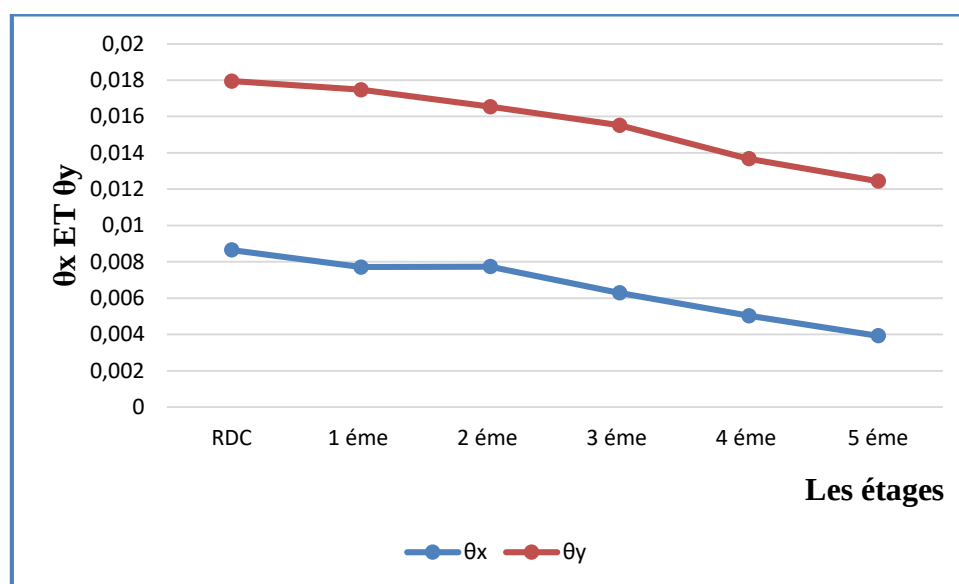


Figure VI.6 : Variation des effets P- Δ en fonction de la hauteur du bâtiment (site2).

- **Site 3 (site meuble)**

Tableau VI.5 : Les déplacements résultants de la combinaison des charges **0.8 G+E sens X et Y.**

Niveaux	δ_{ekx} (m)	$\delta_k X$	$\Delta k X$	δ_{eky} (m)	$\delta_k Y$	$\Delta k Y$	H étage/100	observation
5ème	0,55	2,2	0,28	1,33	5,32	0,92	3,06	CV
4ème	0,48	1,92	0,32	1,1	4,4	0,88	3,06	CV
3ème	0,4	1,6	0,36	0,88	3,52	0,88	3,06	CV
2ème	0,31	1,24	0,4	0,66	2,64	0,88	3,06	CV
1er	0,21	0,84	0,36	0,44	1,76	0,8	3,06	CV
RDC	0,12	0,48	0,48	0,24	0,96	0,96	4,08	CV

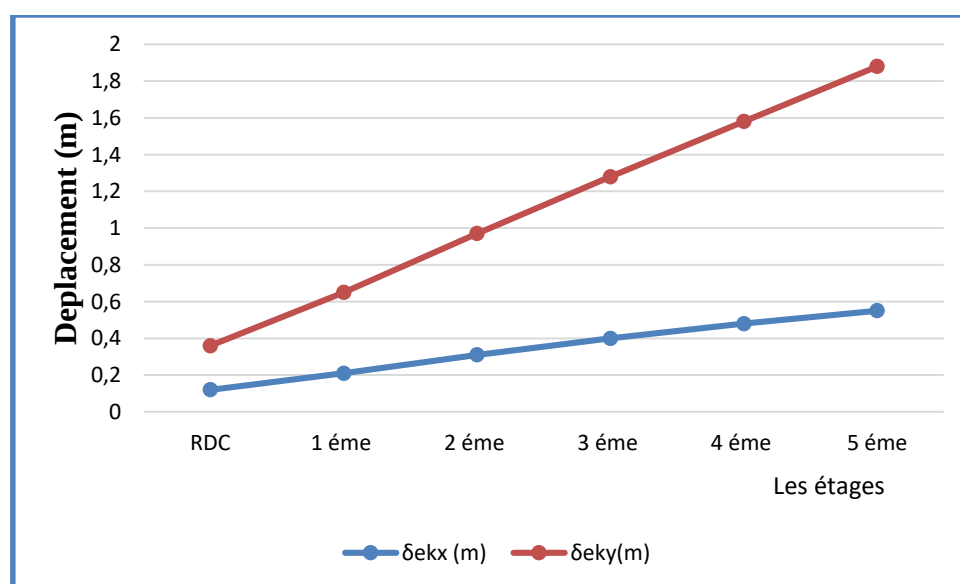


Figure VI.7 : Variation des déplacements enter-étage en fonction de la hauteur du bâtiment (site3).

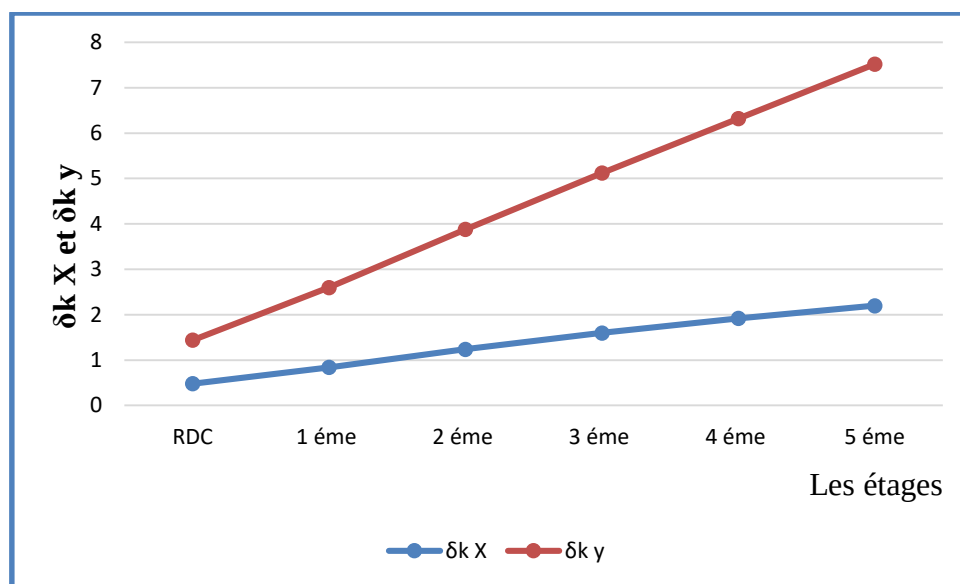


Figure VI.8 : Variation des déplacements en fonction de la hauteur du bâtiment (site3).

• **Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :**

Tableau VI.6 : Vérification dans le sens X et Y de l'effet P- Δ .

Niveaux	Pk	Δkx	V _{xk}	θ_x	Δky	V _{yk}	θ_y	hk	Etat
5ème	2201,35	0,28	512,82	0,0039279	0,92	530,21	0,01248267	3,06	CV
4ème	4247,2	0,32	883,54	0,00502696	0,88	892,62	0,0136835	3,06	CV
3ème	6293,09	0,36	1177,94	0,00628524	0,88	1171,39	0,01544983	3,06	CV
2ème	8338,98	0,4	1409,98	0,00773105	0,88	1384,96	0,01731558	3,06	CV
1er	10384,86	0,36	1585,41	0,0077062	0,8	1544,12	0,0175828	3,06	CV
RDC	12436,62	0,48	1691,05	0,00865221	0,96	1645,72	0,01778105	4,08	CV

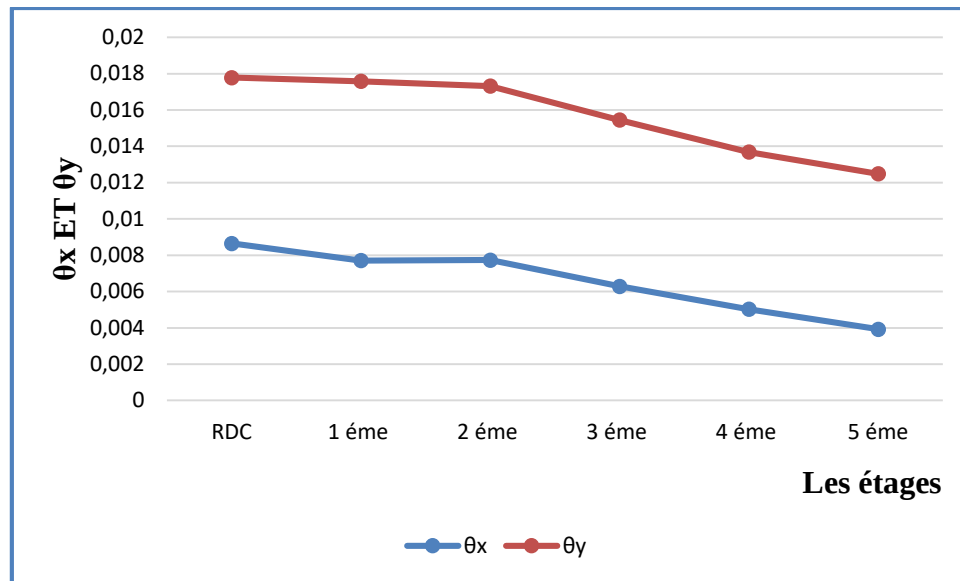


Figure VI.9 : Variation des effets P-Δ en fonction de la hauteur du bâtiment (site3).

- **Site 4 (site très meuble)**

Tableau VI.7 : Les déplacements résultants de la combinaison des charges **G+Q+E sens X et Y.**

Niveau x	δ_{ek} X (m)	δ_k X	Δk X	δ_{ek} Y(m)	δ_k Y	Δk Y	H étage/100	Observation
5ème	0,55	2,2	0,28	1,33	5,32	0,92	3,06	CV
4ème	0,48	1,92	0,32	1,1	4,4	0,88	3,06	CV
3ème	0,4	1,6	0,36	0,88	3,52	0,88	3,06	CV
2ème	0,31	1,24	0,4	0,66	2,64	0,88	3,06	CV
1er	0,21	0,84	0,36	0,44	1,76	0,8	3,06	CV
RDC	0,12	0,48	0,48	0,24	0,96	0,96	4,08	CV

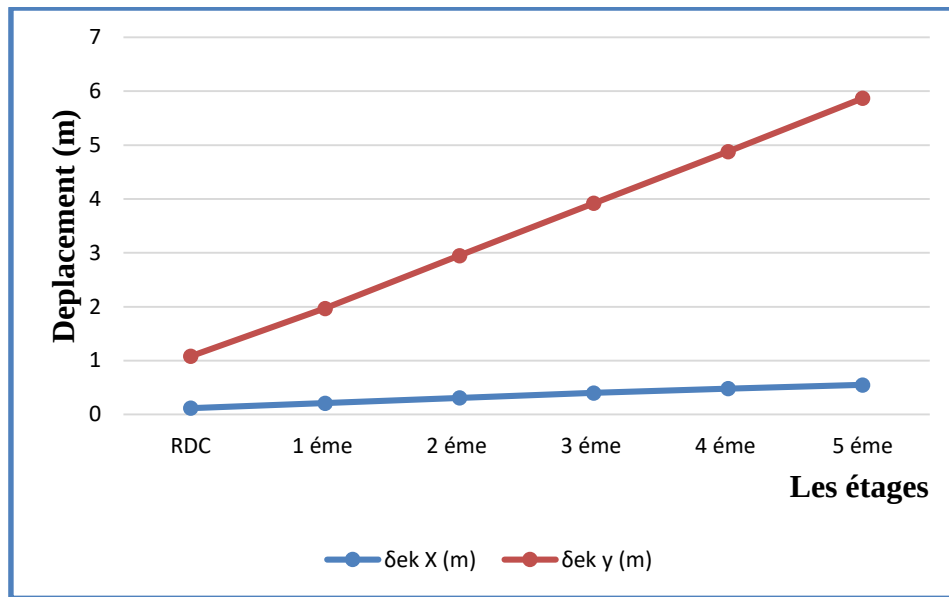


Figure VI.10 : Variation des déplacements enter-étage en fonction de la hauteur du bâtiment (site4).

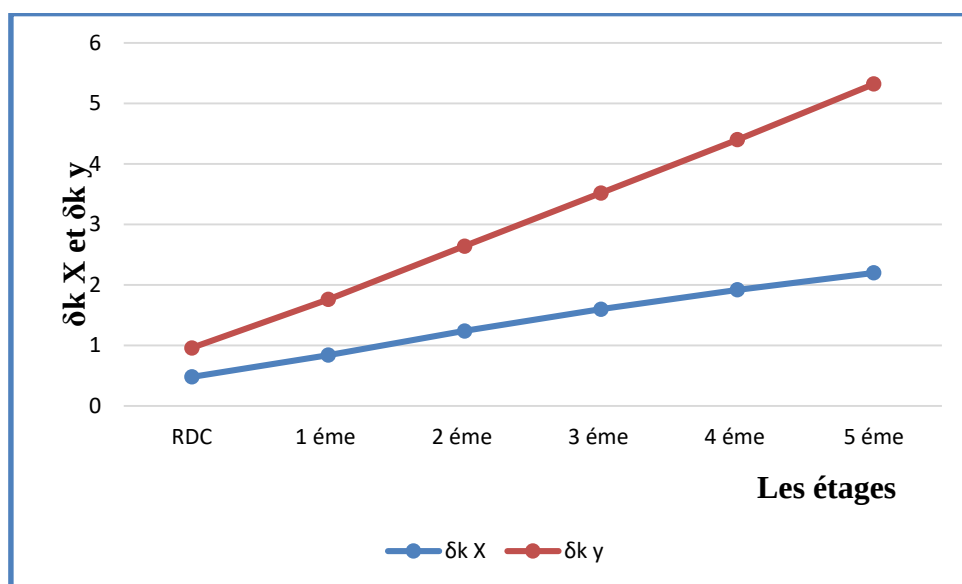


Figure VI.11 : Variation des déplacements en fonction de la hauteur du bâtiment (site4).

- **Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :**

Tableau VI.8 : Vérification dans le sens X et Y de l'effet P- Δ .

Niveaux	Pk	Δkx	V _{xk}	θ_x	Δky	V _{yk}	θ_y	h _k	Etat
5ème	2201,35	0,28	512,82	0,0039279	0,92	530,21	0,01248267	3,06	CV
4ème	4247,2	0,32	883,54	0,00502696	0,88	892,62	0,0136835	3,06	CV
3ème	6293,09	0,36	1177,94	0,00628524	0,88	1171,39	0,01544983	3,06	CV
2ème	8338,98	0,4	1409,98	0,00773105	0,88	1384,96	0,01731558	3,06	CV
1er	10384,86	0,36	1585,41	0,0077062	0,8	1544,12	0,0175828	3,06	CV
RDC	12436,62	0,48	1691,05	0,00865221	0,96	1645,72	0,01778105	4,08	CV

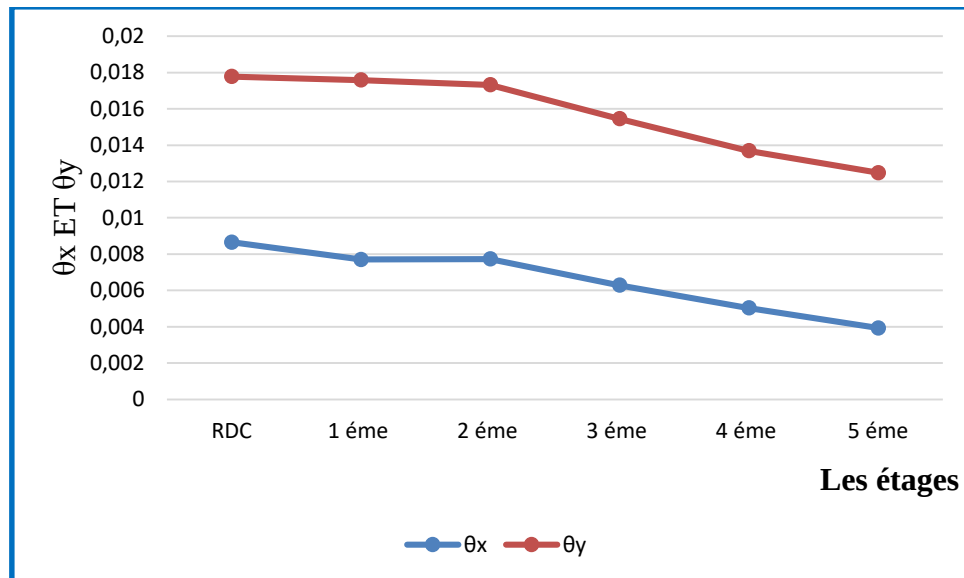


Figure VI.12 : Variation des effets P- Δ en fonction de la hauteur du bâtiment (site 4).

