

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



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

**ZAKNOUN KAMEL
BELKACEMI WALID**

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

Filière : **Génie Civil**

Option : **Structures**

Thème :

**Analyse de l'effet des systèmes d'assemblage sur la stabilité
des structures métallique**

Devant le jury composé de :

Nom et prénom	Grade	UAMOB	Président
BOUMAIZA MALIKA	Grade	UAMOB	Encadreur
ARBAOUI AHCEN	Grade	UAMOB	Examinateur
ROUABEH AICHA	Grade	UAMOB	Examinateur



Année universitaire 2021/2022

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous remercions DIEU le toutpuissant de nous accorder d'avoir accompli ce travail qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifice.

Nous sommes également très reconnaissants à notre promotrice M^{me} BOUMAIZA, de nous avoir suivis et orientés durant l'élaboration de ce mémoire.

Sans oublié M^r Professeur DAHMANI.L pour son aide précieux, sa disponibilité et les conseils qu'elle nous a apporté.

Nos remerciements s'adressent aussi au corps enseignants et à tous les personnels du département de génie civil, et aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Que toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire retrouve ici l'expression de nos plus profonds Sentiments.

Sans oublier tous nos camarades de la promotion MASTER 2 pour leur aide, patience, compréhension et encouragement.

Merci à tous



DÉDICACE

C'est avec une immense joie que je dédie ce travail

Aux êtres les plus chers au monde mes parents

En premier lieu ma très chère prunelle de mes yeux, A ma très chère Mère qui a

Toujours été là pour moi, et qui m'a

Donné un magnifique modèle de

Labeur et de persévérance. J'espère

Qu'elle trouvera dans ce travail toute

Ma reconnaissance et tout mon

Amour.

A mon père que je chérie beaucoup qui m'a toujours soutenu.

A mes sœurs DJAMILA, DJAMILA et KAHINA, et à mes frères HOUCINE et

HAMZA,

DJAMEL, SALEM

*A tout à mes amis : ILYES, RYMA, AGHILAS, SLIMANE, AREZKI,
WALID, SOUFIANE, MOURAD et HAMOU <3*

Et à toute la famille ZAKNOUN et AOURCHID

A ma boîte secrète A.THIZIRI <3

A Ma Promotrice Mme BOUMAIZA

*A Mon bras droit <3 JUBA qui est toujours à mes côtés et à tous les abonnés de
la page amazigh création sans exception.*

KAMEL

DÉDICACE

C'est grâce à Dieu, seul, que j'ai pu achever ce travail ;

Je dédie ce travail à ma très chère mère pour son amour, ses encouragements et ses sacrifices et à mon père, pour son soutien, son affection, et la confiance qu'il m'a accordé, que Dieu vous garde pour moi, je vous aime ;

Je le dédie aussi :

À mes Deux éternelles sœurs Hassinna et BAKHI

À toutes ma familles BELKACEMI (mes oncles, mes tantes, mes cousins et cousines

À mon binôme KAMEL et sa famille,

À tous mes amis sans exception.

À tous les étudiants de ma promotion 2021/2022.

WALID

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Généralités sur les assemblages

I.1	INTRODUCTION :	1
I.2	Définition :	1
I.2.1	Assemblages :	1
I.2.2	Types d'assemblages :	2
I.2.3	Les assemblages boulonnés :	5
I.2.4	Les Assemblages soudées :	9
I.2.5	Les Assemblages chimique (colles) :	10
I.2.6	Fonctionnement des assemblages :	10
I.2.7	Renforcement d'assemblage :	11
I.2.8	Classification des assemblages selon l'Eurocode 3 :	13
I.2.9	Caractérisation du comportement des assemblages :	14
I.2.10	Classification des assemblages métalliques :	15
I.3	Conclusion :	20

Chapitre II : GENERALITES ET CONCEPTION DE L'OUVRAGE

II.1	Présentation du Projet :	22
II.2	Données Géométrique	25
II.3	Données concernant le site :	25
II.4	Caractéristiques Structurales :	25
II.4.1	Ossature de la structure :	25
II.4.2	Plancher :	26
II.4.3	Contreventement :	26
II.4.4	Façades :	27
II.4.5	Escaliers :	27
II.5	Règlements techniques :	28
II.6	Logiciels utilisés :	28

II.7. Matériaux utilisés:	28
II.7.1. Acier :	28
II.7.2. Béton :	29

Chapitre III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

III.1. INTRODUCTION :	30
III.2. Pré dimensionnement des solives :	30
III.2.1. Solives de la terrasse inaccessible :	30
III.2.2. Solives de l'étage courant :	34
III.3. Poutres principales :	35
III.3.1. Charge permanant :	36
III.3.2. Charge d'exploitation :	36
III.4. Poteaux :	39
III.4.1. Chargement :	39
III.4.1.1. Les charges permanentes :	39
III.4.1.2. Les charges d'exploitations :	40
III.4.2. Section du poteau :	40
III.4.2.1. Poteaux niveau 1 (sous terrasse) :	40
III.4.2.2. Poteaux niveau RDC :	40
III.4.3. Vérifications à la compression :	41
III.5. Conclusion :	43

Chapitre IV : EVALUATION DES ACTIONS

IV.1. INTRODUCTION :	44
IV.2. Charges permanentes G :	44
IV.2.1. Plancher étage courant :	44
IV.2.2. Plancher terrasse inaccessible :	45
IV.2.3. Plancher terrasse accessible :	47

IV.2.4. Escaliers :.....	48
IV.2.5. L'acrotère :	49
IV.3. Surcharges d'exploitations Q :	49
IV.4. Effets climatiques :	49
IV.4.1. Action de la neige :	49
IV.4.2. Effet du vent :	50
IV.5. Conclusion :.....	58

Chapitre V : ETUDE DU PLANCHER MIXTE

V.1. INTRODUCTION :.....	59
V.2. Plancher RDC :.....	59
V.2.1. Phase de construction:.....	60
V.2.1.1. Vérification de la résistance (moment fléchissant) :	60
V.2.1.2. Vérification au cisaillement :.....	61
V.2.1.3. Vérification de la condition de flèche (ELS) :	61
V.2.2 Phase après la prise du béton :.....	61
V.2.2.1. Vérification de la résistance (moment fléchissant) :	62
V.2.2.2 Vérification au cisaillement :.....	62
V.2.2.3. Vérification de la condition de flèche (ELS) :	63
V.3. Planche Terrasse :.....	64
V.3.1. Avant la prise :	64
V.3.1.1. Vérification de la résistance (moment fléchissant) :	65
V.3.1.2. Vérification au cisaillement :.....	65
V.3.1.3. Vérification de la condition de flèche (ELS) :	66
V.3.2. Après la prise :.....	66
V.3.2.1. Vérification de la résistance (moment fléchissant) :	66
V.3.2.2. Vérification au cisaillement :.....	66
V.3.2.3. Vérification de la condition de flèche (ELS) :	67
V.3.3. Calcul de la section mixte :	67

V.3.3.1. Position de centre de gravité de la section homogène :	67
V.3.3.2. Calcul de moment d'inertie :	67
V.3.3.3. Moment fléchissant maximal dans la section mixte :	68
V.4. Ferrailage de la dalle :	70
V.4.1. Le rapport de dimension :	70
V.4.2. Charges et surcharges :	70
V.4.3. Combinaisons des charges :	70
V.5. Détermination de la section d'armatures :	71
V.5.1. Condition de non fragilité :	72
V.5.2. Les armatures de répartition :	72
V.6. Dimensionnement de la connexion :	72
V.6.1. Calcul des goujons connecteurs :	73
V.6.2. Choix de connecteurs :	73
V.6.2.1. Les caractéristiques des connecteurs choisissent les suivants :	73
V.6.3. Résistance au cisaillement :	74
V.6.3.1. L'effort total de cisaillement longitudinales est donné par :	75
V.6.4. Le nombre de goujon nécessaire pour obtenir une connexion de longueur critique d'interface :	75
V.6.4.1. L'espacement des goujons :	75
V.7. Conclusion.....	76

Chapitre VI : Etude Des Escalier Métallique

VI.I. Introduction :	77
VI.2. Pré-dimensionnement des marches :	78
VI.2.1. Vérification de la relation de Blondel :	78
VI.3. Dimensionnement des éléments porteurs :	79
VI.3.1. Supports de marche :	79
VI.3.2. Pré - dimensionnement des supports de marche :	80
VI.3.3. Prés-dimensionnement de limon :	81

VI.5. Prés-dimensionnement des limons :	83
VI.6. Etude de la poutre palière :	86
VI.6.1. Détermination des réactions du limon sur la poutre palière :	86
VI.6.2. Pré dimensionnement de la poutre palière :	87
VI.7. Dimensionnement de l'acrotère :	89
VI.7.1. Introduction :	89
VI.7.2. Evaluation des sollicitations :	90
VI.7.3. Calcul du ferrailage:.....	92