Quant au déplacement dans les différentes courbes, on remarque que la valeur du déplacement augmente à mesure que l'on monte du rez-de-chaussée en raison de l'intensité croissante dans chaque site.

Nous remarquons que la valeur de θ augmente proportionnellement à l'importance du site.

VI.2. Comparaison

Dans cette partie les périodes, déplacements, forces sismiques seront comparés entre eux selon les différents sites

- **Les périodes :**

La figure ci-après représente la valeur de périodes en différents sites

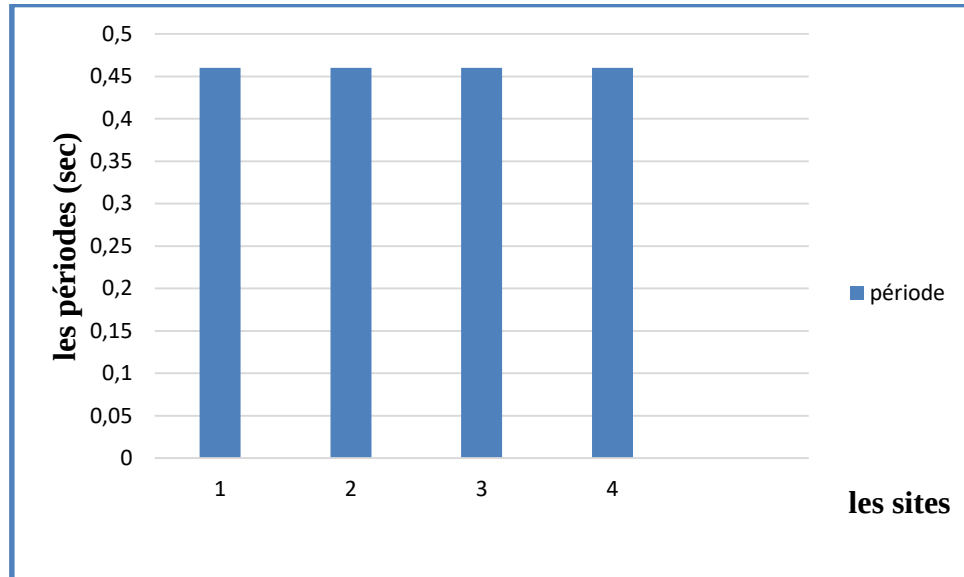


Figure VI.13 : Variation de périodes selon différentes sites.

- **Les déplacements :** En variant le site, les valeurs de déplacements des étages suivant X et Y sont représentées sur la figure ci-dessous

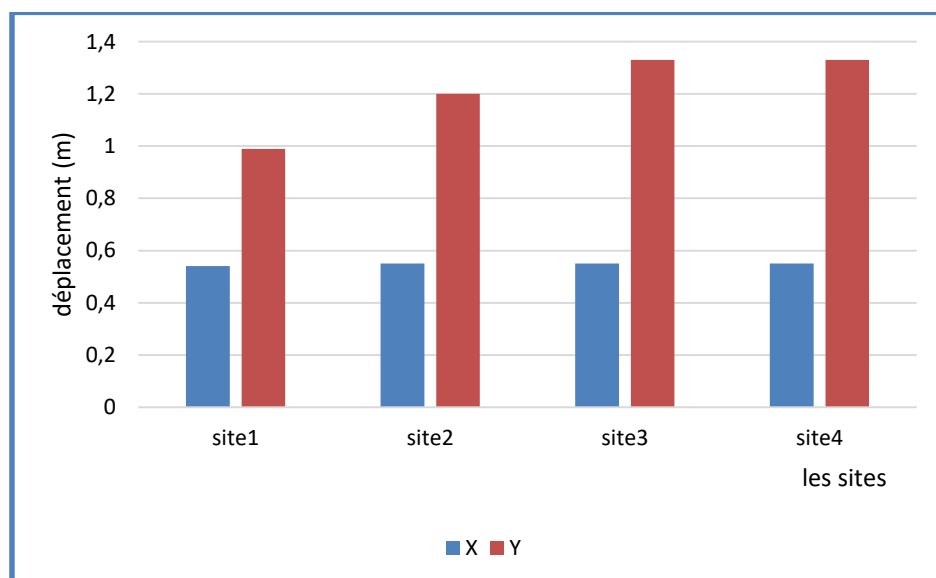


Figure VI.14 : Variation de déplacements selon différentes sites.

- **Les forces sismiques à la base :** Les forces sismiques à la base de la structure sont déterminées numériquement selon différents sites (voir figure VI.15).

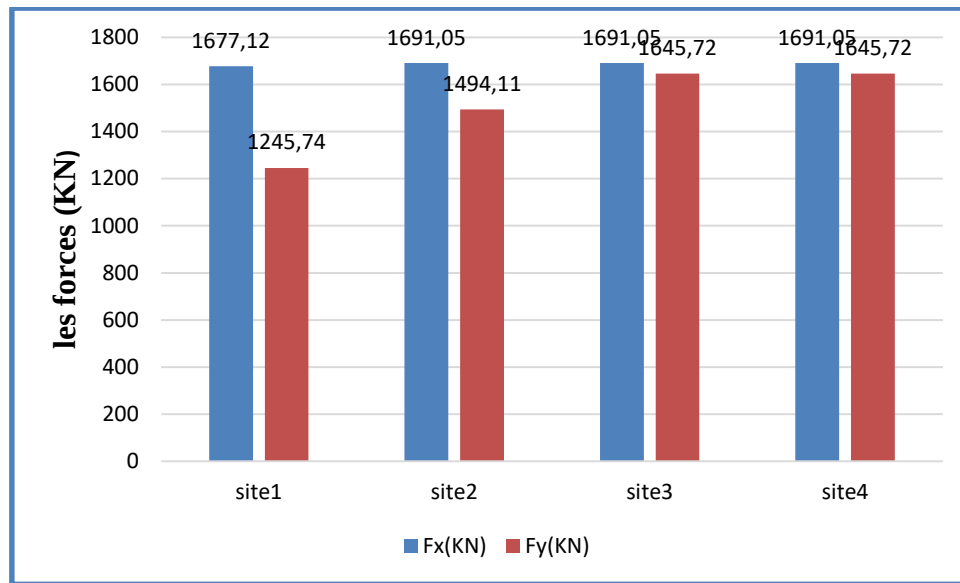


Figure VI.15 : Variation de forces sismiques à la base selon différentes sites.

- **Justification vis à vis de l'effet $p-\Delta$:**

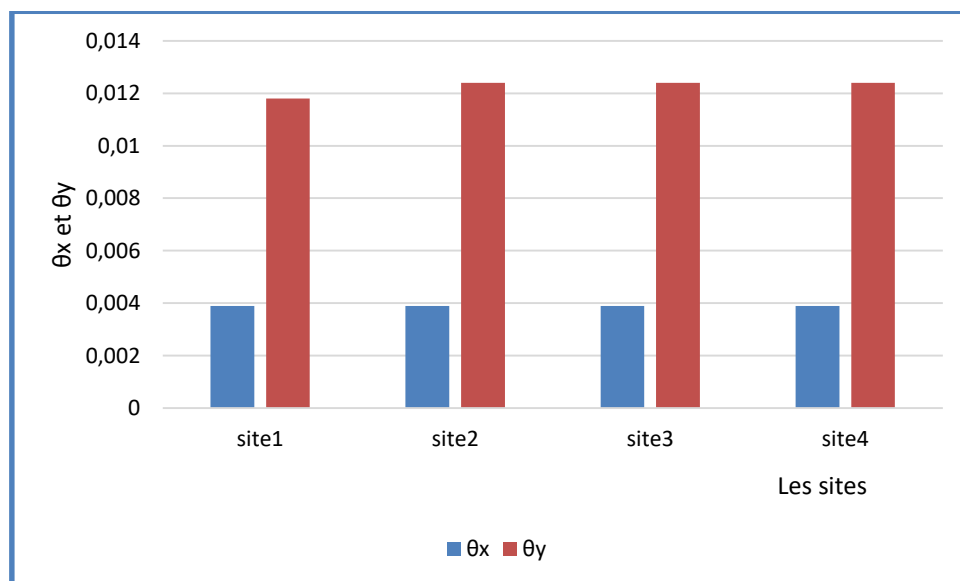


Figure VI.16 : Variation de l'effet $P-\Delta$ selon différentes sites.

VI.3. Résultats et discussions

Notre recherche vise à comparer le comportement d'une structure métallique d'un bâtiment à usage d'habitation en considérant quatre sites différents. Après avoir mené des études de la structure dans différentes sites à l'aide d'ETABS, nous avons pu observer les résultats suivants :

- Nous avons conclu que la période T ne change pas avec le changement de sites, où nous avons observé sa stabilité dans différentes sites, en enregistrant les mêmes valeurs, et la raison que la période ne dépend que la masse et la et la rigidité de la structure.
- Les forces sismiques à la base de la structure, dans les deux sens, varient leur intensité selon le site, en raison de la variation du spectre de réponse pour chaque site.
- Ainsi que la structure nécessite à vérifier les effets $P-\Delta$ qui sont calculés en fonction de déplacements des étages et les forces verticales engendrées par le poids de la structure. Nous avons calculé le θ dans chaque site toute en respectant la condition de $\theta < 0.1$. selon la figure 6.16, nous remarquons que la valeur de θ augmente proportionnellement à l'importance du site.

Chapitre VII :
Etude d'assemblage

Chapitre VII : Etude d'assemblage

VII.1. Introduction

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes, généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration etc....) entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté. Ces organes critiques pour l'ouvrage tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires. Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler : Soit bout à bout (éclissage, raboutages), Soit concourantes (attaches poutre / poteau, treillis...etc.). Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants, Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

VII.2. Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- ✓ Les assemblages soudés.
- ✓ Les assemblages boulonnés.
- ✓ Les assemblages rivetés.
- ✓ Les assemblages collés.

Qui correspondent à deux types de fonctionnement distincts : obstacle et / ou adhérence. Dans notre étude, l'assemblage boulonné est le mode largement utilisé, présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.

VII.2.1. Le boulonnage

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur sites. Pour notre cas le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR). Il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance :

Tableau VII.1 : Caractéristique des boulons ordinaires et HR.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
Fyb (N/mm²)	240	320	300	400	360	480	640	900
Fub (N/mm²)	400	400	500	500	600	600	800	1000

VII.2.2. Le soudage

Les assemblages soudés dans la charpente sont les plus rigides, ce qui a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion des pièces de métal à assembler.

VII.2.3. Fonctionnement par adhérence

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact, cela concerne le soudage et le boulonnage par boulons de haute résistance HR.

VII.2.4. Coefficients partiels de sécurité (Eurocode4)

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{MB} = 1,25$.
- Résistance des boulons à l'arrachement : $\gamma_{MB} = 1,5$.

VII.2.5. Coefficient de frottement

Un bon assemblage par boulons de haute résistance HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment dans :

Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenaillage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

- $\mu = 0,50$ pour les surfaces de la classe A.
- $\mu = 0,40$ pour les surfaces de la classe B.
- $\mu = 0,30$ pour les surfaces de la classe C.
- $\mu = 0,20$ pour les surfaces de la classe D.

VII.2.6. Rôle des assemblages

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces. Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il faut distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés qui transmettent uniquement les efforts normaux et les tranchants.

- Les assemblages rigides qui transmettent en outre les divers moments.



Figure VII.1 : Assemblage solive-poutre principale.

VII.3. Calcul des assemblages

VII.3.1. Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale)

Ces assemblages ne transmettent en principe qu'un effort tranchant. En général, la transmission s'effectue uniquement par l'intersection des âmes des profilés à assembler.

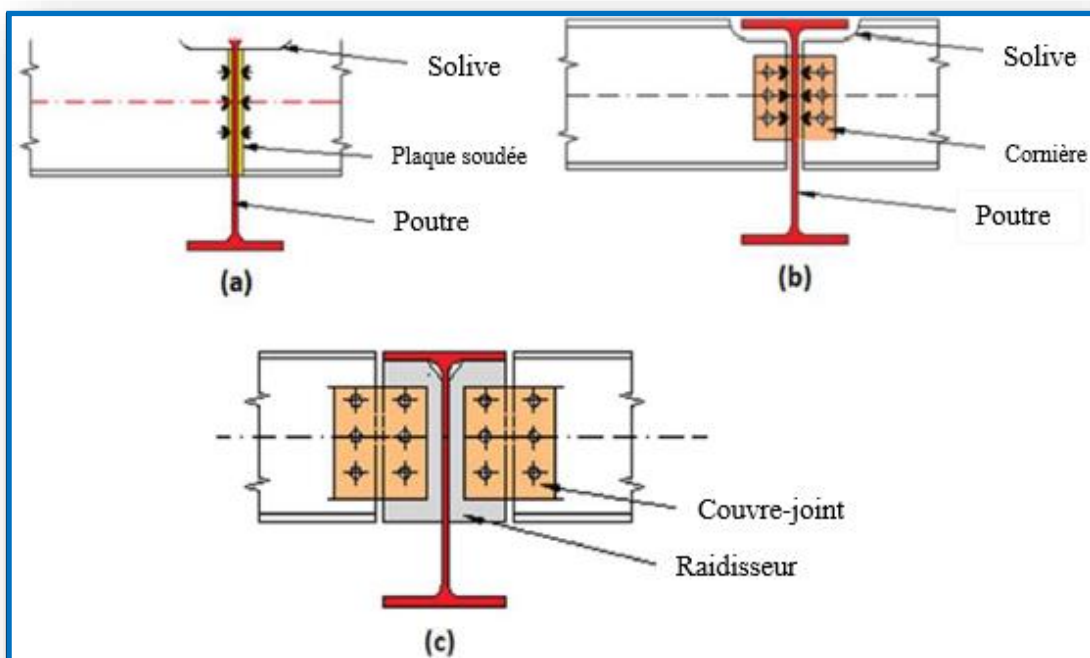


Figure VII.2 : Liaison solive / poutre.

VII.3.2. Vérification d'un assemblage solive - poutre principale

La solive supporte seule, sans étais, son poids propre, celui de la dalle et la charge d'exploitation de chantier.

Chargements :

$$q = 11.28 \text{ KN/m.}$$

a. Calcul du diamètre des boulons

Les boulons résistant au cisaillement seul conduite à vérifier :

$$f_{v,sd} < f_{v,Rd}$$

Nombre de boulons : Selon l'Euro 3, on choisit 4 boulons M12 de classe 4.8.

$$f_{v,Rd} = \frac{0,6 \times A_s \times F_{ub}}{\gamma_{mb}} \quad ; \quad \gamma_{MB} = 1,25 \text{ (à l'ELU) (Résistance au cisaillement).}$$

D'après Euro3 (art.6.5.3 page 251) :

$$V_{sd} = q \times \frac{L}{2} = 11.28 \times \frac{5}{2} = 28.12 \text{ KN} ; F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_p} = \frac{28.12}{4} = 7.03 \text{ KN.}$$

Soit des boulons de type **M12** avec : **$A_s = 84.3 \text{ mm}^2$** .

$$F_{v,sd} = 716.25 \leq f_{v,Rd} = \frac{0,6 \times A_s \times F_{ub}}{\gamma_{mb}} = \frac{0,6 \times 84.3 \times 4000}{1,25}$$

$$F_{v,sd} = 716.25 \text{ daN} \leq f_{v,Rd} = 1618.56 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

b. L'espacement des boulons est réglementé par l'EC3

Espacement des boulons : ($d_0 = d + 1 = 13 \text{ mm}$)

- **Entre-axe des boulons p :**

$$P_1 \geq 2,2d_0 \text{ et } P_2 \geq 3d_0 \text{ d'ou } P_1 = 30 \text{ mm et } P_2 = 40 \text{ mm.}$$

- **Pince longitudinale :**

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max (12t ; 150\text{mm}) \text{ avec } t = \min(t_1 ; t_2) \rightarrow e_1 = 30 \text{ mm}$$

- **Pince transversale**

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t ; 150\text{mm}) \text{ avec } t = \min(t_1 ; t_2) \rightarrow e_2 = 35 \text{ mm}$$

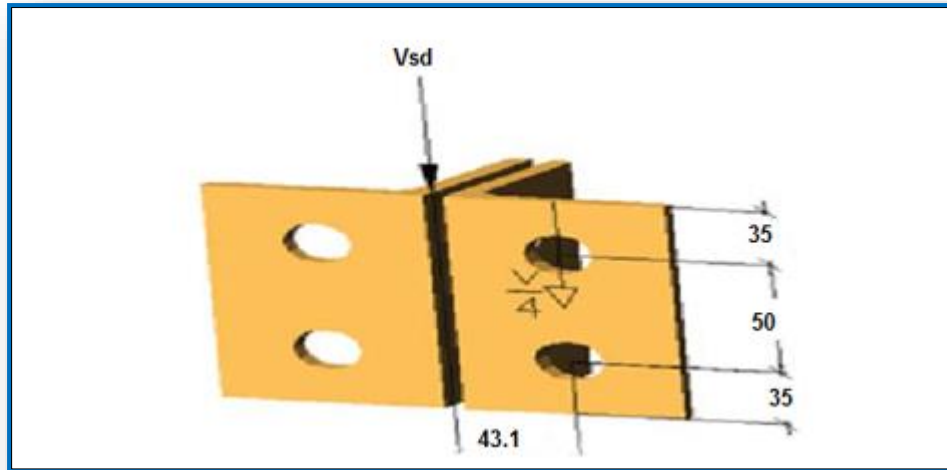


Figure VII.3 : Cornière de liaison.

c. Pression diamétrale

Résistance à la pression diamétrale

D'après EC3 tab6.5.3 page251

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d_t}{\gamma_{mb}} \quad \text{Avec } \alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_y} ; 1 \right) = 0,52$$

$$e_1 = 30\text{mm} ; \quad p_1 = 30\text{ mm} ; \quad d = 12\text{ mm} ; \quad d_0 = 13\text{mm}$$

$$\text{Pour IPE200} ; \quad f_y = 640\text{MPa} ; \quad f_{ub} = 800\text{MPa} ; \quad t_w = 5.6\text{ mm}$$

$$f_{b,rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot d_t \cdot f_u}{\gamma_{mb}} = \frac{2,5 \times 0,52 \times 12 \times 5.6 \times 360}{1,25} = 2515.96\text{ daN}$$

Ce qui permet de vérifier que la pression diamétrale pour un boulon est satisfaite :

$$F_{v,sd} = 715.25\text{ daN} \leq f_{b,rd} = 2515.96\text{ daN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

d. Résistance ultime de calcul au cisaillement

Il convient de déterminer la valeur de calcul de la résistance efficace $V_{eff, Rd}$ au

Cisaillement de bloc par :

$$V_{eff,rd} = \frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right) \times A_{v,eff}}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec } A_{v,eff} = t \times L_{v,eff}$$

$$L_{v,eff} = (L_v + L_1 + L_2) \quad \text{mais } L_{v,eff} \leq L_3$$

$$L_1 = a_1 \quad \text{mais } L_1 \leq 5d$$

$$L_2 = (a_2 - kd_{0,t}) \left(\frac{f_u}{f_y} \right)$$

$$L_3 = L_v + a_1 + a_3 \quad \text{mais} \quad L_3 \leq (L_v + a_1 + a_3 + n \cdot d_{0v}) \cdot \left(\frac{f_u}{f_y} \right)$$

$K = 0.5$ (Pour une seule rangée des boulons).

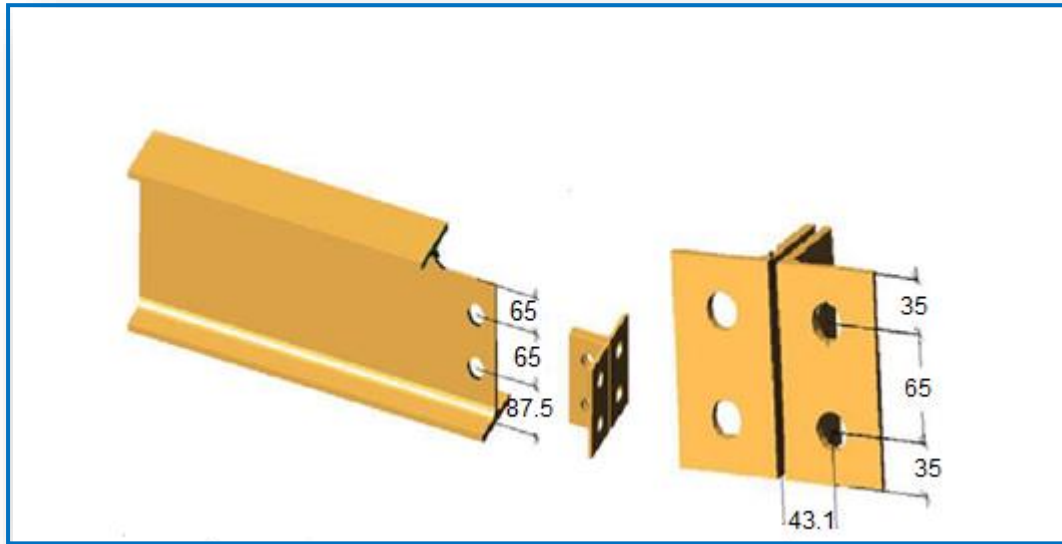


Figure VII.4 : L'espacement des éléments d'attache.

e. Vérification du cisaillement de bloc dans l'âme de la poutre

$$L_1 = \min(70 ; 5 \times 13) = 65 \text{ mm}$$

$$L_2 = (40 - 0.5 \times 13) \left(\frac{360}{235} \right) = 51.31 \text{ mm}$$

$$L_3 = \min \left[65 + 70 + 87.5 ; (65 + 87.5 + 70 - 2 \times 13) \left(\frac{360}{235} \right) \right] = 222.5 \text{ mm}$$

$$L_{v,eff} = \min(65 + 65 + 51.31 ; 222.5) = 181.31 \text{ mm}$$

$$A_{v,eff} = t_w \times L_{v,eff} = 5.6 \times 181.31 = 1015.33 \text{ mm}^2$$

$$V_{eff,rd} = \frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \times A_{v,eff}}{\gamma_{M0}} = \frac{\left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right) \times 1015.33}{1.1} = 137757.24 \text{ daN.}$$

$$F_{v,sd} = 716.25 \text{ daN} \leq 141305.45 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

f. Vérification du cisaillement de bloc de l'aile de la cornière

On opère comme précédemment, en effectuant des calculs à une seule cornière :

$$L_1 = \min(70 ; 5 \times 13) = 65 \text{ mm}$$

$$L_2 = (43.1 - 0.5 \times 13) \left(\frac{360}{235} \right) = 56.07 \text{ mm}$$

$$L_3 = \min \left[65 + 70 + 87.5 ; (65 + 87.5 + 70 - 2 \times 13) \left(\frac{360}{235} \right) \right] = 222.5 \text{ mm}$$

$$L_{v,eff} = \min(65 + 65 + 56.07 ; 222.5) = 186.07 \text{ mm}$$

$$A_{v,eff} = t_w \times L_{v,eff} = 5.6 \times 186.07 = 1041.99 \text{ mm}^2$$

$$V_{eff,rd} = \frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \times A_{v,eff}}{\gamma_{M0}} = \frac{\left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right) \times 1041.99}{1.1} = 128522.18 \text{ daN}$$

$$F_{v,sd} = 634.11 \text{ daN} \leq 1147.5217 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

VII.3.3. Assemblage poteau- poutre (HEB240 ; IPE360)

Ces assemblages comme celles des assemblages solive poutre sont sollicitées par un effort tranchant seulement. La transmission s'effectue entre l'âme de la poutre et l'aile du poteau. (Fig. 8.5a) ou entre l'âme de la poutre et l'âme du poteau (Fig. 8.5 b).

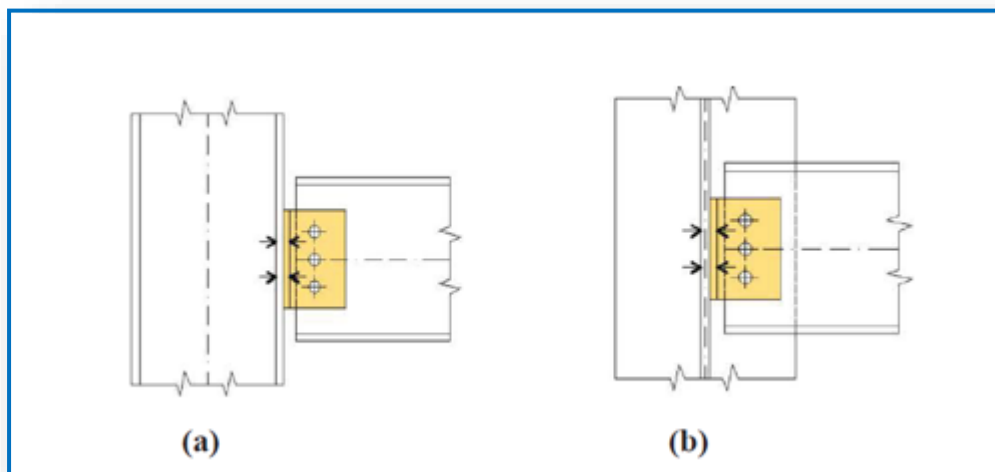


Figure VII.5 : Position de l'assemblage.

Les assemblages les plus courants utilisent :

- Assemblage par double cornière.
- Assemblage par plaque frontale.

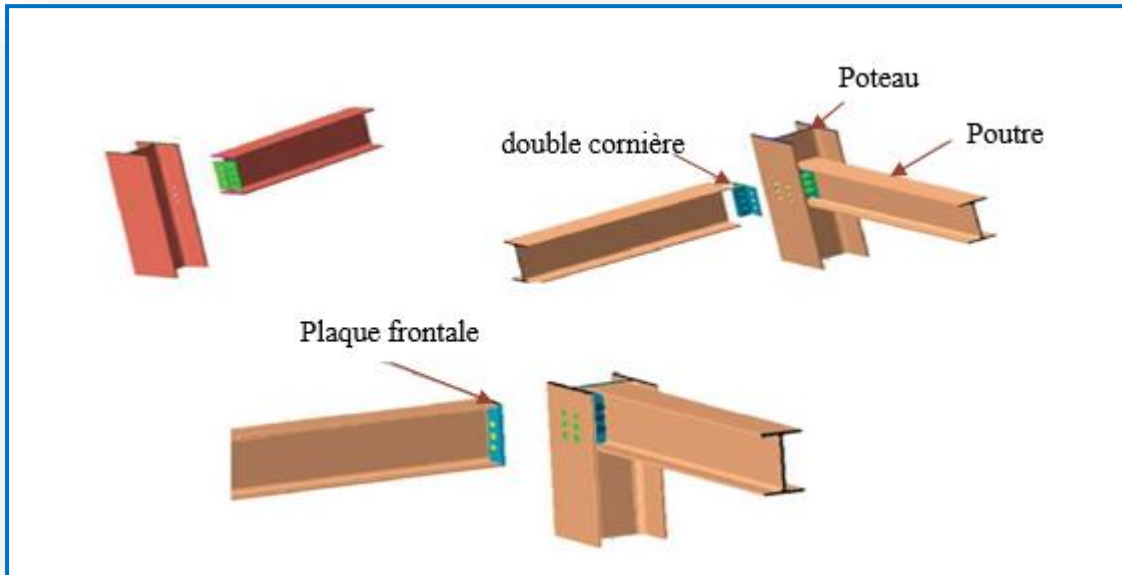


Figure VII.6 : Assemblage poutre-poteau.