Chapitre VII : Etude Sismique

VII.1. Introduction :	97
VII.2. Classification de L'ouvrage par le RPA99 version 2003 :	97
VII.3. Principe de la méthode modale spectrale :	97
VII.4. Analyse dynamique de la structure :.....	97
VII.4.1. Spectre de réponse de calcul :	98
VII.4.2. Calcul de la force sismique totale :	98
VII.4.3. Vérifications des résultats obtenus :	101
VII.4.4. Nombre de modes de vibrations à considérer : (Rigide).....	103
VII.4.5. Période fondamentale de la structure :	103
VII.4.6. Déplacements latéraux inter-étages :	103
VII.4.6.1 Justification vis à vis de l'effet $P-\Delta$:	105
VII.4.7. Les réponses modales de la structure :	107
VII.5 Vérification de l'ossature :	109
VII.5.1. Vérification des poteaux :	109
VII.5.2. Vérification des poutres principales :	109
VII.5.3. Vérification des poutres secondaires :	110
VII.5.4. Vérification des poutres solives :	110
VII.6. Nombre de modes de vibrations à considérer : (semi-rigide).....	110
VII.7. Nombre de modes de vibrations à considérer : (articulé).....	111

Chapitre VIII : ETUDE DES ASSEMBLAGES

VIII.1. INTRODUCTION :	114
VIII.2. Assemblage poutre principale- poteau (IPE550-HEA400) :	114
VIII.3. L'effort de cisaillement vaut :	121
VIII.4. Note de calcul par logiciel :	122

Chpitre IX : ETUDE FONDATION

IX.1 INTRODUCTION :	132
IX.2 Etude du sol :	132
IX.3 Choix de type de fondation :	132
IX.4 Dimensionnement de la semelle :	133
IX.4.1. Vérification de la stabilité:	134
IX.4.2. Poids de la semelle :	135
IX.4.3. Effort normal Total :	135
IX.4.3.1. Calcule de ferrailage (ELU) :	135
IX.4.3.2. Calcule de ferrailage (ELS) :	135
IX.4.4. Vérification condition de ferrailage :	136
IX.4.4.1. Espacement :	136
IX.5. Calcul des longrines :	137
IX.5.1. Pré-dimensionnement des longrines :	138
IX.5.2. Calcul des ferrailages longitudinaux :	138
IX.5.3. Vérification condition de non fragilité :	139
IX.5.4. Calculs des armatures transversales :	139

CONCLIOSION GENERALE

Bibliographie

Annexes

Résumé

SYMBOLE ET NOTATION

ACTIONS :

G	Charge permanente ponctuelle.
Q	Charge d'exploitation ponctuelle.
S	Charge de neige normale.
W	Charge du vent normal.
P	Charge uniformément répartie, en général.
g	Charge permanente uniformément répartie.
q	Charge d'exploitation uniformément répartie.

SOLLICITATIONS CONTRAINTES ET DÉFORMATIONS :

E	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\,000$ MPa).
G	Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 81\,000$ MPa).
F_p	Effort de précontrainte dans un boulon.
M	Moment sollicitant, en général.
M_{cr}	Moment critique élastique de déversement.
M_{eff}	Moment efficace.
M_{el}	Moment élastique.
M_N	Moment résistant plastique réduit du fait de l'effort axial.
M_{pl}	Moment plastique.
M_R	Moment résistant.
N	Effort normal, en général.
N_K	Effort normal critique d'Euler.
N_{pl}	Effort normal de plastification.
N_u	Effort normal ultime.
V	Effort tranchant sollicitant.
V_{pl}	Effort tranchant de plastification.
V_u	Effort tranchant ultime.
F_{max} (ou \bar{F})	Flèche d'une poutre.
f_u	Contrainte de rupture d'une pièce.
f_{ub}	Contrainte de rupture d'un boulon.
f_Y	Limite d'élasticité d'un acier.
ε (epsilon)	Déformation linéaire unitaire.
ε_Y	Déformation correspondant à la limite d'élasticité.
σ (sigma)	Contrainte normale.
σ_K	Contrainte critique.

(**τ**) Contrainte tangentielle ou de cisaillement.

c_r Résistance critique élastique au voilement par cisaillement.

v (nu) Coefficient de Poisson (pour l'acier $\nu = 0,3$).

Δ ou $\bar{\Delta}$ (delta) Déplacement horizontal en tête de poteaux.

CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES :

A Section brute d'une pièce cm^2

A_v Aire de cisaillement cm^2

A_w Section de l'âme d'une pièce cm^2

A_s Section résistante de la tige d'un boulon cm^2

LISTE DES FIGURES

- Figure I.2. 1:** Différents types d'assemblages poutre-poteau **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.2. 2:** Différents types d'assemblages poutre-poutre **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.2. 3 :** Assemblage de continuité de poutre..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.2. 4 :** Assemblage de continuité de poteau **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.2. 5 :** Rivet et rivet à anneau **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.2. 6 :** Boulon de charpente et boulon à haute résistants.... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.2. 7:** Assemblages soudés **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.2. 8:** Moyens de renforcement des assemblages selon l'EN 1993-1-8 **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.2. 9 :** Modélisation des assemblages métalliques **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.2. 10 :** Classification des assemblages [10]. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.2. 11 :** Répartition élastique des moments dans un portique simple [9] **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.2. 12 :** Limites de classification de rigidité selon l'EN 1993-1-8 [3] **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.2. 13 :** Limites de la classification des assemblages par résistance. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II.1.1 :** Plan Réez de Chaussée **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II.1.2 :** Plan 1er étage **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II.1.3 :** Plan 2ème et 3ème étages **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II.1.4 :** Plan 4ème étage **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II.4. 5 :** Vue en 3D de la structure **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II.4.6 :** Composition du plancher mixte collaborant **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II.4.7 :** Façade principale. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II.7.8 :** Diagramme contraintes-déformations du Béton à l'ELU..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure III.2.1 :** Disposition (en plan) des éléments de structure.... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure III.4.2 :** Vue en plan du poteau le plus sollicité (poteau central du RDC) **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure IV.2. 1 :** plancher étage courant. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure IV.2. 2 :** La tôle de Cofraplus 55. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure IV.2. 3 : plancher terrasse inaccessible..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure IV.4. 4 : Hauteur de référence..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure IV.4. 5 : Division de la paroi verticale selon les directions du vent V1 et V3.**Erreur ! Signet non défini.**

Figure IV.4. 6 : Division de la paroi verticale selon les directions du vent V2 et V4.**Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.1 1 : plancher mixte acier béton **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.5. 2 : différents types de la connexion acier béton. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.5. 3: schéma d'un goujon. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.1. 1 : vue d'un escalier..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.2 2 : Vue des escaliers dans plan..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.2. 3 : conception d'une marche **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.3. 4: charge équivalente (G) **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 5: charge équivalente(Q) **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.7. 6 : schéma de l'Acrotère..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.7. 7: schéma de ferrailage de l'acrotère..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII.4. 1: Spectres de réponse suivant le sens longitudinal et transversal X-X et Y-Y
..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII.4. 2 :Diagramme des efforts tranchants et des moments**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII.4. 3 : la structure en 3D..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII.4. 4 : Mode de vibration 1 **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII.4. 5 : Mode de vibration 2..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII.4. 6 : Mode de vibration 3..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII.7 7 : La période fondamentale relative aux différents modes de vibration des cas étudiées..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII.7 8 : Déplacements latéraux à chaque étage suivant l'axe xx..**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII.7 9 : Déplacements latéraux à chaque étage suivant l'axe YY **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII.2. 1 : Assemblage poteau-poutre (HEA400-IPE550) .. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII.4. 2 : valeurs des sollicitations agissant sur l'assemblage**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII.4. 3 : la vue de l'assemblage poteau HEA400-IPE550 **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IX.4. 1 : dimensionnement de la fondation..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IX.4. 2 : vue du ferrailage des semelles isolées **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IX.4. 3 : vue en plan des armatures principales **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IX.6 4 : vue d'assemblages de l'infrastructure **Erreur ! Signet non défini.**

LISTES DES TABLEAUX

Tableau I.2. 1: Caractéristiques mécaniques des aciers pour boulons [6] Erreur ! Signet non défini.

Tableau II.4.1 : Caractéristiques des nuances d'acier Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.2.1 : les caractéristiques de profil IPE 220 Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.3.2 : les caractéristiques de profil IPE 400 Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.4.3 : la descente des charges agissant sur les poteaux Erreur ! Signet non défini.

Tableau IV.2. 1 : Charges permanentes du plancher étage courant Erreur ! Signet non défini.

Tableau IV.2. 2 : Charges permanentes du plancher terrasse accessible Erreur ! Signet non défini.

Tableau IV.2. 3 : Caractéristiques de la tôle Cofraplus 55..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau IV.2. 4 : charges permanentes du plancher terrasse accessible Erreur ! Signet non défini.

Tableau IV.2. 5 : charges permanentes des murs extérieures Erreur ! Signet non défini.

Tableau IV.2. 6 : charges permanentes des murs intérieures. Erreur ! Signet non défini.

Tableau IV.2. 7 : - charges permanentes de la volée. Erreur ! Signet non défini.

Tableau IV.2. 8 : charges permanentes du palier..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau IV.3. 9 : Surcharges d'exploitations Q Erreur ! Signet non défini.

Tableau IV.4. 10 : Coefficients de forme-toitures à un versant. .. Erreur ! Signet non défini.

Tableau IV.4. 11 : Cpe pour les parois verticales du bâtiment (objet d'étude) suivant V1/ V3..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau IV.4. 12 : Cpe pour les parois verticales du bâtiment (objet de l'étude) suivant V2 et V4..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau IV.4. 13 : Valeurs des pressions du vent Fw1 (suivant V1 et V3) Erreur ! Signet non défini.

Tableau IV.4. 14 : Valeurs des pressions du vent Fw1 (suivant V2 et V4) Erreur ! Signet non défini.

Tableau VII.4. 1 : Valeur de la pénalité Pq selon le critère de qualité suivant les deux sens..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau VII.4. 2 : Synthèse des valeurs..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau VII.4. 3 : Période et Pourcentage de participation de masse.... Erreur ! Signet non défini.

Tableau VII.4. 4 : Résultats des déplacements latéraux inter-étages Erreur ! Signet non défini.

Tableau VII.4. 5 : Résultats des déplacements sens x-x..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau VII.4. 6 : Résultats des déplacements sens Y-Y Erreur ! Signet non défini.

Tableau VII.6. 7 : Période et Pourcentage de participation de masse.... Erreur ! Signet non défini.

Tableau VII.6. 8 : Résultats des déplacements latéraux inter-étages Erreur ! Signet non défini.

Tableau VII.7. 9 : Période et Pourcentage de participation de masse.... Erreur ! Signet non défini.

Tableau VII.7. 10 : Résultats des déplacements latéraux inter-étages... Erreur ! Signet non défini.

Introduction Générale

Parmi les différents modes de construction, la construction métallique, qui a vécu un développement important sur tous dans le domaine industriel et publique ceci revient aux conditions de confort et de sécurité qui nous offre de plus ce mode de construction.

Une telle construction est maintenue par une ossature métallique, résultante de l'assemblage de différents composants, cet assemblage doit être conçue globalement de manière a assuré que la structure réalisée répond à l'usage prévu pour l'ouvrage, c'est-à-dire respecter ultérieurement et tous au long du processus de l'étude, la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de tous les actions qui lui sont appliqué ; assurer la cohérence des déformations relative des systèmes structurels.

La conception d'ensemble préalable à tout calcul, consiste donc à établir une organisation générale des éléments de telle sorte que toutes les fonctions structurelles soient remplies, dans des conditions compatibles avec l'exploitation du bâtiment, ce qui est le but de notre modeste travail qui consiste à faire une étude et une conception d'un bâtiment à usage d'habitation.

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique à usage administratif. Il se situe à EL Khroub Constantine, composé d'une introduction générale et de 09 chapitres.

CHAPITRE I : Généralités sur les assemblages

CHAPITRE II : Généralités et conception de l'ouvrage

CHAPITRE III : Pré-dimensionnement des éléments

CHAPITRE IV : Evaluation des actions

CHAPITRE V : Etude du plancher mixte

CHAPITRE VI : Etude des éléments secondaires

CHAPITRE VII : Etude sismique

CHAPITRE VIII : Etude des assemblages

CHAPITRE IX : Etude des fondations

A la fin on termine par une conclusion générale.

Chapitre I

Généralités Sur Les Assemblages

I.1 INTRODUCTION :

La caractéristique essentielle des constructions métalliques est d'être composées d'un ensemble d'éléments barres (poteaux- poutres) constitués de profilés laminés ou soudés souvent en forme de (I ou de H) qu'il faut assemblés entre eux pour constituer l'ossature. Les liaisons entre ces différents éléments représentent ce qu'on appelle communément les assemblages. Ces derniers constituent des composants spécifiques à la construction métallique, ils jouent un rôle très important, on peut les définir comme organes de liaison qui permettent de réunir et de solidariser plusieurs éléments entre eux, on assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les éléments assemblés, sans générer d'efforts parasites. Un assemblage mal conçu, mal calculé ou mal réalisé peut conduire à l'effondrement de la structure. De ce fait la conception et le calcul des assemblages est d'une importance capitale. [14]

I.2 Définition :

I.2.1 Assemblages :

Un assemblage est un dispositif qui permet d'assurer la liaison ou la continuité de plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des efforts entre les pièces assemblées, sans générer des sollicitations parasites notamment la torsion.

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 et systèmes réticulés).

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 tranchants.

Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments. [14]

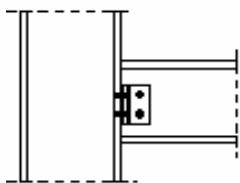
I.2.2 Types d'assemblages :

En construction métallique , l'élaboration d'un assemblage doit correspondre au type de la liaison voulue (encastrement, articulation) ou à des caractéristiques de résistance et de rigidité bien définies (liaison semi-rigide). De plus, le choix d'un type d'assemblage doit être en accord avec les sections des profilés composant la structure. La conception des assemblages doit être intégrée dans les phases préliminaires de l'élaboration du projet. On doit garder à l'esprit le fait que le prix d'une ossature est constitué majoritairement par le coût de la main d'œuvre et que le temps nécessaire à la fabrication des différents composants dépend essentiellement de la complexité des assemblages.

Pour les assemblages on va considérer les liaisons poutre- poteau et poutre-poutre. Le cas des liaisons poteau-poteau est limité aux dispositions d'assemblages fortement rigidifiés assurant la continuité des poteaux d'une structure [3].

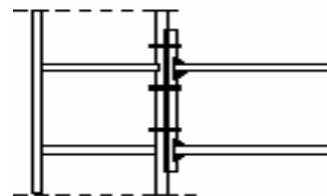
I.2.2.1 Les assemblages poutre-poteau :

Dans les portiques, les éléments structuraux linéaires (poutres et poteaux) sont attachés à leurs extrémités par des assemblages. Les emplacements possibles de ces assemblages sont présentés sur le schéma de la figure (I.2. 1)



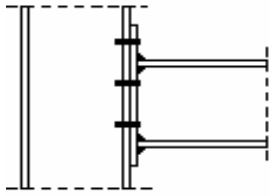
1- Assemblage par cornières

(Liaison articulée)

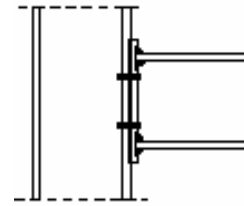


2 – Assemblage par platine d'extrémité

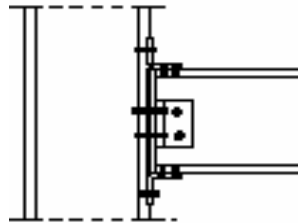
débordante avec raidisseurs (Liaison encastree)



3- Assemblage par platine d'extrémité débordante (liaison semi-rigide)



4- Assemblage par platine d'extrémité non débordante (liaison semi-rigide)



5 - Assemblage par cornières (Liaison semi-rigide)

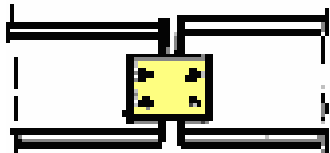
Figure I.2. 1: Différents types d'assemblages poutre-poteau

I.2.2.2 Les assemblages poutre- poutre:

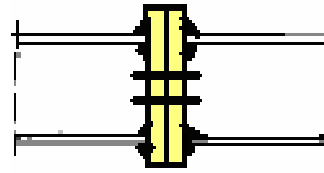
On va considérer les trois configurations d'assemblages de la figure I.2 1 :

Dans le cas où l'on souhaite réaliser une liaison de type articulation entre deux poutres mises bout à bout, une solution pratique consiste à disposer un couvre-joint boulonné aux âmes de part et d'autre des deux éléments assemblés (Figure I.2 1, assemblage 1). Par contre, la rigidité d'un assemblage par platine d'extrémité boulonnée peut être renforcée par des jarrets pour aboutir à une liaison encastree. Cette solution est une disposition courante dans les assemblages des traverses structures de type halle à grandes portées (Figure I.2.2, assemblage 3). L'assemblage 2 de la figure I.2. 2 constitue une solution technique

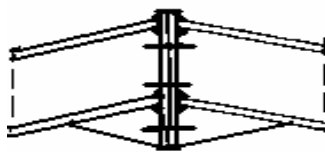
Intermédiaire pouvant être modélisée comme liaison semi-rigide. Il a été étudié dans le cadre du projet « SPRINT », ce qui nous permet de disposer de ses caractéristiques de rigidité.