VII.3.4. Choix du gousset

L'effort tranchant max agissant sur la poutre obtenue par le logiciel **ETABS** est :

$$V_{sd} = 184.16 \text{ KN.}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{2})}{\gamma_{m0}} \geq V_{sd}$$

$$A_v \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m0}}{\left(\frac{f_y}{\sqrt{2}}\right)} = 1219.08 \text{ mm}^2$$

On prend : L80×80×8 avec $A = 12,3 \text{ cm}^2$

VII.3.4.1. Disposition constructive

a. Diamètre du boulon

Les cornières sont fixées sur la semelle du poteau par 6 boulons de classe 4.8

L'effort de cisaillement :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{N_b \times N_{sc}} = \frac{V_{sd}}{6} = 30.69 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0.5 f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$A_s \geq \frac{F_{sd} \times \gamma_{mb}}{0.5 \times f_{ub} \times 6} \rightarrow A_s \geq \frac{184.16 \times 10^3 \times 1.25}{0.5 \times 400 \times 6} = 191.83 \text{ mm}^2$$

On adopte boulons de $M_{14} = 192 \text{ mm}^2$.

b. Vérification

$$F_{v,rd} = \frac{0.5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = 30.72 \text{ KN} > 30.69 \text{ KN} \dots \dots \dots CV$$

Finalement, on adopte 2 files de 3 boulons HR de diamètre $\varnothing = 14 \text{ mm}$ classe 4.8.

c. Distance entre axe des boulons

$$d_0 = \varnothing + 2 = 14 + 2 = 16 \text{ mm.}$$

$$t = \min(t_w(\text{poutre}) ; t_w(\text{poteau})) = 8 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t \quad \text{Alors on prend} \quad p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq 14t \quad \text{Alors on prend} \quad p_2 = 70 \text{ mm}$$

- Pince longitudinale e_1 :

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \quad \text{Alors on prend} \quad e_1 = 40 \text{ mm}$$

- Pince transversale e_2 :

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t \quad \text{Alors on prend} \quad e_2 = 40 \text{ mm}$$

VII.3.4.2. Vérification de la pression diamétrale

$$F_{brd} = \frac{2.5 \cdot \alpha \cdot f_{ub} \cdot d \cdot t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_u}{f_{ub}} ; 1\right) = \min(0.95; 1; 0.65; 1) = 0.65$$

$$F_{brd} = \frac{2.5 \times 0.65 \times 360 \times 14 \times 8 \times 10^{-3}}{1.25} = 52.41 \text{ KN} > F_{v,sd} = \frac{0.5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = 30.72 \text{ KN}$$

$$F_{brd} = 52.41 \text{ KN} > F_{v,sd} = 30.72 \text{ KN} \dots \dots \dots CV.$$

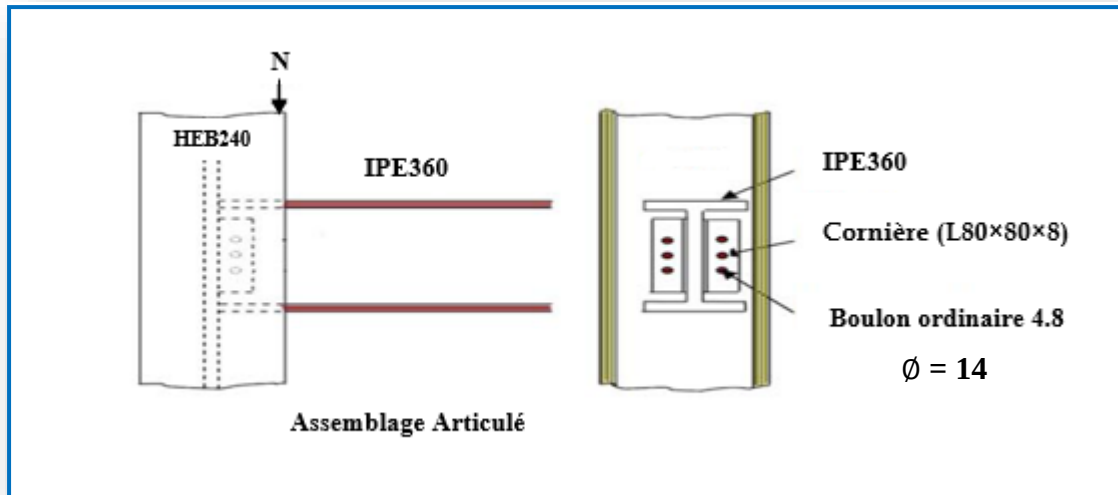


Figure VII.7 : Assemblage Poteau- poutre.

VII.3.5. Diagonales des contreventements

Sont des éléments soumis à un effort de traction seul, ce qui conduit à vérifier des boulons sollicités par un effort de cisaillement L'effort de compression max :

(2 cornière 80*80*08).

$T = 130.42$ KN sous la combinaison EY.

Les doubles cornières sont fixés avec le gousset par 6 boulons de classe 8.8

a. Diamètre des boulons

$$F_{v, sd} \leq F_{v, Rd} \rightarrow \frac{T_{sd}/2}{n} \leq \frac{0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$A_s \geq \frac{130.42 \times 10^2 \times 1.25}{2 \times 6 \times 0.6 \times 8000} = 0.2830 \text{ cm}^2 = 28.30 \text{ mm}^2$$

Soit M8 ($A_s = 36.6 \text{ mm}^2$)

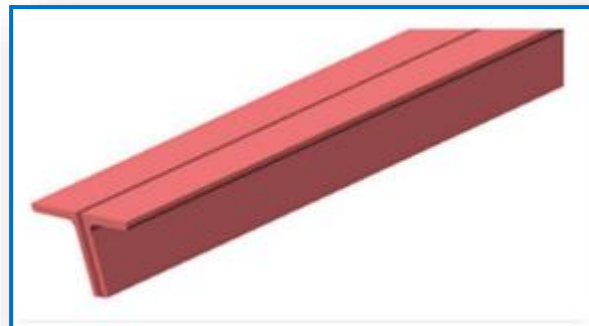


Figure VII.8 : Double cornières.

b. Espacements des boulons

$$P_1 \geq 2.2d_0 = 2.2 \times 14 = 30.8 \text{ mm} \rightarrow P_1 = 50 \text{ mm} \leq 14t = 112 \text{ mm.}$$

$$e_1 \geq 1.2d_0 = 1.2 \times 14 = 16.8 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 30 \text{ mm} \leq 12t = 96 \text{ mm}$$

$$e_2 \geq 1.2d_0 = 1.5 \times 14 = 21 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 30 \text{ mm} \leq 12t = 96 \text{ mm}$$

$$P_1 \geq 3d_0 = 3 \times 14 = 42 \text{ mm} \rightarrow P_2 = 100 \text{ mm} \leq 14t = 112 \text{ mm.}$$

Avec $t = \min(t_{\text{corn}}; t_{\text{gous}}) = 8 \text{ mm}$

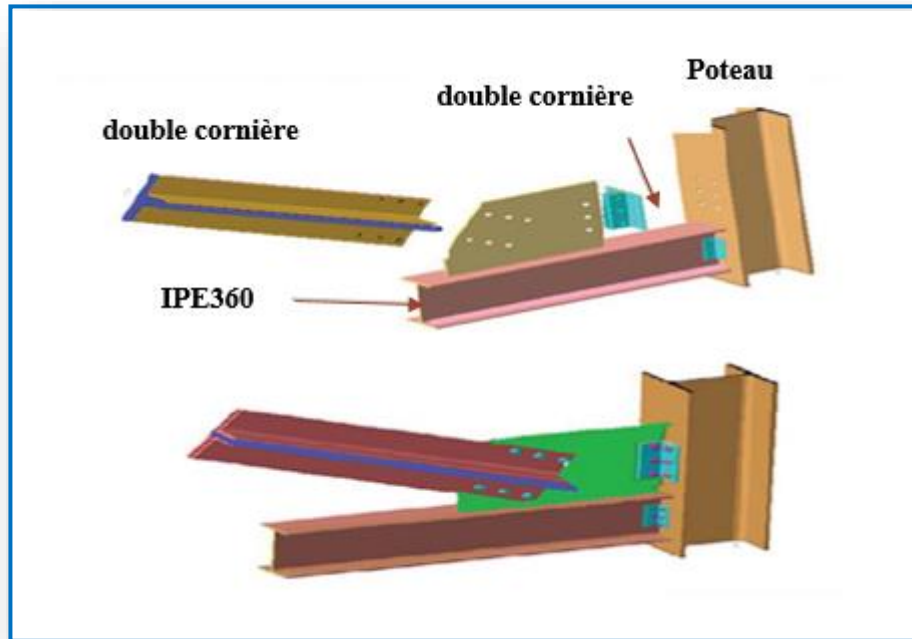


Figure VII.9 : Assemblage poutre-poteau-diagonale.

c. Résistance au cisaillement

(Plan de cisaillement passe par la partie filetée)

D'après EC3 tab6.5.3 page251

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0.6 \times 8000 \times 0.366 \times 10^{-2}}{1.25} = 14.05 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} = \frac{130.42}{2 \times 6} = 10.86 \text{ KN} < 14.05 \text{ KN}$$

d. Pression diamétrale

Résistance à la pression diamétrale D'après EC3 tab6.5.3 page251

D'après EC4.tab6.5.4 p252

$$e_1 = 30 \text{ mm} \quad ; \quad p_1 = 50 \text{ mm} \quad ; \quad d = 12 \text{ mm} \quad ; \quad d_0 = 14 \text{ mm}$$

$$f_u = 360 \text{ N/mm}^2 \quad ; \quad f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2 \quad ; \quad t = 8 \text{ (épaisseur du gousset)}$$

Avec : $\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_u}{f_{ub}}; 1\right) = \min(0.83; 0.94; 2.22; 1) = 0.83$

$$F_{b.Rd} = \frac{2.5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{mb}} = \frac{2.5 \times 0.83 \times 360 \times 1.4 \times 8 \times 10^{-2}}{1.25} = 66.93 \text{ KN.}$$

$F_{v.Sd} = 10.86 \text{ KN} < F_{b.Rd} = 66.93 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV.}$

e. Dimensionnement du gousset

La section du fer plat (Gousset) est sollicitée par un effort de traction seulement, donc la vérification de cette section conduite à s'assurer que : $N_{Sd} < N_{t.Rd}$

$$N_{t.Rd} = \min \begin{cases} N_{pl.Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \\ N_{u.Rd} = \frac{0.9 A_{net} F_u}{\gamma_{M2}} \end{cases}$$

La section brute minimale résistante est : $A = h \cdot t$ avec $h : h_{corni} = 80$

e : épaisseur du gousset à déterminer

La section nette au droit des trous de fixation : $A_{net} = t (h - 2d_0)$

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} \rightarrow t \geq \frac{130.42 \times 10^2 \times 1.1}{8 \times 2350} = 0.763 \text{ cm} = 7.63 \text{ mm}$$

$$N_{sd} \leq N_{u.Rd} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{0.9 f_y} \rightarrow t \geq \frac{130.42 \times 10^2 \times 1.25}{(8 - 2 \times 1.4) \times 0.9 \times 3600} = 0.96 \text{ cm} = 9.6 \text{ mm}$$

$$t \geq \max(0.763; 0.96) \quad \text{soit } t = 9.6 \text{ mm}$$

f. Assemblage Gousset- poteau

L'assemblage du fer plat avec le poteau est assuré par double cornières fixée par 6 boulons M18 de classe 8.

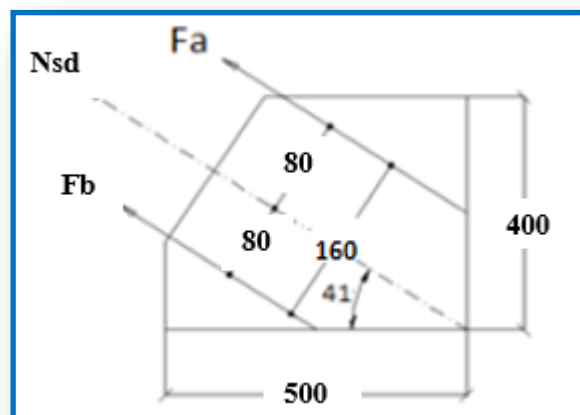


Figure VII.10 : Dimensionnement du gousset.

L'effort Fa :

$$F_a = F_b = \frac{N_{sd} \cdot b}{L} = \frac{130.42 \times 80}{160} = 65.21 \text{ KN}$$

g. Assemblage cornière-poteau

L'assemblage entre le gousset et le poteau HEB 240 réalisé à l'aide d'un double cornier 2L70×70×7.

Les boulons sollicités par des efforts combinés de cisaillement et de traction.

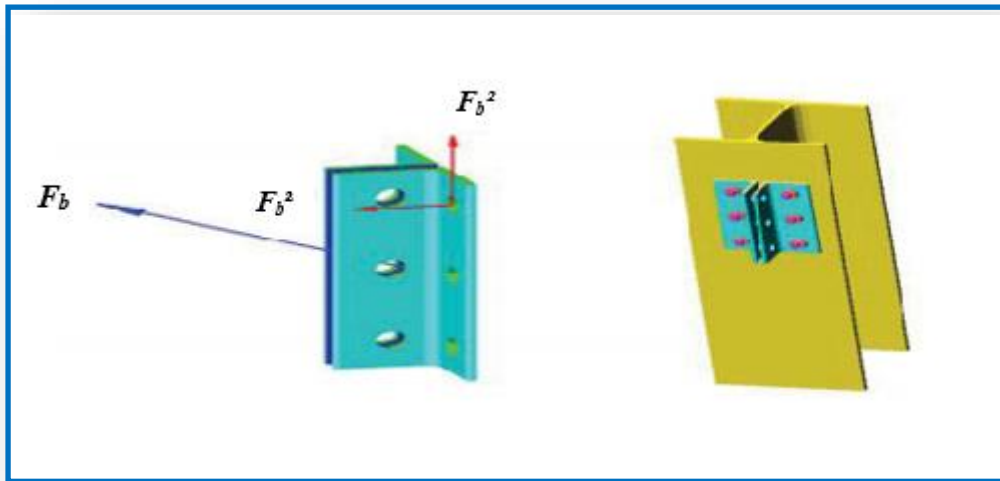


Figure VII.11 : Assemblage cornière-poteau.

- **Cisaillement du boulon :**

L'effort de cisaillement agissant sur une section de ces boulons est :

$$F_b^1 = \frac{F_b \sin \alpha}{6} = \frac{65.21 \times \sin 32}{6} = 5.75 \text{ KN} < F_{v,Rd} = 14.05 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Traction du boulon :**

Une section de ces boulons est sollicitée par un effort de traction

$$F_b^2 = \frac{F_b \cos \alpha}{6} = \frac{65.21 \times \cos 32}{6} = 9.21 \text{ KN} < F_{v,Rd} = 14.05 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Résistance en traction :**

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0.9 \times 8000 \times 0.366 \times 10^{-2}}{1.25} = 21.08 \text{ KN}.$$

- **Interaction traction cisaillement :**

La vérification d'un boulon sollicité par des efforts combinés de cisaillement et de traction conduite à s'assurer que :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 F_{t,Rd}} \leq 1.$$

$$\frac{5.75}{14.05} + \frac{9.21}{1.4 \times 21.08} = 0.72 < 1 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

h. Assemblage cornière-Gousset

Les boulons sollicités par trois efforts de cisaillement F_b^1 et F_b^2 voir au-dessus.

$$F^3 = \frac{Md_i}{\sum d_i^2} = \frac{f_b^1 \times e}{2 \times p_i} = \frac{5.75 \times 35}{2 \times 80} = 1.25 \text{ KN.}$$

L'effort de cisaillement agissant sur un boulon et égale à la somme

Vectorielle des ces efforts :

$$F_{v,sd} = \sqrt{(F_b^1)^2 + (F_b^2 + F^3)^2} = \sqrt{(5.75)^2 + (9.21 + 1.25)^2} = 11.94 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} = 11.94 \text{ KN} < F_{v,Rd} = 14.05 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

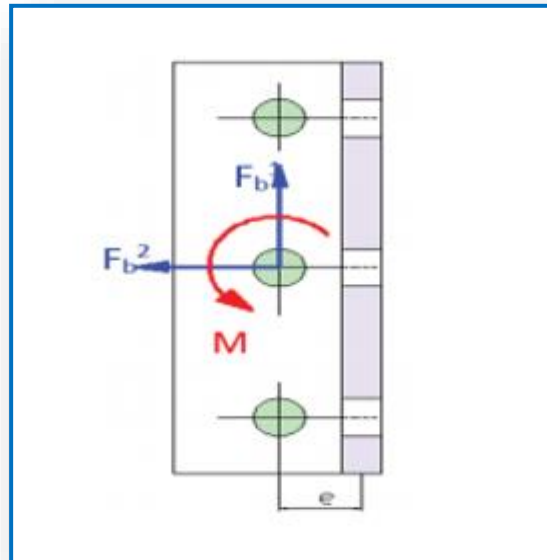


Figure VII.12 : Assemblage cornière-Gousset.

- **Assemblage gousset-poutre :**

Cet assemblage est assuré par un cordon soudure, sollicité par un effort incliné

$$F_a = 65.21 \text{ KN.}$$

Calcul de l'épaisseur de la soudure :

On doit vérifier

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{Mw}}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{Mw}} \quad ; \quad \beta_w = 0.8 \quad ; \quad \gamma_{mw} = 1.25 \text{ pour S235} \quad ; \quad \beta_w \cdot \gamma_{mw} = 1$$

Donc :

$$\alpha \geq \frac{\beta_w \gamma_{mw} \cdot F_a \sqrt{3 - \sin^2 \alpha}}{L_w f_u} = \frac{1}{100} \times \frac{65.21 \times 10^2 \times \sqrt{3 - \sin^2 32}}{2350} = 0.04 \text{ cm}$$

$$\alpha = 0.04 \text{ cm} = 0.4 \text{ mm}$$

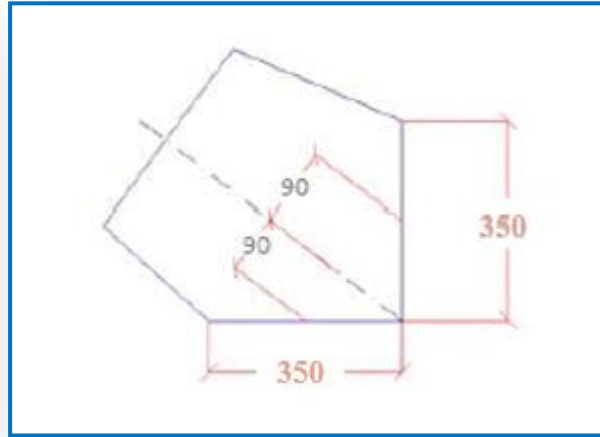


Figure VII.13 : Les dimensions de fer plat.

Pour raison économique et pour obtenir un épaisseur convenable avec l'épaisseur de fer plat en doit diminuer la longueur d'utile, c.-à-d. réduire les dimensions de fer plat, soit 350×350 .

$$F_a = F_b = 65.21 \text{ KN.}$$

$$a \geq \frac{1}{70} \times \frac{65.21 \times 10^2 \times \sqrt{3 - \sin^2 32}}{2350} = 0.065 \text{ cm} = 0.65 \text{ mm}$$

L'assemblage en T avec double cordon d'angle transmet un effort normal N_{sd} et un effort de cisaillement V_{sd} . On peut déduire l'épaisseur du cordon de soudure min.

i. Effort de cisaillement seulement

$$\frac{\min(a)}{t} = \frac{1}{2} \left(\frac{f_y \beta_w \sqrt{3}}{f_u \gamma_{m0}} \right) \frac{h_w}{L_w} \rightarrow \min(a) = \frac{1}{2} \left(\frac{235 \times 1 \times \sqrt{3}}{360 \times 1.1} \right) \frac{12.7}{700} \times 20 = 0.18 \text{ mm.}$$

t_f : épaisseur de la semelle de la poutre (IPE360) = 12.7 mm

En posant $L = 2 \times 350 = 700 \text{ mm}$

Effort normal seul :

$$\frac{\min(a)}{t} = \frac{1}{2} \left(\frac{f_y \times \beta_w \times \sqrt{3}}{f_u \times \gamma_{m0}} \right) \rightarrow \min(a) = \frac{1}{2} \left(\frac{235 \times \sqrt{3}}{360 \times 1.1} \right) \times 20 = 10.28 \text{ mm}$$

On prend $a = 11 \text{ mm}$

$$\tau = \frac{F_a \times \cos \alpha}{2 \times L_w \times a} = \frac{65.21 \times 10^2 \times \cos 32}{2 \times 70 \times 1.1} = 35.91 \text{ daN/cm}^2.$$

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{F_a \times \sin \alpha}{L_w \times \sqrt{2} a} = \frac{65.21 \times 10^2 \times \sin 32}{70 \times \sqrt{2} \times 1.1} = 31.73 \text{ daN/cm}^2$$

j. Vérification du cordon de soudure

$$\sqrt{(31.73)^2 + 3((31.73)^2 + (35.91)^2)} = 88.85 \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{mw}} = 3600 \text{ daN/cm}^2.$$

$$\sigma_{\perp} = 31.73 \text{ daN/cm}^2 \leq \frac{f_u}{\gamma_{mw}} = \frac{3600}{1.25} = 2880 \text{ daN/cm}^2.$$

Donc le cordon de soudure $a = 11 \text{ mm}$ Vérifie.

VII.3.6. Bases des poteaux

La base de poteau métallique a pour rôle de transmettre les efforts entre la structure métallique et l'infrastructure en béton armé. Notre cas consiste à étudier seulement des bases de type encastré.

VII.3.6.1. Plaque d'assise

La plaque d'assise s'agit d'assurer la répartition des efforts de compression du poteau sur un air d'appui à condition que la pression de contact ne dépasse pas la résistance de calcul de la liaison.

L'effort de compression agissant sur la plaque d'assise sous la combinaison ELU

$$\begin{cases} N_C = -1962.26 \text{ KN} \\ M_{sd} = -103.023 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = -283.75 \text{ KN.} \end{cases} \quad \text{Pour les poteaux HEB240}$$

a. Dimensions en plan de la platine $h_p \times b_b$

Compression maximale

$$N_{c, sd} \leq A_{eff} \times f_j$$

$$F_{c, sd} = \frac{M_{sd}}{(h - t_f)} - \frac{N}{2} = \frac{103.023}{0.24 - 0.017} - \frac{(-1962.26)}{2} = 1443.12 \text{ KN.}$$

$$N_{c, sd} = 2F_{c, sd} = 2886.24 \text{ KN.}$$

b. Largeur d'appui additionnelle C

$$C = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AD}}{2A} \quad \text{et} \quad \begin{cases} A = 2 \\ B = (b + t_f) = 24 + 1.70 = 25.70 \text{ cm.} \end{cases}$$

f_{cd} est la valeur de calcul du béton est déduite de la résistance caractéristique à la compression f_{ck} avec un coefficient de sécurité donné par EC2 égale à 1.2 pour les combinaison accidentels.

$$\text{Donc : } f_j = \frac{\frac{2}{3} \times f_{ck} \times \alpha}{\gamma_c} = \frac{\frac{2}{3} \times 1.5 \times 250}{1.15} = 217.4 \text{ daN/cm}^2.$$

$$D = \frac{b \times t_f}{2} - \frac{N_{c,sd}}{2 \times f_j} = \frac{24 \times 1.70}{2} - \frac{196226}{2 \times 217.4} = -430.90 \text{ cm.}$$

$$C = \frac{-25.70 + \sqrt{25.70^2 + 4 \times 2 \times 430.90}}{2 \times 2} = 9.60 \text{ cm.}$$

c. Vérification

$$C = 9.60 \text{ cm} \leq \frac{(h - 2 \times t_f)}{2} = \frac{24 - 2 \times 1.70}{2} = 10.30 \text{ cm} \dots \dots \text{CV.}$$

d. Dimension en plan

$$\begin{cases} h_p \geq h + 2c = 24 + 2 \times 9.60 = 43.2 \text{ cm} \\ b_p \geq 24 + 2 \times 9.60 = 43.2 \text{ cm.} \end{cases}$$

Choix :

$$\begin{cases} h_p = b_p = 50 \text{ cm.} \\ C_1 = C_2 = 10 \text{ cm.} \end{cases}$$

e. Epaisseur de la platine t_p

$$t_p = \frac{C}{\sqrt{\frac{f_y}{3 \times f_{yj} \times \gamma_s}}} = \frac{9.60}{\sqrt{\frac{2350}{3 \times 217.4 \times 1.1}}} = 5.30 \text{ cm} \rightarrow t_p = 55 \text{ mm.}$$

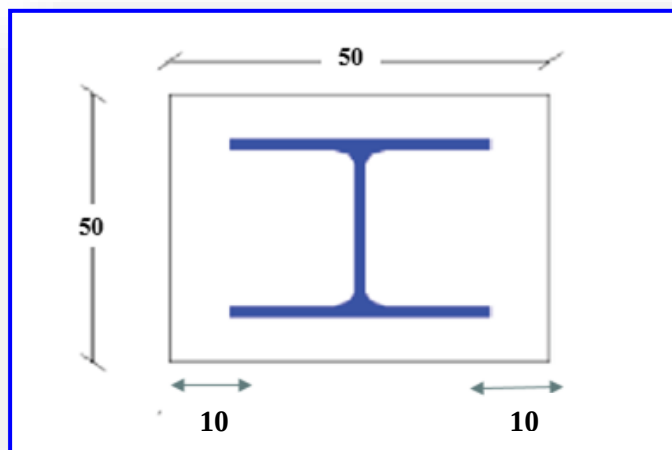


Figure VII.14 : Vue en plan de la platine.

VII.3.6.2. Dimensionnement et vérification de la butée**a. Choix de HEA**

$$V_{sd} \leq \frac{A_{vs} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_s}$$

$$A_{v,z} \geq \frac{\gamma_s \times V_{s,d}}{\frac{f_y}{\sqrt{3}}} = \frac{1.1 \times 28375}{\frac{2350}{\sqrt{3}}} = 23 \text{ cm}^2. \quad \text{Choix de HEA 100}$$

b. Vérification de la pression sur le béton

$$V_{sd} \leq d_{\text{eff}} \times b \times f_{cd} \quad \leftrightarrow \quad d_{\text{eff}} \geq \frac{V_{sd}}{b \times f_{cd}} = \frac{28375}{10 \times 217.4} = 13.05 \text{ cm}$$

$$d_p \leq \min(0.8d_{\text{eff}} ; 1.5h_b) = \min(0.8 \times 13.05 ; 1.5 \times 9.6) = 10.44 \text{ cm.}$$

$$d_p = 11 \text{ cm.}$$

$$d_{\text{eff}} = 14 \text{ cm} \quad \text{et} \quad e_1 = 3 \text{ cm.}$$

c. Vérification de la traction sur la semelle

$$N_{sd} = V_{sd} \left(\frac{d_{\text{eff}}}{3} + e_1 \right) \left(\frac{1}{h_p - t_f} + \frac{1}{h} \right) = 2837.5 \times \left(\frac{14}{3} + 3 \right) \left(\frac{1}{9.6 - 0.8} + \frac{1}{50} \right)$$

$$N_{sd} = 2907.147 \text{ daN}$$

$$A_{f,b} = b_b \times t_{f,b}$$

$$N_{sd} = 2907.147 \text{ daN} \leq \frac{A_{f,b} \times f_y}{\gamma_s} = \frac{10 \times 0.8 \times 2350}{1.1} = 17090.9 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

d. Attache butée /platine

- Soudure d'âme :

$$\alpha \geq \frac{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw} \times V_{sd}}{f_u \times (b_p - 2t_f)} = 0.012 \text{ mm}$$

- Soudure Semelle :

$$\alpha \geq \frac{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{Mw} \times N_{sd}}{f_u \times 2 \times (b_p - t_{wb})} = 0.3 \text{ mm}$$

$$\text{Choix : } a = 0.3 \text{ mm}$$

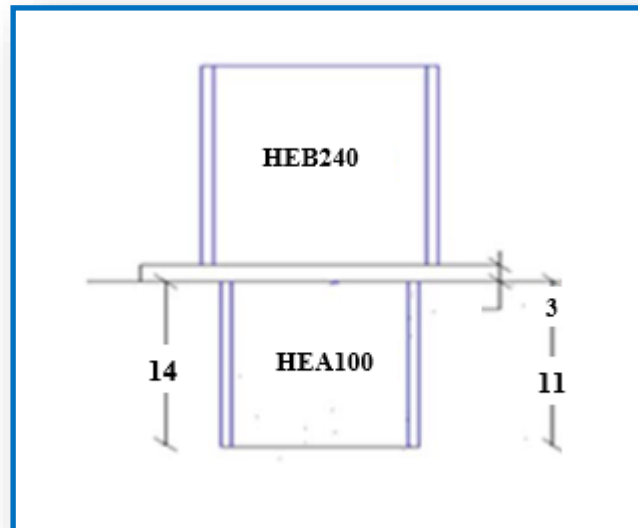


Figure VII.15 : Vue en élévation de la butée.

VII.7. Tige d'ancrage

Les tiges d'ancrages ont pour but de résister aux effets des charges de calcul, elles doivent assurer la résistance en traction nécessaire vis-à-vis des effets de soulèvement et des moments de flexions.

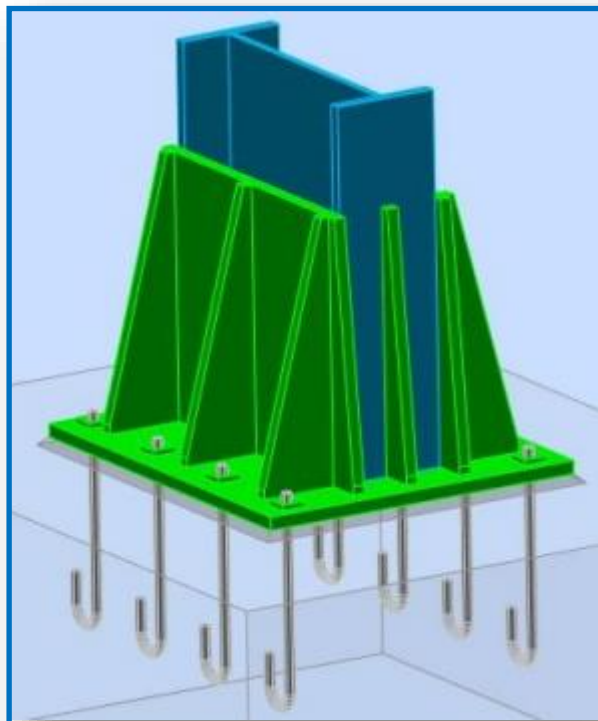


Figure VII.16 : Les tiges d'ancrage.

VII.7.1. Dimensionnement des tiges d'ancrage

Il convient de dimensionner les tiges d'ancrage pour résister aux efforts de traction vis-à-vis aux efforts de soulèvement, L'effort de traction agissant l'ensemble des tiges par poteau

$$\begin{cases} N_c = 1450.38 \text{ KN} \\ M_{sd} = 83.48 \text{ KN} \\ V_{sd} = 117.72 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{Pour les poteaux HEB 240.}$$

On prend diamètre du boulons ($\phi_{24} = 353 \text{ mm}^2$) de classe 6.8, ces boulons sont sollicités par un effort de traction, donc on doit vérifier la condition suivante :

Selon l'Eurocode 3 :

$$n_{b/coté} \geq \frac{F_{t,sd} \times \gamma_{Mb}}{0.9 \times f_{ub} \times A_s}$$

$$F_{t,sd} = \frac{M}{(h - t_f)} + \frac{N}{2} = \frac{83480}{(24 - 1)} + \frac{1450380}{2} = 728819.56 \text{ N} = 728.819 \text{ KN.}$$

$$n_{b/coté} = \frac{728.819 \times 10^2 \times 1.25}{0.9 \times 6000 \times 3.53} = 4.77$$

On adopte 8 tiges scellée ($\phi 24 \text{ mm}$) pour chaque poteau, soit 2 files de 4 boulons d'ancrage.