1- Assemblage par couvre-joint
d'ame (liaison articulée)



2- Assemblage par platine
d'extrémité (liaison semi-rigide)

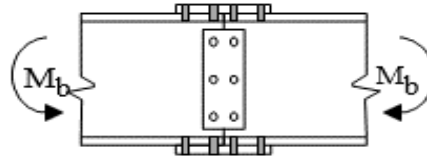
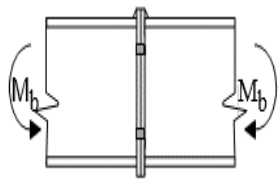


3-Assemblage par platine d'extrémité renfort par un jarret (liaison encastrée)

Figure I.2. 2: Différents types d'assemblages poutre-poutre

I.2.2.3 Assemblages de continuité de poutres ou de poteaux :

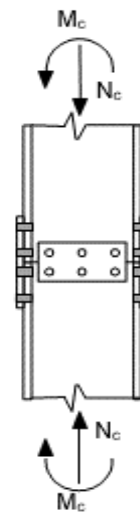
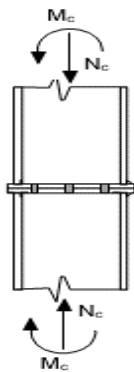
Les figures (I.2. 3) et (I.2. 4) montrent des assemblages avec platines d'about qui assurent la continuité de poutres ou de poteaux. Les platines peuvent être débordantes ou non. Une alternative à l'utilisation de platines d'about fait appel aux assemblages par couvre-joint (Figures 1 et 2) avec des zones d'attaches boulonnées réalisées sur les âmes et les semelles des poutres.



(a) Assemblage par platines d'about

(b) Assemblage par couvre-joint

Figure I.2. 3 Assemblage de continuité de poutre



(a) Assemblage par platine about

(b) Assemblage par couvre-joint

Figure I .2. 4 Assemblage de continuité de poteau

I.2.3 Les assemblages boulonnés :

I.2.3.1 Le rivetage :

Les rivets ont été le premier moyen d'assemblage utilisé en construction métallique. Actuellement, l'emploi des rivets est limité et on leur préfère, dans la plupart des pays industrialisés, les boulons et la soudure. On les rencontre donc essentiellement dans les structures anciennes, datant du début du 20^{ème} siècle [2].

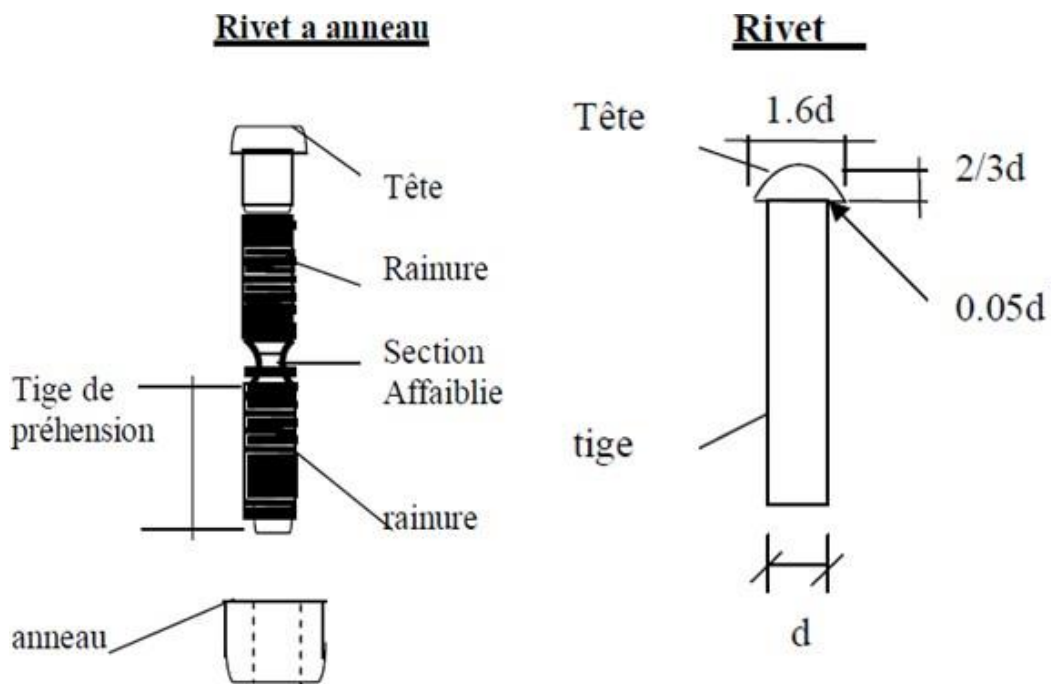


Figure I.2. 5 Rivet et rivet à anneau

I.2.3.2 Rivets à anneau :

Les rivets à anneau sont des éléments de connexion mécanique qui tiennent (dans la mesure où il a une même forme de tête et qu'il introduit une force de précontrainte) et du boulon (car une partie de sa tige est rainurée).

Les principales caractéristiques : la tige se compose de deux parties rainurées (et non pas filetées), séparées par une portion de tige dont la section est affaiblie. L'acier des rivets à anneau est un acier à haute résistance [3].

I.2.3.3 Le boulonnage :

Les boulons peuvent être utilisés en atelier ou sur le chantier. Ils sont assez couramment mis en œuvre. Un boulon comporte une tête hexagonale, un corps cylindrique fileté qui constitue la vis et un écrou également hexagonal. Les rondelles, freins d'écrou, contre-écrou font partie des accessoires des assemblages. Les jeux dans les trous sont de 1 à 2 mm. Ils travaillent soit en traction, soit au cisaillement.

Les caractéristiques mécaniques des boulons sont données au tableau I.2. 1 où :

f_{yb} : Limite d'élasticité

f_{ub} : Résistance à la traction

Tableau I.2. 1: Caractéristiques mécaniques des aciers pour boulons [6]

Boulons	Classe de qualité	f_{yb} (N/mm ²)	f_{ub} (N/mm ²)
De charpente	4.6	240	400
	5.6	300	500
A haute résistance	8.8	640	800
	10.9	900	1000

Ce tableau montre également que l'on distingue deux types de boulons, qui se différencient par leurs caractéristiques mécaniques plus ou moins élevées.

- **les boulons de charpente métallique** (aciers 4.6 et 5.6) : ils sont employés couramment pour réaliser les assemblages faiblement sollicités des halles et des bâtiments.
- **les boulons à haute résistance** (aciers 8.8 et 10.9) : ils sont généralement utilisés pour les assemblages de ponts, ainsi que pour les assemblages fortement sollicités ou soumis à des effets dynamiques. Seuls les boulons à haute résistance peuvent être précontraints.

L'Eurocode3 ajoute les classes de qualité 4.8, 5.8 et 6.8 à celles données dans le tableau 1.1 et utilise la notion de boulon ordinaire à la place de boulon de charpente.

➤ **Remarque :**

Quel que soit le type de boulons, le jeu normal entre la tige du boulon et le trou des pièces assemblées est fixé à 2mm pour les diamètres de boulons inférieurs ou égaux à 24mm, et à 3mm pour les diamètres de boulons égaux ou supérieurs à 27mm. Le diamètre d_0 du trou vaut donc :

$$d_0 = d + 2\text{mm pour } d = 24\text{mm}$$

$$d_0 = d + 3\text{mm pour } d = 27\text{mm}$$

L'Eurocode3 propose les mêmes diamètres de trous, sauf pour les diamètres de boulons :

$d_0 = 14\text{mm}$, pour lesquels $d_0 = d+1\text{mm}$.

Dans certains cas, un jeu plus petit peut être exigé, on parle alors de boulons ajustés lorsque le jeu est de 0.3 mm seulement. L'emploi de boulons ajustés offre l'avantage de créer des assemblages avec un mouvement relatif possible très petit, donc des structures très peu déformables. Cependant, la réalisation des trous doit être précise, ce qui augmente

Sensiblement le coût de ce type d'assemblage. On n'utilisera de ce fait les boulons ajustés qu'en cas de nécessité absolue. [6]

La figure I.2.6: montre les différentes parties composant un boulon de charpente et d'un boulon à haute résistance. Ces derniers se distinguent des boulons de charpente métallique par l'inscription de la classe de qualité de l'acier du boulon sur leur tête et leurs rondelles

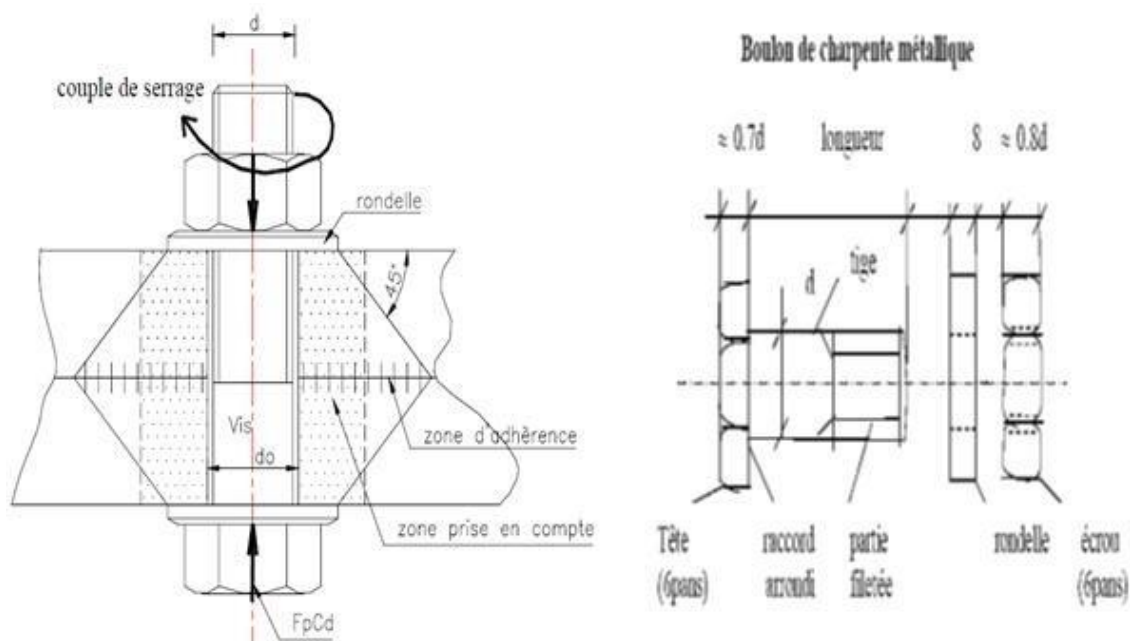


Figure I.2. 6 : Boulon de charpente et boulon à haute résistance

I.2.4 Les Assemblages soudées :