VII.7.2. Détermination de la longueur de tige d'ancrage

$$r = 3\phi \quad , \quad I_2 = \phi \quad , \quad I_3 = 0.6L_b \quad , \quad F_{bd} = 1.2M_b.$$

$$I_b \geq \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\pi \times \phi \times F_{bd} \times \gamma_{mb}} = \frac{0.9 \times 6000 \times 3.53}{3.14 \times 2.4 \times 12 \times 1.25} = 168.63 \text{ cm.}$$

On prend $I_b = 1.7 \text{ m}$.

$$I_1 = \pi \times r = 3.14 \times 3 \times 2.4 = 22.60 \text{ cm}$$

$$I_2 = 2 \times \phi = 2 \times 2.4 = 4.8 \text{ cm.}$$

$$I_3 = 0.6 \times I_b = 0.6 \times 170 = 102 \text{ cm.}$$

$$I_4 = I_b - (I_1 + I_2 + I_3) = 40.6 \text{ cm.}$$

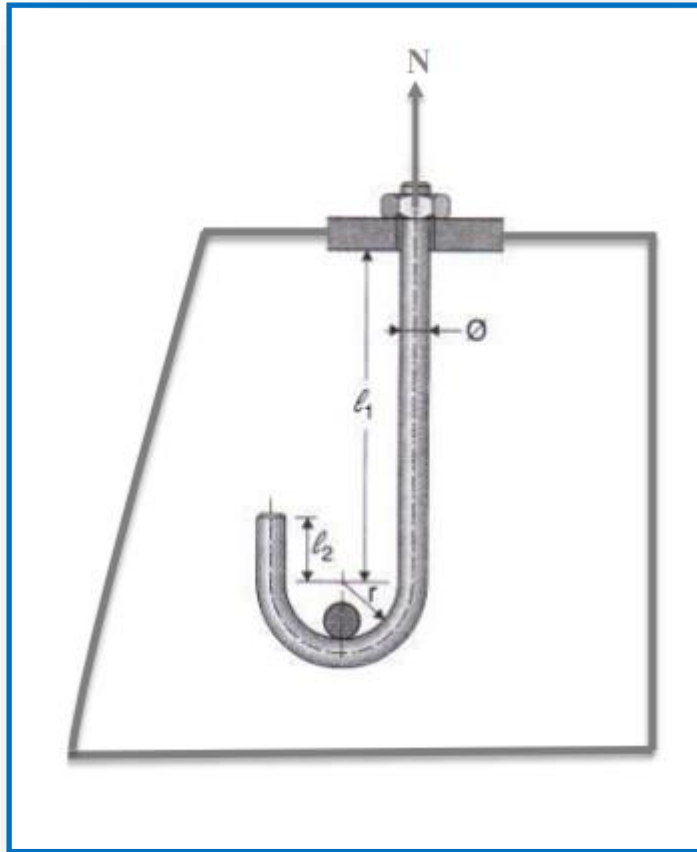


Figure VII.17 : Dimension de la tige d'ancrage.

***Chapitre VIII : Etude de
L'infrastructure***

Chapitre VIII : Etude de L'infrastructure

VIII.1. Introduction

La fondation est l'élément par le biais du quel les charges de la superstructure sont transmises au sol. Son dimensionnement nécessite la connaissance des caractéristiques du sol en plus des sollicitations dans les éléments résistants à la base du bâtiment.

Il existe plusieurs types de fondations. La sélection se fait selon la capacité portante du sol, les charges à transmettre au sol, la distance entre les différentes fondations et l'économie du projet.

VIII.2. Etude préliminaire du choix de type de semelle

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2 bars, la profondeur d'ancrage est de 8 m vu que les sondages ont révélé la présence d'une terre végétale atteignant les 2 m et plus.

VIII.2.1. Calcul des fondations

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

$N=N_1$ (de la superstructure) + N_2 (sous sol).

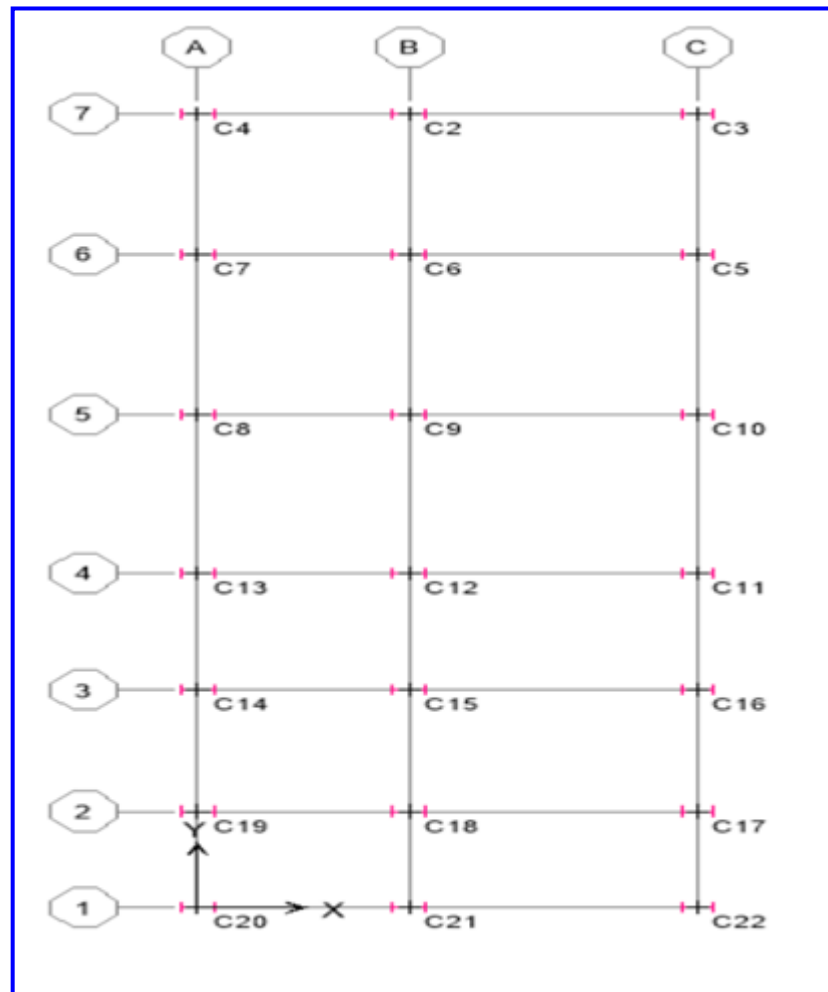


Figure VIII.1 : Disposition des poteaux.

VIII.3. Choix du type de fondation

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour ce la, Nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$$

Ss: section des semelles filantes

Sb: section du bâtiment

Si cette condition n'est pas vérifiée, on peut considérer la solution du radier comme nécessaire.

VIII.3.1. Semelles filantes

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S_s}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S_s = B \times L$ (section des semelles filantes)

B : Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Avec :

$$N = \sum N_i$$

N_i : Effort normal provenant du poteau(i).

La surface totale des semelles est donné par : $S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Sens XX :

Tableau VIII.1 : Section des semelles filantes.

Files	N(KN)	Ss (m²)	L (m)	B (m)	B ^{choisis} (m)
A	3450,27	17,36	24,80	0,70	0,75
B	5900,96	29,512	24,80	1,19	1,20
C	3715,63	18,6	24,80	0,75	0,75

Sens YY :

Tableau VIII.2 : Section des semelles filantes.

Files	N(KN)	Ss (m²)	L (m)	B (m)	B ^{choisis} (m)
1	1016,03	5,06	9,20	0,55	0,60
2	1812,04	9,016	9,20	0,98	1,00
3	1336,81	6,716	9,20	0,73	0,75
4	1936,7	9,66	9,20	1,05	1,10
5	1251,89	6,256	9,20	0,68	0,70
6	2593,85	12,972	9,20	1,41	1,45
7	1453,21	7,268	9,20	0,79	0,80

VIII.3.1.1. Vérification

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{122,43}{228,16} = 53,66\% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure;
- La réduction des tassements différentiels;
- La facilité d'exécution.

VIII.3.2. Radier générale

VIII.3.2.1. Introduction

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux. et les voiles.

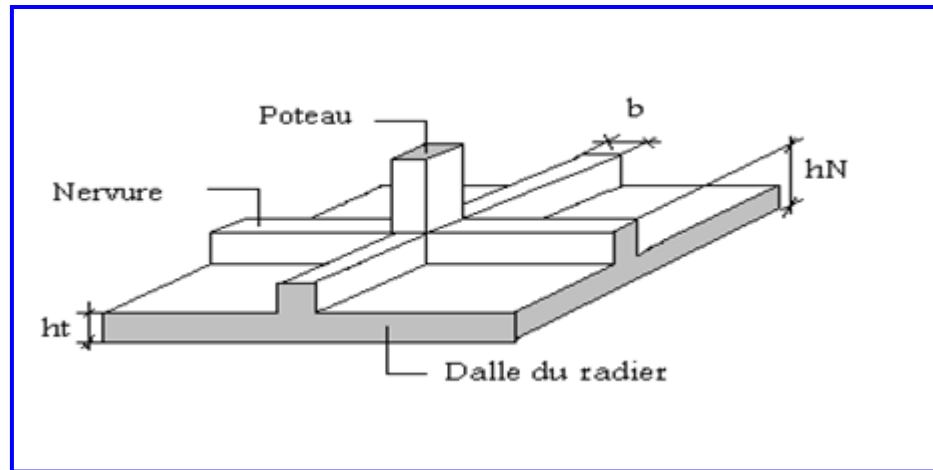


Figure VIII.2 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VIII.3.2.2. Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier in faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour: $\begin{cases} N = 14\,373,54 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2,00 \text{ bars} \end{cases}$

Donc :

$$S_{\text{nécessaire}} = 71,87 < S_b = 228,16 \text{ m}^2$$

S_b : La surface du bâtiment

Donc la surface totale du radier est de 228,16 m.

VIII.3.2.3. Pré dimensionnement de radier

1. Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes

a. Condition forfaitaire

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

$L_{\max}$ = La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 5,30 \text{ m} \Rightarrow h_1 \geq 26,5 \text{ cm}$$

Alors

On prend : $h = 30$ cm. pour l'épaisseur de la dalle

2. Nervure :

1. La hauteur de nervure

a. Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a $L_{\max} = 5,30$ m

$$\Rightarrow 35,33\text{cm} < h_{n1} < 53,00\text{cm} \quad \text{On prend } h_{n1} = 45 \text{ cm.}$$

b. Condition de rigidité :

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{b * K}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique (m);

K : Coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm^3 (cas d'un sol moyen);

- $K = 0,5[\text{kg/cm}^3]$ pour un très mauvais sol.
- $K = 4 [\text{kg/cm}^3]$ pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12[\text{kg/cm}^3]$ pour un très bon sol.

E : Module d'élasticité du béton : $E = 3.216 * 10^4 \text{ MPa}$

b : Largeur de radier par bande d'un mètre ($b = 1\text{m}$).

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

L : distance maximale entre deux poteaux : $5,30$ m

$$\text{donc } h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi} \right)^4} \Rightarrow h_{N2} \geq 0,55\text{m}$$

On prend : $h_{N2} = 60$ cm

A partir des deux conditions :

$$h_N \geq \max (h_{N1} ; h_{N2}) = \text{Max} (0,45 ; 0,60) \text{ m.}$$

On prend : $h = 0,60 \text{ m.}$

2. Largeur de la nervure

❖ Condition de coffrage:

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{530}{10} = 53,00 \text{ cm}$$

Donc :

$b = 55 \text{ cm}$ dans les deux sens (x-x et y-y)

Conclusion :

$h_n = 60 \text{ cm}$

$b = 55 \text{ cm}$ dans le sens x-x

$b = 55 \text{ cm}$ dans le sens y-y

Résumé

- ✓ Epaisseur de la dalle du radier $h = 30 \text{ cm}$
- ✓ Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_N = 60 \text{ cm} \\ b = 55 \text{ cm sens } (x-x) \text{ et } b = 55 \text{ cm sens } (y-y) \end{cases}$

VIII.3.2.4. Les vérifications nécessaires

a. Vérification au poinçonnement

Une force localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier), sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

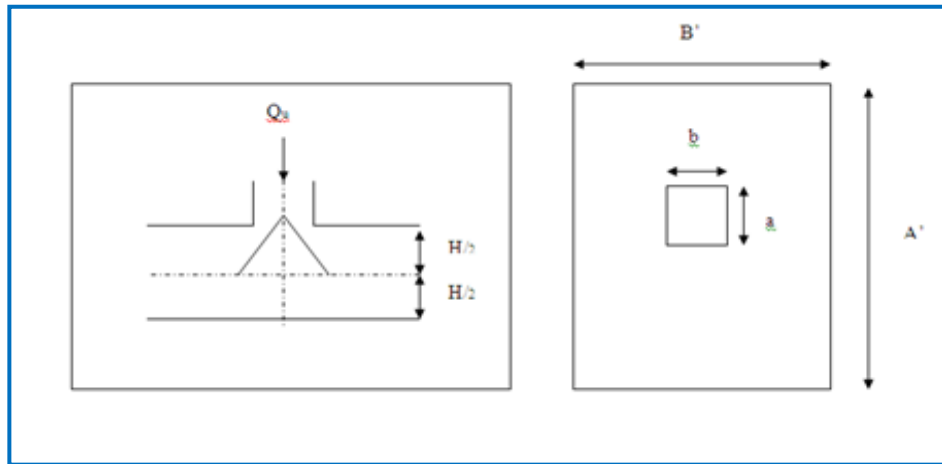


Figure VIII.3 : Présentation de la zone d'impacte de la charge concentrée.

D'après CBA93 (article A.5.2.4.2) on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité (N_u = 1962,26kN)

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

a,b : Dimensions du poteau du sous sol (55x55)cm².

Q_c : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de radier.

$$U_c = 2 [(a + b) + 2h]$$

$$U_c = 2 [(55 + 55) + 2 \times 60] = 460 \text{ cm}$$

$$Q_u = 0.045 \times 4600 \times 600 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 2\,070 \text{ KN}.$$

$$N_u = 1962,26 \text{ kN} < Q_u = 2\,070 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

b. Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)** on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

• Suivant X-X :

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{14616,524}{18025,54} = 0,81m < \frac{4,367}{4} = 1,092m \dots\dots\dots \textbf{Vérifiée.}$$

• Suivant Y-Y :

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{24039,916}{13133,37} = 1,83m < \frac{11,55}{4} = 2,88m \dots\dots\dots \textbf{Vérifiée.}$$

c. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa \Rightarrow \textit{fissuration préjudiciable}$$

b = 1m (une bande de 1m de 5,34 longueur).

$$V_u = \frac{N_u}{S_r} \times \frac{L}{2} \times b = \frac{18025,54}{228,16} \times \frac{5,30}{2} \times 1 = 209,35KN$$

N_u = N_u (superstructure)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{209,35}{1 \times 0,9 \times 600} = 0,38MPa \leq \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots\dots\dots \textbf{c'est vérifié.}$$

VIII.3.2.5. Caractéristiques géométriques du radier**a. Position du centre de gravité:**

$$X_G = 4,367 \text{ m}$$

$$Y_G = 11,55 \text{ m.}$$

b. Moments d'inertie:

$$I_{xx} = 650,62 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 31522,85 \text{ m}^4$$

VIII.3.2.6. Calcul des contraintes

$$\sigma_{sol} = 2,0 \text{ bars}$$

Les contraintes du sol sont données par:

$$\text{À l'ELS: } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{13066,86}{228,16} = 57,27 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 57,27 \text{ kN / m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN / m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

À l'ELU:

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2) % "μ

Avec:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{yy}} X_G$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{xx}} Y_G$$

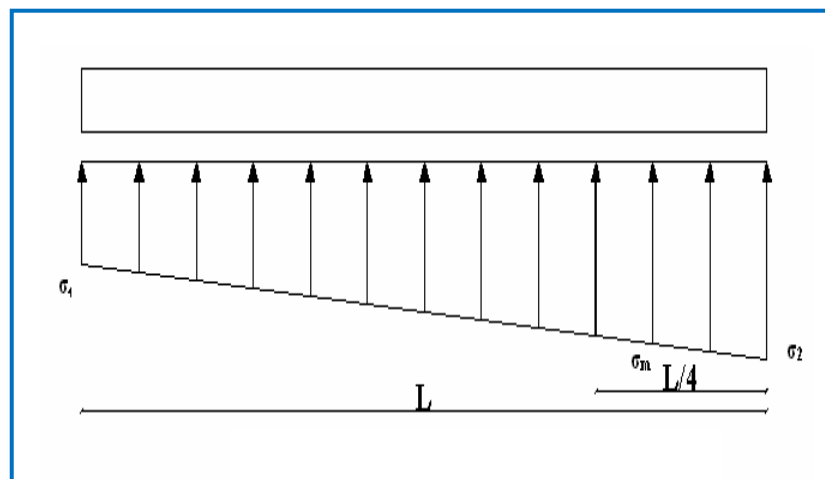


Figure VIII.4 : Contrainte sous le radier.