Le soudage est un procédé qui permet d'assembler par fusion ou plastification. Le soudage implique donc :

- a) l'existence d'une source de chaleur suffisante pour obtenir la fusion du matériau, elle peut être d'origine électrique (résistance, arc, friction).
- b) Une aptitude du matériau à être soudé, appelée soudabilité, la soudabilité à haute température dépend des qualités propres du matériau, mais également de divers paramètres limitatif, tels que :
 - ✓ les modifications de la structure physico-chimique du matériau ;
 - ✓ l'apparition de fissurations et de criques au refroidissement ;
 - ✓ l'apparition de déformations géométriques dues aux effets de dilatation et retrait ;
 - ✓ la naissance de contraintes internes. [7]

Le soudage présente, par rapport au boulonnage, plusieurs avantages:

- Il assure la continuité de la matière, et de ce fait garantit une bonne transmission des sollicitations
- Il dispense de pièces secondaire (goussets, attaches,.....)
- Il est de moindre encombrement et plus esthétique que le boulonnage

En revanche il présente divers inconvénients :

- Le métal de base doit être soudable.
- Le contrôle des soudures est nécessaire et onéreux.
- Le contrôle des soudures est aléatoire.
- Le soudage exige une main-d'œuvre qualifiée et un matériel spécifique [8].

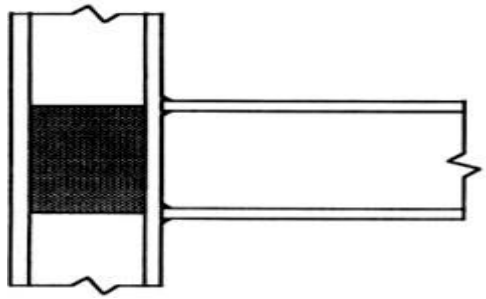


Figure I.2. 7: Assemblages soudés

I.2.5 Les Assemblages chimique (colles) :

Encore expérimentale, le collage des pièces métalliques ne s'emploie en pratique que pour des pièces d'enveloppe où les contraintes mécaniques à prendre en compte sont faibles (par exemple raccord d'angle pour un bardage). Néanmoins les progrès très importants réalisés ces dernières années dans les colles laissent prévoir un grand développement de ce type d'application.

I.2.6 Fonctionnement des assemblages :

I.2.6.1 Fonctionnement par obstacle:

C'est le cas des boulons ordinaires, non précontraints dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement.

I.2.6.2 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 HR.

I.2.6.3 Fonctionnement mixte:

C'est le cas du rivetage (et dans les cas extrêmes, du boulonnage HR) à savoir que les rivets assurent la transmission des efforts par adhérence des pièces jusqu'à une certaine limite, qui lorsqu'elle est dépassée, fait intervenir les rivets par obstacle au cisaillement. [5].

I.2.7 Renforcement d'assemblage :

L'assemblage par platine d'about est largement utilisé dans les structures métalliques et sa popularité est attribuée à la simplicité et l'économie de sa fabrication. Toutefois, ces assemblages sont extrêmement complexes dans leur analyse et comportement structural, particulièrement quand ils sont soumis à des efforts très importants. Il convient donc d'être particulièrement vigilant sur les détails de conception des assemblages car c'est en cet endroit que se concentrent toutes les difficultés par suite de la présence de pièces intermédiaires. De surcroît, ces zones à brusque changement de géométrie induisent des efforts localisés et des concentrations de contraintes. Ainsi, des ajustements peuvent être faits à un assemblage par platine d'about simple pour répondre aux exigences de différentes situations. Par exemple, des raidisseurs de platine d'about peuvent être ajoutés pour augmenter la rigidité de la platine et/ou sa résistance tout en réduisant son épaisseur [10]. Trois moyens de renforcement sont actuellement couverts dans l'EN 1993-1-8[3]: les raidisseurs transversaux de poteau, les contre-plaques et les doublures d'âme.

Les raidisseurs transversaux de poteau :

Ils sont soudés, au niveau des semelles en zones tendue et comprimée du poteau (Figure I.2.7), pour augmenter la rigidité et la résistance de l'âme du poteau en traction et en compression et de la semelle du poteau en flexion. Des raidisseurs diagonaux peuvent aussi être utilisés pour améliorer la résistance de l'âme du poteau en cisaillement, en combinaison avec les raidisseurs transversaux [7].

I.2.7.1 Les renforcements par contre-plaques :

Ce sont des platines boulonnées contre la semelle du poteau en recouvrant au moins deux rangées de boulons dans la zone tendue de l'assemblage (Figure I.1 2). Elles permettent d'augmenter la résistance de la semelle du poteau pour certains modes de ruine ainsi que la rigidité dans certains cas, comme en présence de la précontrainte. Dans l'EN 1993-1-8[3], seule la partie résistante est considérée [4].

I.2.7.2 Les doublures d'âme :

Une doublure d'âme, soudée sur tout son pourtour (Figure I.2.8) est utilisée pour augmenter la résistance de l'âme du poteau vis-à-vis de la traction, de la compression et du cisaillement. Dans le cas où la largeur de la doublure est très grande, des boulons sont nécessaires pour la solidariser à l'âme du poteau [4].

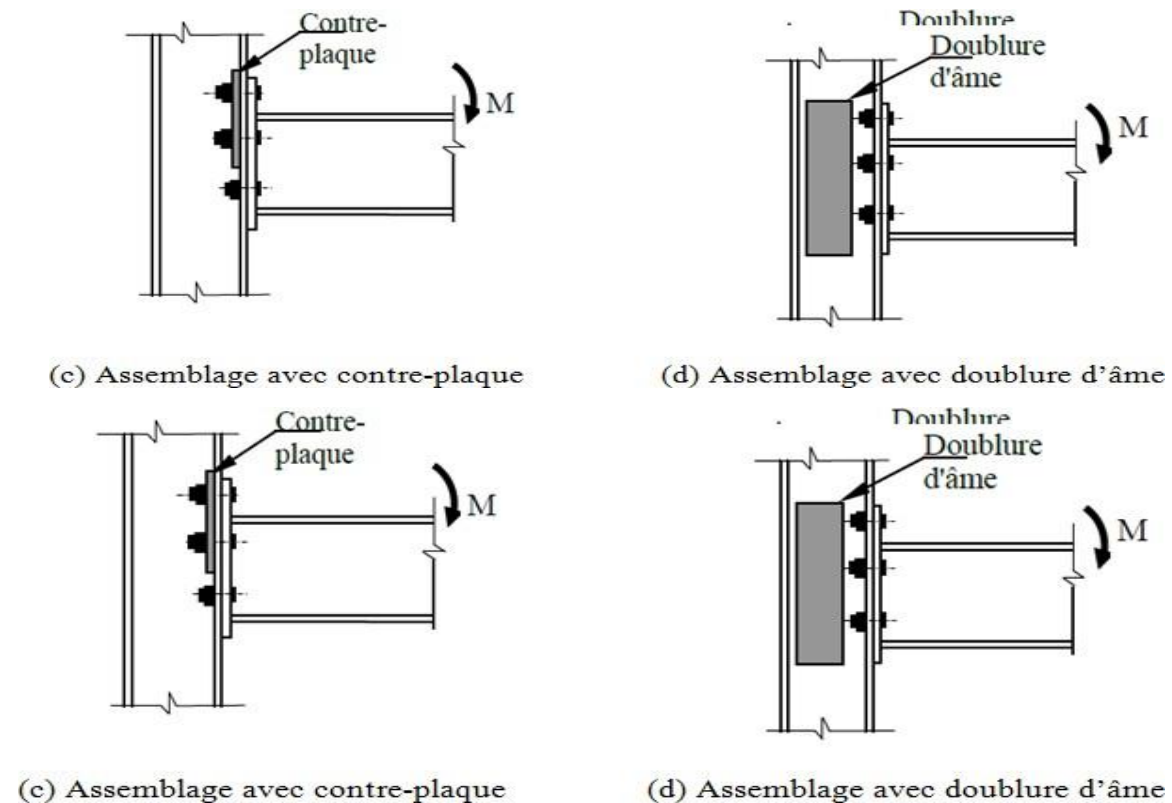


Figure I.2. 8: Moyens de renforcement des assemblages selon l'EN 1993-1-8

Durant la dernière décennie, de nombreuses recherches expérimentales, analytiques et numériques ont été entreprises afin de mieux maîtriser le comportement d'assemblages de conceptions existantes ou nouvelles. L'assemblage avec raidisseurs de platine d'about débordante est relativement courant en France dans les continuités de poutre ou les liaisons poteau-poutre. Ces raidisseurs sont sous forme d'un plat de gousset soudé entre la semelle de la poutre et la platine d'about pour raidir la partie prolongée de la platine d'about et assurer la continuité de l'âme de la poutre. Ce procédé est aussi répandu aux Etats- Unis et au Japon surtout

après les séismes de Northridge (USA, 1994) et Hyokogen-Nanbu (Japon, 1995) tout en respectant en partie les traditions de conception et de fabrication des assemblages de ces mêmes pays [9].