On vérifie que:

σ₁: Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ₂: Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 18025,54 \text{ KN}$$

M est le moment de renversement.

$$M_x = 24039,916 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = 14616,524 \text{ kN.m.}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

Tableau VIII.3 : Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	166,27	72,02	142,71
Sens y-y	118,36	119,04	118,53
Vérification	$\sigma_1^{\text{max}} < 1,5 \sigma_{\text{sol}}$	$\sigma_2^{\text{min}} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266$

À l'ELS :

$$N_{\text{ser}} = 31109,73 \text{ kN} ; S = 228,16 \text{ m}^2$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

Tableau VIII.4 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	120,53	52,21	103,45
Sens y-y	85,79	86,29	85,91
Vérification	$\sigma_1^{\text{max}} < 1,5 \sigma_{\text{sol}} = 300$	$\sigma_2^{\text{min}} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266$

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens (xx' _ yy') donc pas de risque de soulèvement

a. Détermination des sollicitations les plus défavorables:

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes:

ELU:

$$\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 142,71 \text{ kN/m}^2$$

ELS:

$$\sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 103,45 \text{ kN} / \text{m}^2$$

VIII.3.3. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

a. Ferrailage de la dalle du radier:

a .1. Détermination des efforts:

- Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de dalle

Pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux 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 appuis: $M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x$ (appui de rive).

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x \quad (\text{autre appui}).$$

✓ Panneau intermédiaire:

- Moment en travée: $M_{tx} = 0,75 M_x$

$$M_{ty} = 0,75 M_y$$

- Moment sur appuis: $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$

Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- ✓ Moment en travée: $M_t = 0,85 M_0$

- ✓ Moment sur appuis: $M_a = 0,5 M_0$

Avec: $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

a .2. Valeur de la pression sous radier**ELU:**

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 142,71 \text{ kN} / m$$

ELS:

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 103,45 \text{ kN} / m$$

a .3. Moment en travée et sur appuis pour le panneau le plus sollicité l'ELU (v=0)

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 = 0,4 < \frac{5,30}{5,00} = 0,98 < 1,00 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VIII.5 : Calcul des moments à l'ELU.

Panneau le plus sollicité	L _x (m)	L _y (m)	L _x /L _y	μ _x	μ _y	q _u (kN/m)	M _x (KN m)	M _{tx} (KNm)	M _y (kNm)	M _{ty} (kNm)	M _a (KNm)
	6,30	5,00	1,06	0,041	0,8875	142,71	88,99	75,64	78,98	67,13	250,54

a .4. Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2)

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VIII.6 : Calcul des moments à l'ELS.

Panneau le plus sollicité	L _x (m)	L _y (m)	L _x /L _y	μ _x	μ _y	q _{ser} (kN/m)	M _x (kNm)	M _{tx} (kNm)	M _y (kNm)	M _{ty} (kNm)	M _a (kNm)
	6,30	5,00	1,06	0,048	0,923	103,45	75,52	64,19	69,71	59,25	181,61

a .5. Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis de panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $f_e = 400\text{MPa}$; $\sigma_s = 348\text{MPa}$; $b = 100\text{cm}$; $h = 40\text{cm}$
 $d = 0,9$; $h = 36\text{cm}$.

Tableau VIII.7 : Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier.

	Sens	M_u (kN.m)	M	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{ad} (cm ²)	S_t (cm)
Travée	x-x	75,64	0,08	0,11	34,34	10,46	10T14	13,57	10
	y-y	67,13	0,077	0,10	34,56	09,87	4T14	12,06	15
Appui	x-x y-y	250,54	0,015	0,21	32,90	15,52	7T14	25,13	15

Espacement:

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t = 10\text{cm}$

Sens y-y :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ m}$

a .6. Vérifications nécessaires**1. Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,cm27^2 < 12,07cm.$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS :**Remarque :**

La vérification des contraintes à l'ELS n'est pas vérifiée donc on doit augmenter les sections de ferraillements.

Tableau VIII.8 : Vérification des contraintes.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	64,19	12,03	7,7	15	187,9	201,63	OK
	y-y	59,25	13,12	6,8	15	195,8	201,63	OK
Appuis	x-x	181,61	18,77	6,1	15	191,3	201,63	OK
	y-y							

VIII.3.4. Ferrailage des nervures**b .1. Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifier 99 [1]**).

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée : M_t= 0,85M₀

Sur appuis : M_t= 0,50M₀

b.2. Calcul des armatures :

b =55cm ; h=60cm ; d=54cm

• Sens (x-x) :

L = 5,30 m; P = 142,71 KN/ml; M₀ = 501,09 KN.m

Tableau VIII.9 : Ferrailage des nervures suivant x-x.

	M_u (kN.m)	M	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	425,92	0,26	0,39	30,38	17,15	12T16	47,12
Appuis	250,54	0,15	0,21	32,9	9,72	8T16	25,13

• **Sens (y-y) :**

L = 5,00 m ; P=142,71 KN/ml , $M_0 = 445,96$ KN.m

Tableau VIII.10 : Ferrailage des nervures suivant y-y.

	M_u (kNm)	M	A	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	379,07	0,27	0,4	30,24	47,9	10T16	49,09
Appuis	222,98	0,16	0,21	32,9	25,91	8T16	26,13

b.3. Vérifications nécessaires

1. Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,38 \text{ cm}^2 < 13,21 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS

✓ **Remarque :**

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section des armatures.

Tableau VIII.11 : Vérification des contraintes.

	Sens	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	A_s (cm ²)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	64,19	31,43	7,6	15	195,2	201,63	OK
	y-y	59,25	40,26	8,7	15	193,2	201,63	OK
Appuis	x-x	181,61	20,11	5,2	15	177,3	201,63	OK

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 2,5 \text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{142,71 \times 5,30}{2} = 378,18 \text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{378,18 \cdot 10^3}{550 \times 540} = 0,38 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

4. Armatures transversales :

- **BAEL 91 modifié 99**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{cm}) = 40 \text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{MPa}\right) = 0,40 \text{MPa}$$

- **RPA99 version 2003**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l\right) = 19,2 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 45 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,6 \text{cm} \quad \text{et} \quad \phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_{\max} = 8,33 \text{mm}$$

$$F_e = 400 \text{MPa} ; \tau_u = 0,38 \text{Mpa} ; f_{t28} = 2,1 \text{Mpa} ; b = 55 \text{cm} ; d = 81 \text{cm}.$$

On trouve :

Tableau VIII.12 : Espacement des armatures transversales.

	Section [cm ²]	Zone	S _t RPA99 [cm]	S _t BAEL91 [cm]	S _t choisit [cm]
Nervure Sens x-x	55 × 60	Courante	45	40	25
		Nodale	15		15
Nervure Sens y-y	55 × 60	Courante	45	40	25
		Nodale	15		15

Tableau VIII.13. Choix des armatures transversales.

	Section [cm ²]	Zone	S _t [cm]	Ø _t	A _t calculée [cm ²]	A _t choisit [cm ²]	Choix des barres
Nervure Sens x-x	55 × 60	Courante	25	10	4,12	4,71	6T10
		Nodale	15		2,47	4,71	6T10
Nervure Sens y-y	55 × 60	Courante	25	10	4,12	4,71	6T10
		Nodale	15		2,47	4,71	6T10

❖ **Justification des armatures transversales**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \min \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\} = 0,19 \text{ MPa}$$

- Zone courante 0,34 MPa > 0,19 MPa Vérifié.
- Zone nodale 0,25 MPa > 0,19 MPa Vérifiée.

VIII.3.5. Armature de peau

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses

Pour les bâtiments courant on a $3 \text{ cm}^2 / \text{m}$ pour les armatures de peau

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{m} \times 0,9 = 2,7 \text{ cm}^2 \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Donc on prend **2T12 = 6,16 cm².**

VIII.3.6. Ferrailage des nervures

Sens XX :

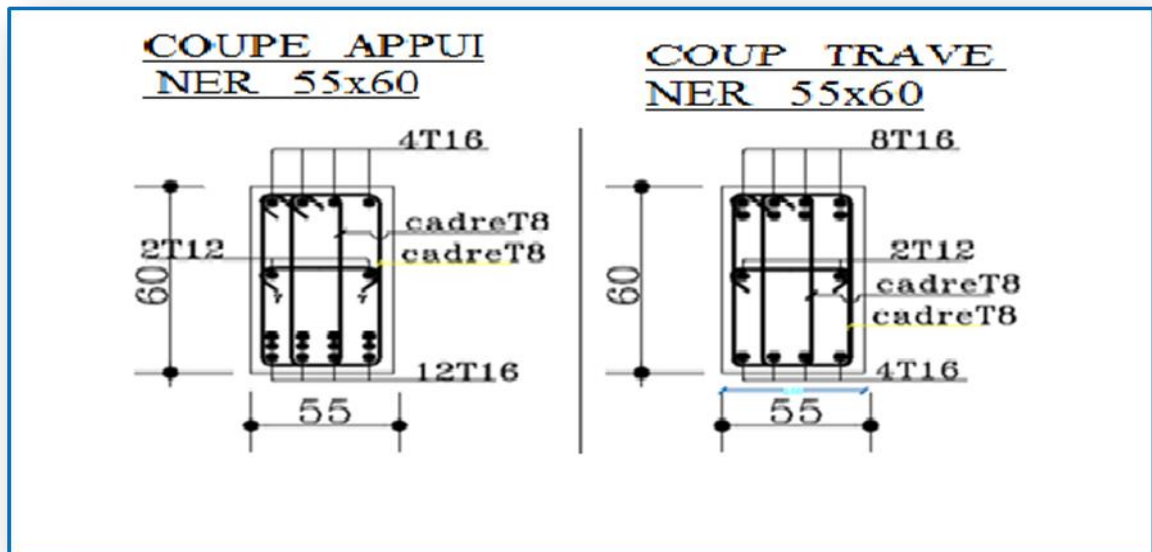


Figure VIII.5 : Ferrailage des nervures sens x-x.

Sens YY :

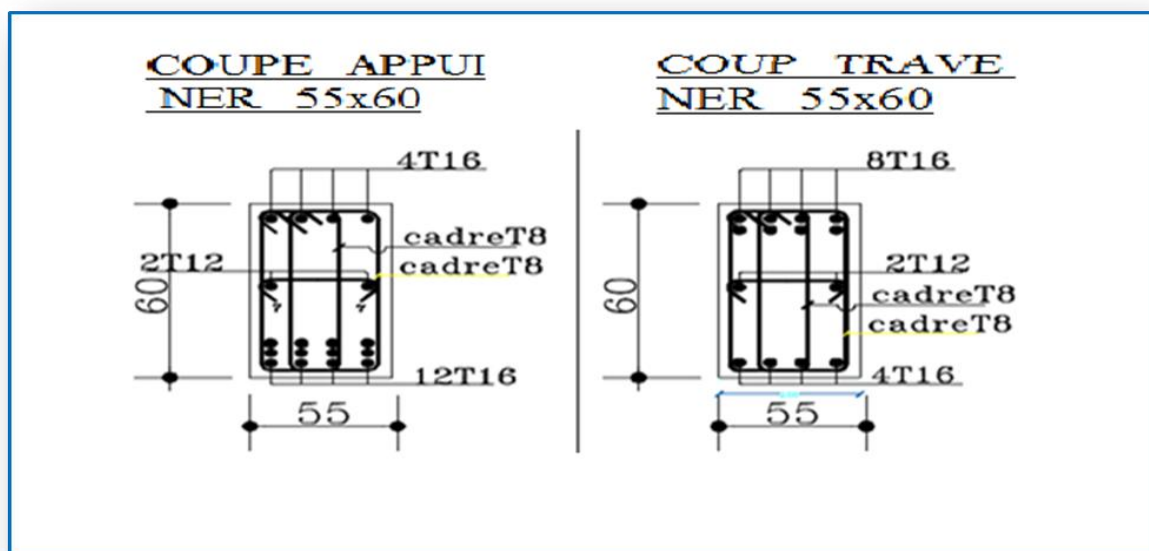
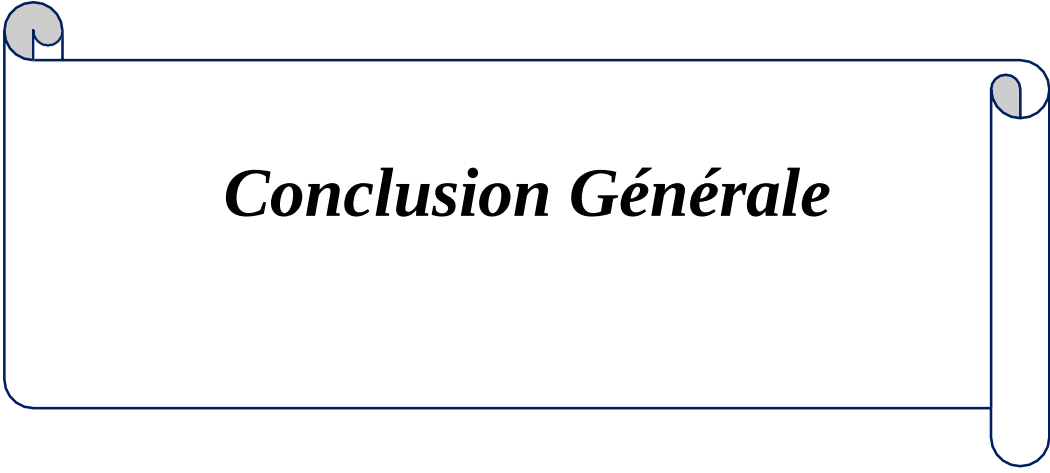


Figure VIII.6 : Ferrailage des nervures sens y-y.

A decorative horizontal scroll graphic with a light gray fill and a dark blue outline. It has rounded ends and a small circular detail on the left side.

Conclusion Générale

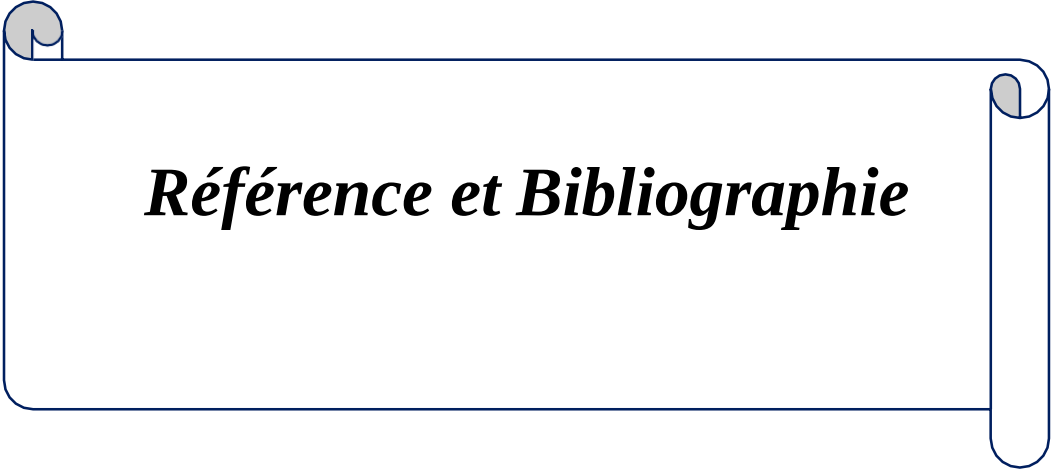
Conclusion Générale

Le travail présenté dans ce mémoire est consacré au dimensionnement et à la vérification d'une structure métallique implantée dans différents sites. Cette structure est d'une forme rectangulaire simple constituée d'un rez-de-chaussée et cinq niveaux supérieurs, ses dimensions l'exposent face à différents phénomènes. Une vérification de la neige et du vent est donc établi.