Ces raidisseurs peuvent être utilisés dans les zones tendue et comprimée de l'assemblage, simultanément ou de façon séparée. La présence de ces raidisseurs peut modifier la distribution des efforts et par conséquent le mode de déformation et de ruine de l'assemblage [6]. Cependant, l'EN 1993-1-8 [3] ne donne aucune indication quant à la façon dont les composants de l'assemblage se déforment et ne fournis pas d'aide pour améliorer la conception de ce type d'assemblages.

I.2.7.3 Précautions constructives :

Les assemblages constituent des zones particulières plus fragiles que les zones courantes des pièces, car les sections sont réduites du fait des perçages où la nature de l'acier est affaiblie par la chauffe du soudage. En outre, les assemblages sont soumis à des sollicitations qui peuvent s'inverser et les contraintes peuvent changer de sens (une poutre de charpente peut fléchir dans le sens positif sous charge de neige et dans le sens négatif sous soulèvement par le vent). C'est pourquoi il faut être particulièrement vigilant dans la conception et le calcul des assemblages, afin de se prémunir contre tout risque de rupture brutale.

I.2.8 Classification des assemblages selon l'Eurocode 3 :

Une étape importante du calcul d'une ossature est la caractérisation du comportement en rotation des assemblages, c'est-à-dire l'évaluation des propriétés mécaniques en termes de rigidité, de résistance et de ductilité.

Ces dernières années, les activités de recherche dans le domaine des assemblages se sont principalement concentrées sur deux aspects:

- l'évaluation des propriétés mécaniques d'un assemblage afin de prédire son comportement en termes de rigidité, de résistance et de ductilité;
- l'analyse et la procédure de dimensionnement de la structure incluant le comportement des assemblages.

L'intégration du comportement d'un assemblage dans l'analyse des structures doit être précédée de plusieurs étapes :

- Caractérisation de l'assemblage: évaluation des caractéristiques mécaniques de

L'assemblage.

- Classification de l'assemblage: comparaison du comportement de l'assemblage (rigidité, résistance et ductilité) à des critères conventionnels afin de juger de la manière de le considérer dans l'analyse : rigide, rotule ou semi-rigide (pour le critère de rigidité); à résistance complète, partielle ou nulle (pour le critère de résistance) et ductile, semi- ductile ou fragile (pour le critère de ductilité).

- Modélisation de l'assemblage: représentation de l'assemblage dans l'analyse structurale.

- Idéalisations de l'assemblage: comportement idéalisé de l'assemblage selon le type d'analyse.

I.2.9 Caractérisation du comportement des assemblages :

Lors de l'analyse structurale, les assemblages entre les éléments structuraux sont traditionnellement modélisés comme rigides ou articulés. Les nœuds articulés ne transmettent aucun moment de flexion et n'empêchent pas la rotation des éléments assemblés. Quant aux nœuds rigides, ils interdisent toute rotation relative entre les éléments assemblés et assurent ainsi la transmission intégrale des efforts appliqués. Toutefois, le comportement réel des assemblages est situé entre les deux cas extrêmes, généralement supposés rigides ou articulés. Les assemblages les plus flexibles sont capables de transmettre un certain moment de flexion tandis que les assemblages les plus rigides autorisent toujours une certaine rotation relative des pièces assemblées. L'acceptation de cette réalité a conduit à l'introduction du concept de la semi-rigidité dans les approches de calcul et de dimensionnement des structures (EN 1993- 1-8[3]). Ce concept permet de tenir compte du comportement réel de l'assemblage situé entre l'articulation et l'encastrement (Figure I.2.9). L'assemblage semi-rigide est modélisé au moyen d'un ressort en rotation placé au point d'intersection entre les axes de la poutre et du poteau [3].

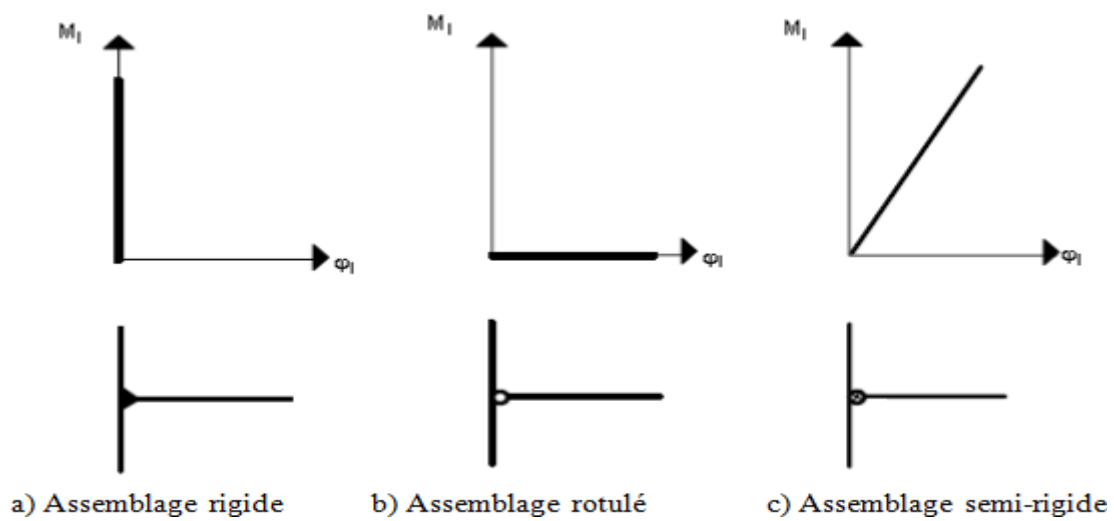


Figure I.2. 9: Modélisation des assemblages métalliques

I.2.10 Classification des assemblages métalliques :

Selon l'EN 1993-1-8 [3], les assemblages doivent être modélisés en vue d'une analyse globale de la structure. Le type de modélisation des assemblages à adopter dépend de la classification en termes de rigidité (rigide, semi-rigide et articulé), de résistance (résistance complète ou partielle) et de capacité de rotation [10].

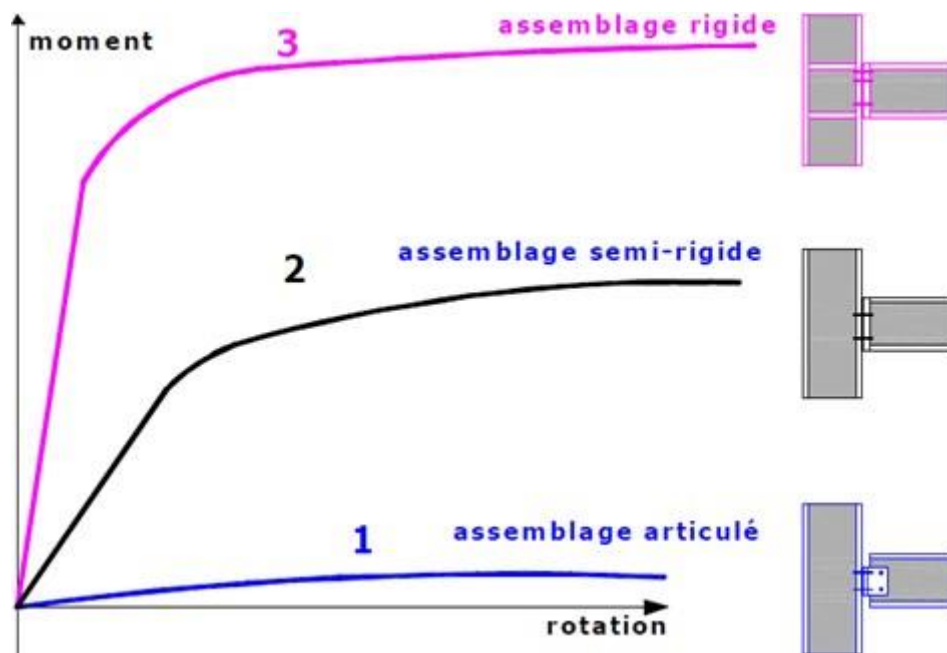


Figure I.2. 10 Classification des assemblages [10].