La nécessité d'un logiciel de calcul nous a poussés à débiter et d'avoir certaine connaissances sur le logiciel **ETABS** Au cours de notre étude.

Au cours de cette étude nous sommes parvenus à un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- La connexion entre la dalle mixte et le profilé assure le bon comportement des systèmes mixtes
- Les phénomènes d'instabilité telle que le voilement et le déversement ne se présentent pas dans les éléments mixtes grâce au béton qui enrobe le profilé métallique.
- Mieux une bonne disposition des contreventements que sa quantité pour un bon comportement vis-à-vis du séisme.
- Vu sa bonne rigidité et son poids léger, l'acier nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées.
- Nous avons conclu que la période T ne change pas avec le changement de sites, où nous avons observé sa stabilité dans différentes sites, en enregistrant les mêmes valeurs, et la raison que la période ne dépend que la masse et la et la rigidité de la structure.
- L'intensité des forces sismiques à la base de la structure, dans les deux sens, varient leur intensité selon le site, en raison de la variation du spectre de réponse pour chaque site.
- L'Utilisation de logiciel **ETABS** permet d'obtenir des résultats précis, gagner du temps et faciliter le calcul de cette structure métallique.

A decorative horizontal scroll with a light gray fill and a dark blue outline. The scroll has rounded ends and a small circular detail on the right side, resembling a binding or a decorative element.

Référence et Bibliographie

Référence et Bibliographie

[1] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Centre National Algérien de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, 2003.

[2] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-B.C.2-41 ; REGLES DE CALCUL ET DE CONCEPTION DES STRUCTURES EN BETON ARMÉ « C.B.A. 93 ».

[3] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV 99 ».

[4] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2.2 ; CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION.

[5] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-44 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997.BAEL 91.

[6] : Etude comparative d'une structure métallique selon les différentes zones sismiques (BOUTEKFA Nacer et LAKREDAR ETTOUMI Benaissa) 2021 université khemis-Miliana.

[7] : CALCUL DES STRUCTURES METALLIQUE SELON L'EUROCODE 3.

❖ Logiciel utilisé :

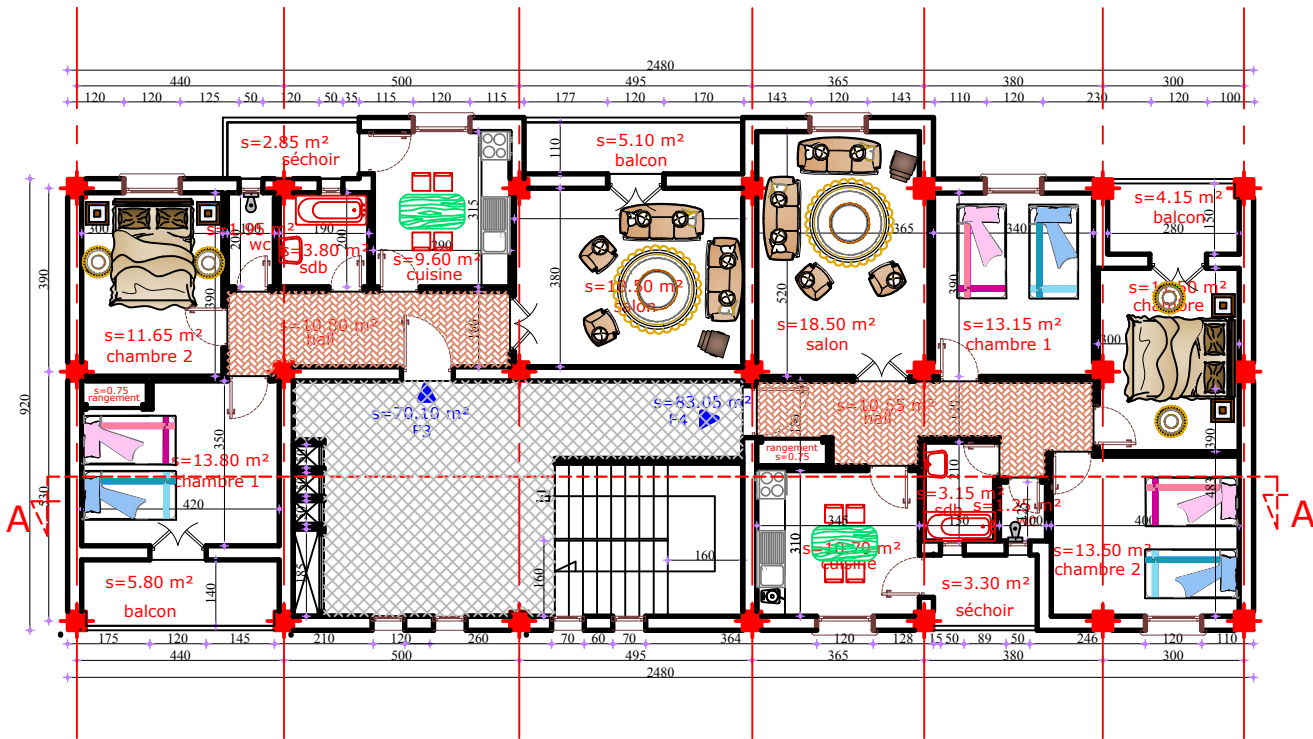
 **ETABS 9.7.0** : (modélisation de la structure).

 **Microsoft Office** : (Excel 2013, Word 2013, Power point 2013).

Plan Architectural

Concours National d'architecture pour Etude et suivi des programmes de
logement << LPA >> nouvelle formule site: 100 logements type LPA<<nouvelle
formule >> à Ain Defla

BLOC BARRE

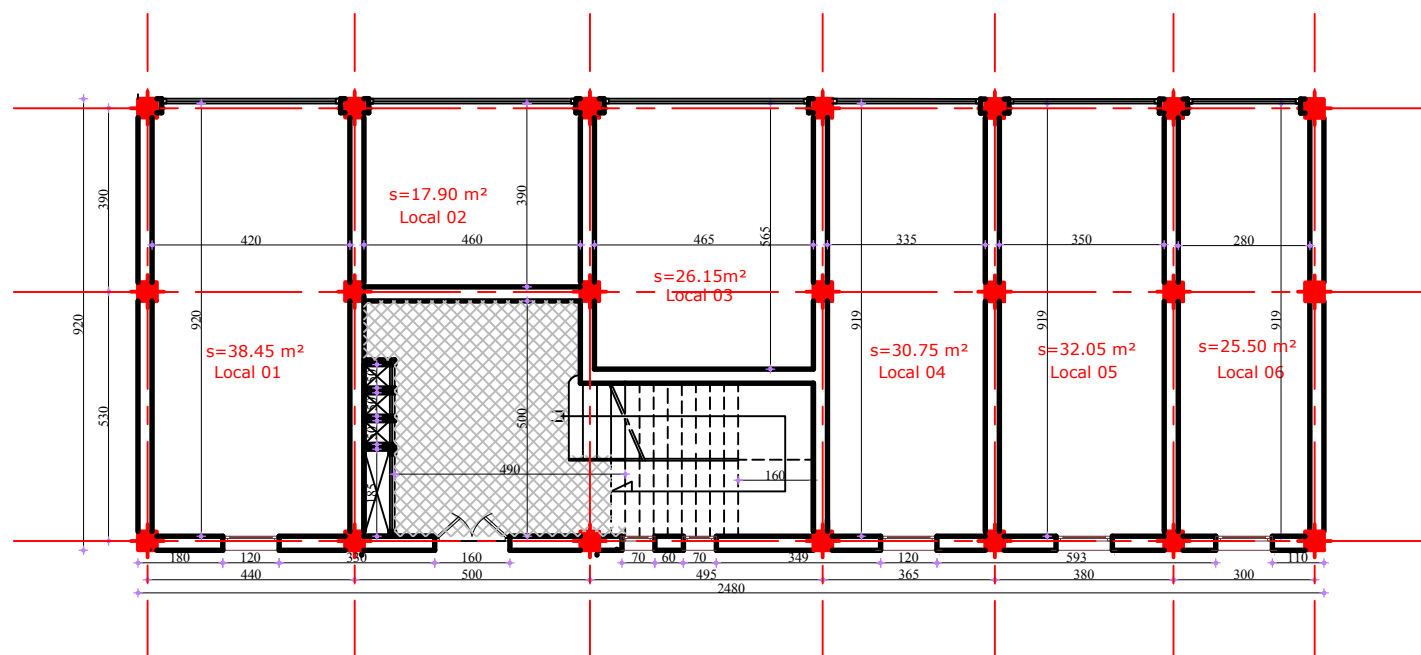


VUE EN PLAN ETAGE COURANT EN R+5 ech; 1/100

TABLEAU DES SURFACES				
SURFACES REALISEES		SURFACES THEORIQUES		
DESIGNATION	F3	F4	F3	F4
SALON	18.50 m ²	18.50 m ²	20.00 m ²	20.00 m ²
CUISINE	9.60 m ²	10.70 m ²	12.00 m ²	12.00 m ²
CHAMBRE -I-	13.80 m ²	13.15 m ²	12.00 m ²	12.00 m ²
CHAMBRE -II-	11.65 m ²	13.50 m ²	12.00 m ²	12.00 m ²
CHAMBRE -III-	/	11.50 m ²	/	14.00 m ²
HALL	10.80 m ²	10.55 m ²	07.50 m ²	08.50 m ²
SALLE DE BAIN	03.80 m ²	03.15 m ²	04.00 m ²	04.00 m ²
WC	01.95 m ²	01.25 m ²	01.50 m ²	01.50 m ²
RANGEMENT	0.75 m ²	0.75 m ²	01.00 m ²	01.00 m ²
SURFACE HABITABLE	70.10 m ²	83.05 m ²	70.00 m ²	85.00 m ²
SECHOIR	02.85 m ²	03.30 m ²	05.00 m ²	05.00 m ²
BALCON	05.10 m ²	04.15 m ²	05.00 m ²	05.00 m ²
BALCON	05.80 m ²	/	/	/
SURFACE UTILE	83.05 m ²	90.50 m ²	80.00 m ²	95.00 m ²
Nbr de LOGIS	01 U	01 U	01 U	01 U

**Concours National d'architecture pour Etude et suivi des programmes de
logement << LPA >> nouvelle formule site: 100 logements type LPA<<nouvelle
formule>> à Ain Defla**

BLOC BARRE



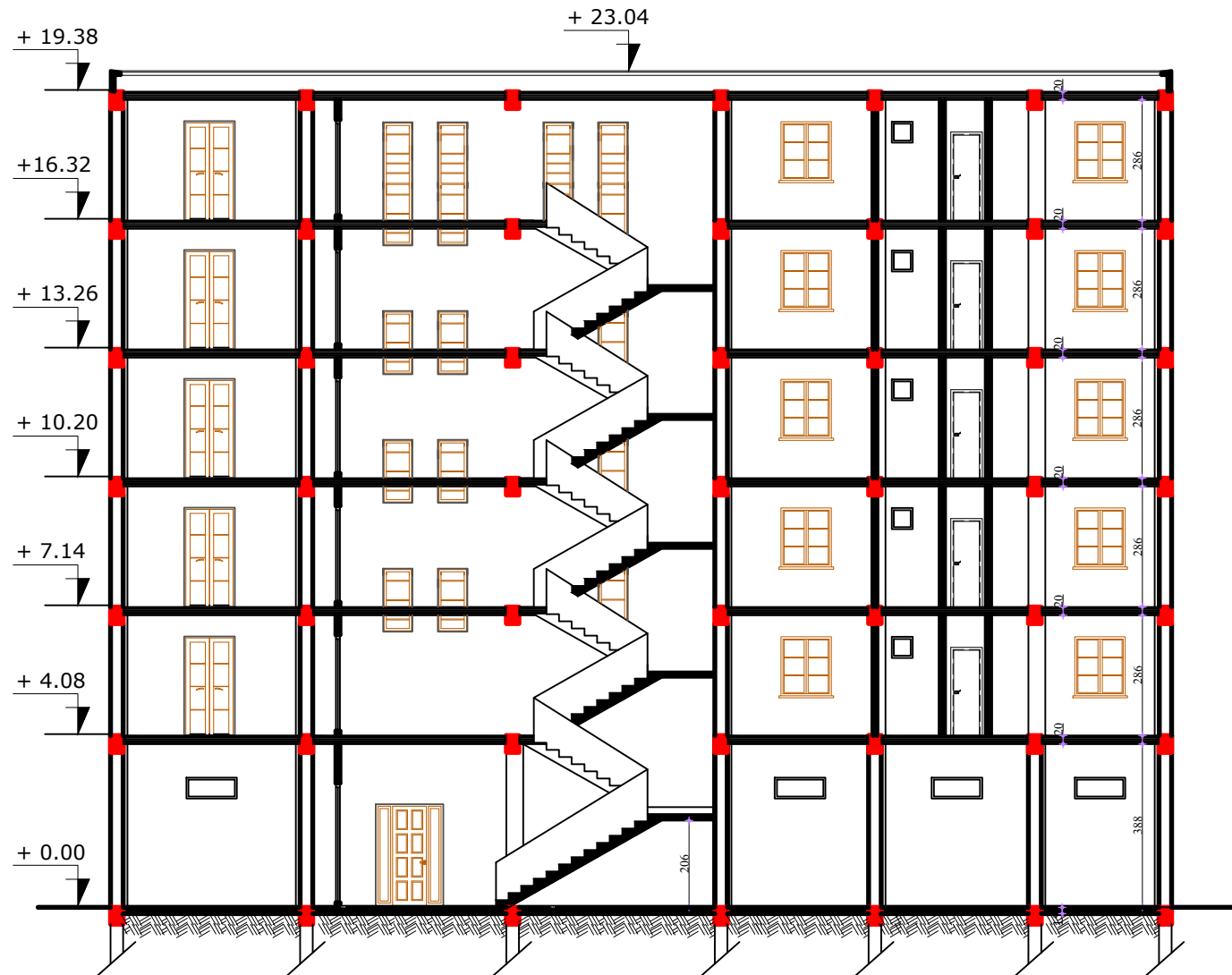
DESIGNIATION	SURFACE
LOCAL 01	38,45 m ²
LOCAL 02	17,90 m ²
LOCAL 03	26,15 m ²
LOCAL 04	30,75 m ²
LOCAL 05	32,05 m ²
LOCAL 06	25,50 m ²

VUE EN PLANDU REZ DE CHAUSSEE ech; 1/100

--	--	--	--	--

Concours National d'architecture pour Etude et suivi des programmes de
logement << LPA >> nouvelle formule site: 100 logements type LPA << nouvelle
formule >> à Ain Defla

BLOC BARRE



COUPE AA ech;1/100

--	--	--	--	--