La rigidité de l'assemblage intervient dans la phase initiale de l'analyse globale des structures en acier. Ainsi lors de la modélisation de la structure en acier, une attention particulière doit être accordée à la rigidité de l'assemblage. Bien sûr, la rigidité de l'assemblage influe sur le niveau de sollicitations et la flèche dans les poutres, comme illustré sur la figure (I.2.10). En particulier, la rigidité des assemblages peut également avoir des effets significatifs sur le comportement de la structure en acier et sur sa stabilité globale. La classification des assemblages, établie par l'approche de l'EN 1993-1-8 [3], distingue entre l'assemblage articulé, l'assemblage semi-rigide et l'assemblage rigide et donne les limites de rigidités pour chacun de ces types d'assemblage [3,11]:

Zone 1: si

$$S > \frac{8EI_b}{l_b} \quad (\text{structure contreventée})$$

$$S > \frac{25EI_b}{l_b} \quad (\text{structure non contreventée})$$

Zone 2 : si

$$0.5EI_b/l_b < 8EI_b/l_b \quad (\text{Structure contreventée})$$

$$S < 25EI_b/l_b \quad (\text{structure non contreventée})$$

Zone 3 : si

$$S < 0.5EI_b/l_b$$

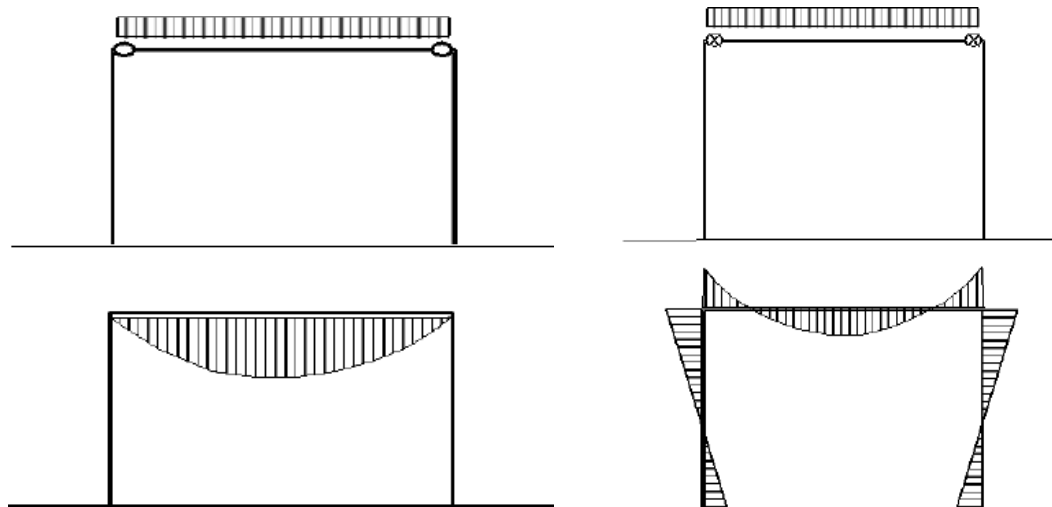


Figure I.2. Répartition élastique des moments fléchissant dans un portique simple [9]

Un assemblage qui permet de transmettre à la fois un moment de flexion, un effort tranchant et parfois un effort normal, il n'en reste pas moins que son rôle principal est de transmettre un moment de flexion.

Un assemblage articulé a pour mission de reporter depuis la poutre au poteau qu'un effort tranchant et ou un effort normal. On comprend dès lors que ce type d'assemblage convient aux structures contreventées. Au niveau de chaque assemblage, les charges verticales sont transmises du plancher aux poutres et des poutres aux poteaux ; les charges horizontales sont reprises directement par le système de contreventement adopté.

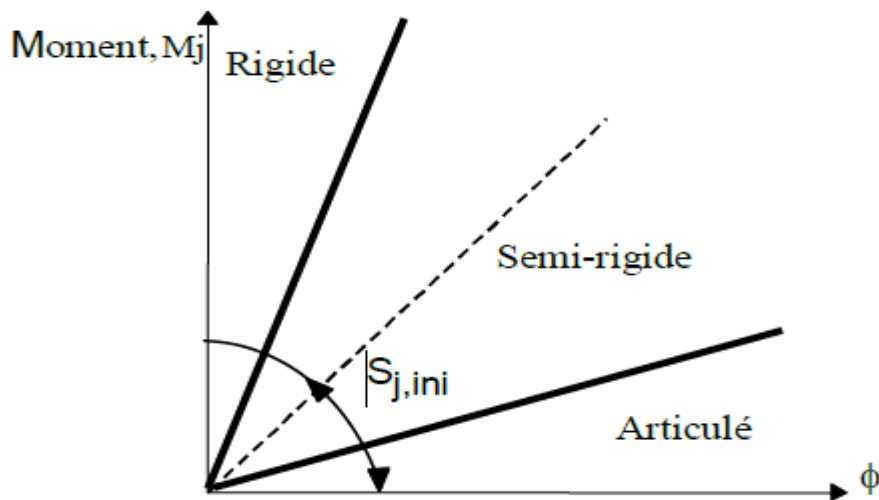


Figure I.2 12: Limites de classification de rigidité selon l'EN 1993-1-8 [3]

I.2.10.1 Classification des assemblages par la résistance :

La classification fondée sur la résistance est utile dans le cas des structures en acier calculées par la théorie de plasticité. La classification de l'EN 1993-1-8 [3] vis-à-vis de la résistance des assemblages fait une distinction entre l'assemblage à résistance complète, l'assemblage à résistance partielle et l'assemblage articulé (Figure I.2.13) [12].

I.2.10.1.1 Assemblage à résistance complète :

Un assemblage à résistance complète est un assemblage qui possède une résistance plus grande que la résistance de la poutre assemblée [12]. Dans ce cas, la déformation plastique est supposée se former dans la poutre assemblée. L'assemblage est considéré à résistance complète si :

$$M_{j,Rd} > M_{pl,Rd} \quad (\text{Avec vérification de la capacité de rotation})$$

$$M_{j,Rd} > 1,2 M_{pl,Rd} \quad (\text{Sans vérification de la capacité de rotation})$$

Où $M_{j,Rd}$ désigne le moment résistant de calcul de l'assemblage et $M_{pl,Rd}$ le moment plastique de calcul de la poutre assemblée.

Il n'est pas rare que la limite d'élasticité du matériau dont est constituée la poutre assemblée soit élevée par rapport à celle de l'assemblage. Dans ce cas, le calcul conduit alors à une sous-estimation de la résistance de la poutre assemblée et la rotule plastique se formerait dans l'assemblage [3].

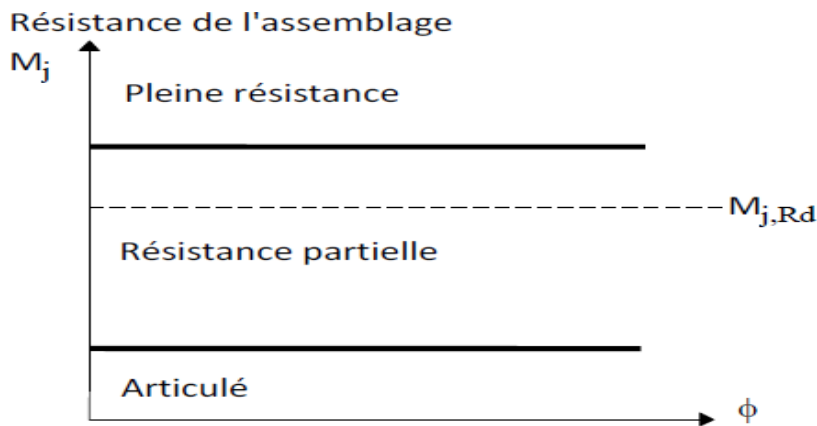


Figure I.2. 13: Limites de la classification des assemblages par résistance

I.2.10.1.2 Assemblage à résistance partielle :

Un assemblage à résistance partielle représente la solution intermédiaire. L'assemblage doit posséder une capacité de rotation suffisante pour assurer la formation de la rotule plastique. L'assemblage est considéré à résistance partielle si :

$$0,25M_{pl,Rd} < M_{j,Rd} < M_{pl,Rd}$$

I.2.10.1.3 Assemblage articulé :

Un assemblage articulé possède une faible résistance, au maximum 25% de la résistance minimale requise pour avoir un assemblage résistance complète.

$$M_{j,Rd} < 0,25M_{pl,Rd}$$

I.3 Conclusion :

D'une manière générale, la construction métallique et les avantages qu'elle offre ne sont plus à démontrer, elle ouvre une large porte vers la modernisation et l'industrialisation de la construction, elle est appréciée et recherchée dès que des grandes portées ou des grandes hauteurs s'imposent. L'Eurocode 3 a adapté une classification très importante des assemblages pour bien estimer les caractéristiques des assemblages permettant la conception des ossatures en acier à partir de leurs rigidité, résistance et capacité de rotation. Cependant ce type de construction repose principalement sur les assemblages des différents éléments nécessitant une précaution supplémentaire, d'où les méthodes avancées de calcul qui considère l'assemblage comme un élément séparé [14].

Chapitre II

GENERALITES ET

CONCEPTION DE L'OUVRAGE

II.1 Présentation du Projet :

Notre projet de fin d'études concerne l'étude et le calcul de la structure d'un bâtiment R+4 en charpente métallique qui sera implanté dans la ville d'El Khroub (wilaya de Constantine).

Ce bâtiment à usage administratif, est de forme rectangulaire sur les quatre premiers niveaux (RDC, 1er, 2ème et 3ème étages). Le dernier niveau (4ème étage) occupe seulement la partie arrière du bâtiment. Son aménagement est comme suit :

- ❖ **RDC** : un hall d'entrée, une salle principale, un show-room et des locaux annexes : pièce d'usine, local de stockage ainsi que des sanitaires (voir figure II.1. 1).

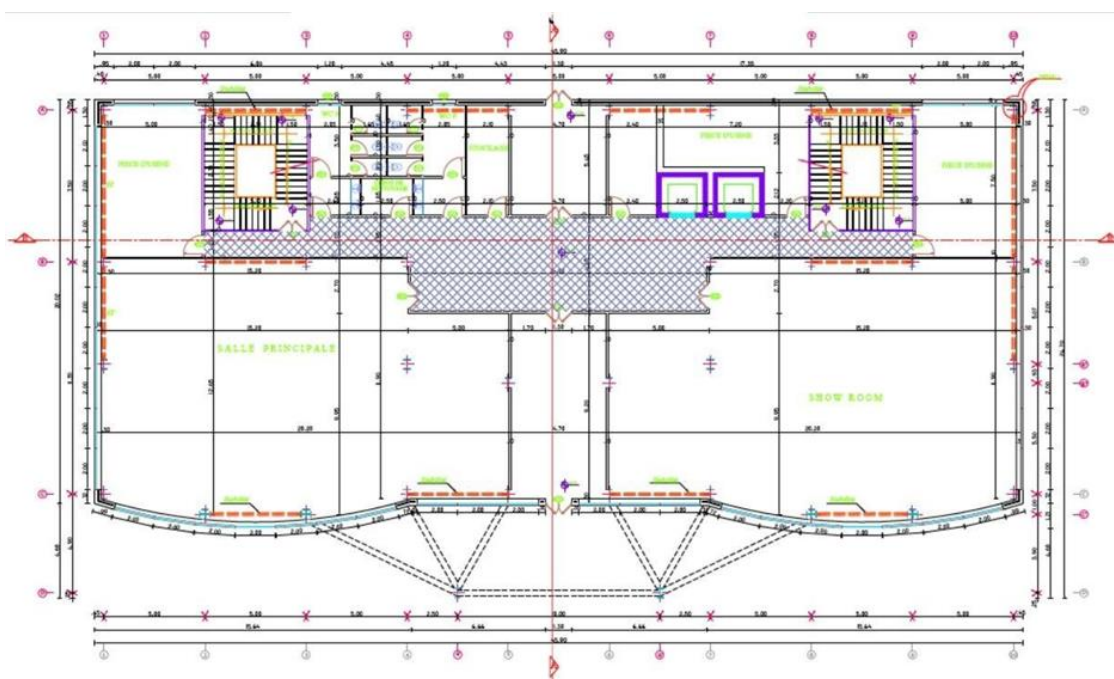


Figure II.1.1 : Plan Rez de Chaussée

GENERALITES ET CONCEPTION DE L'OUVRAGE

- ❖ **1er étage:** un open-space, deux grands bureaux, deux salles de conférences, deux kitchenettes et des locaux annexes: pièce d'usine, local de stockage ainsi que des sanitaires (voir figure II.1.2).

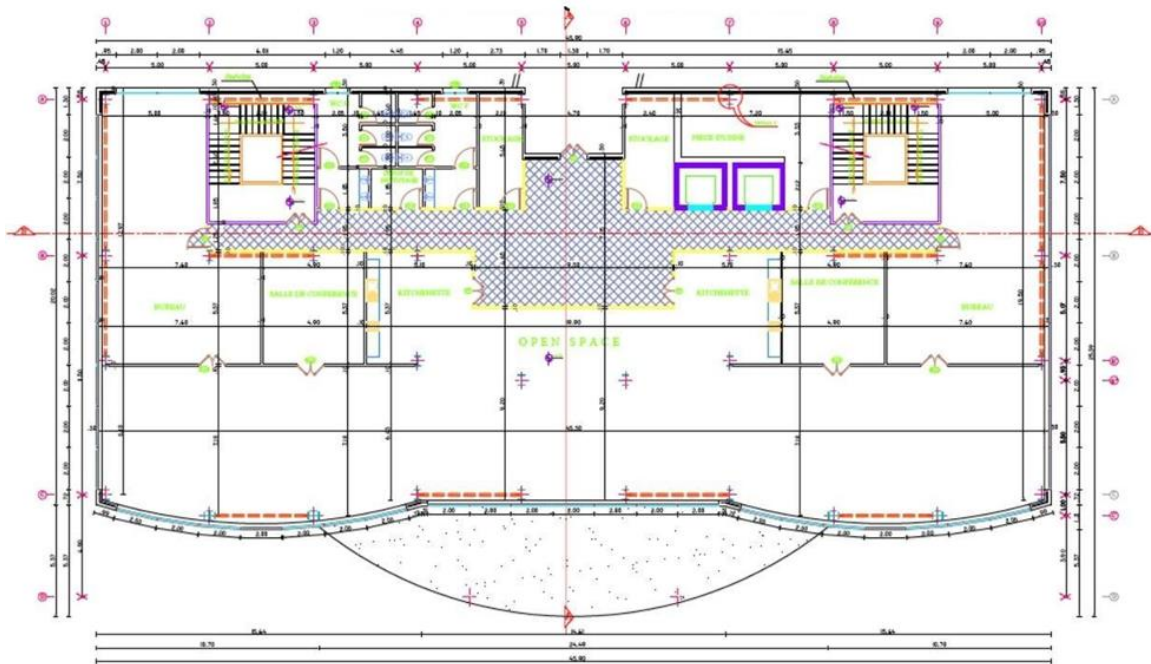


Figure II.1.2 : Plan 1er étage

- **2ème et 3ème étages :** ils présentent en plus, de l'aménagement du 1er étage, une salle de réunion (voir figureII.1.3).

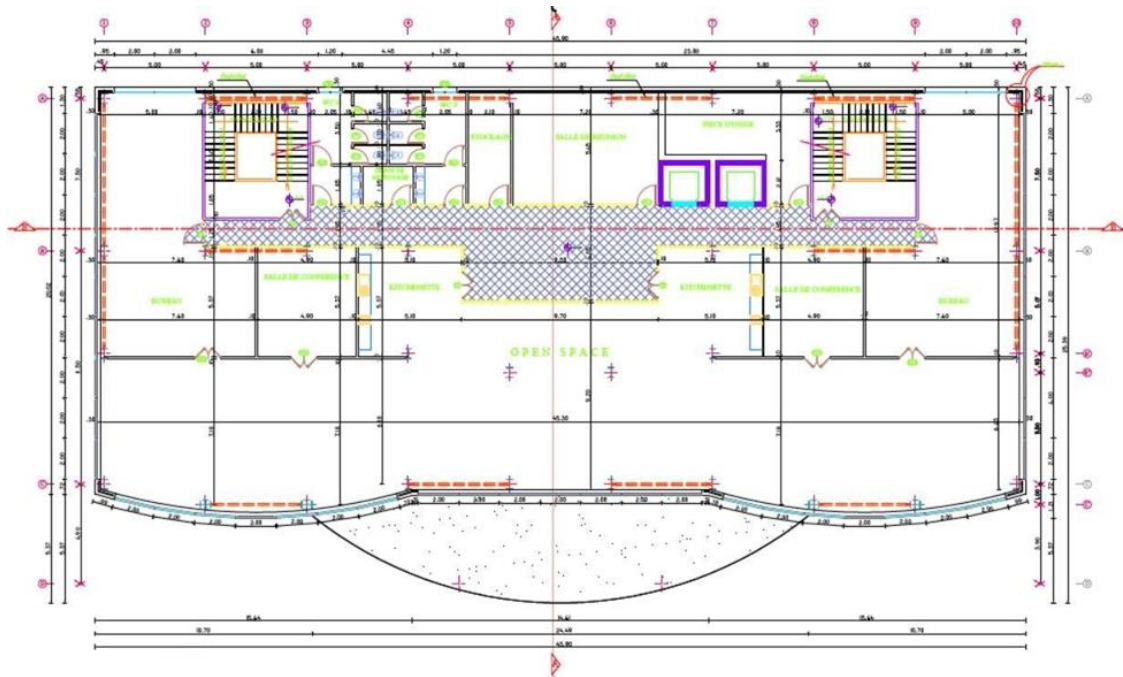


Figure II.1.3 : Plan 2ème et 3ème étages

- **4ème étage:** on y trouve essentiellement des bureaux et des locaux annexes (pièce d'usine, local de stockage ainsi que des sanitaires), une terrasse accessible et une terrasse inaccessible (voir figure II.1.4).

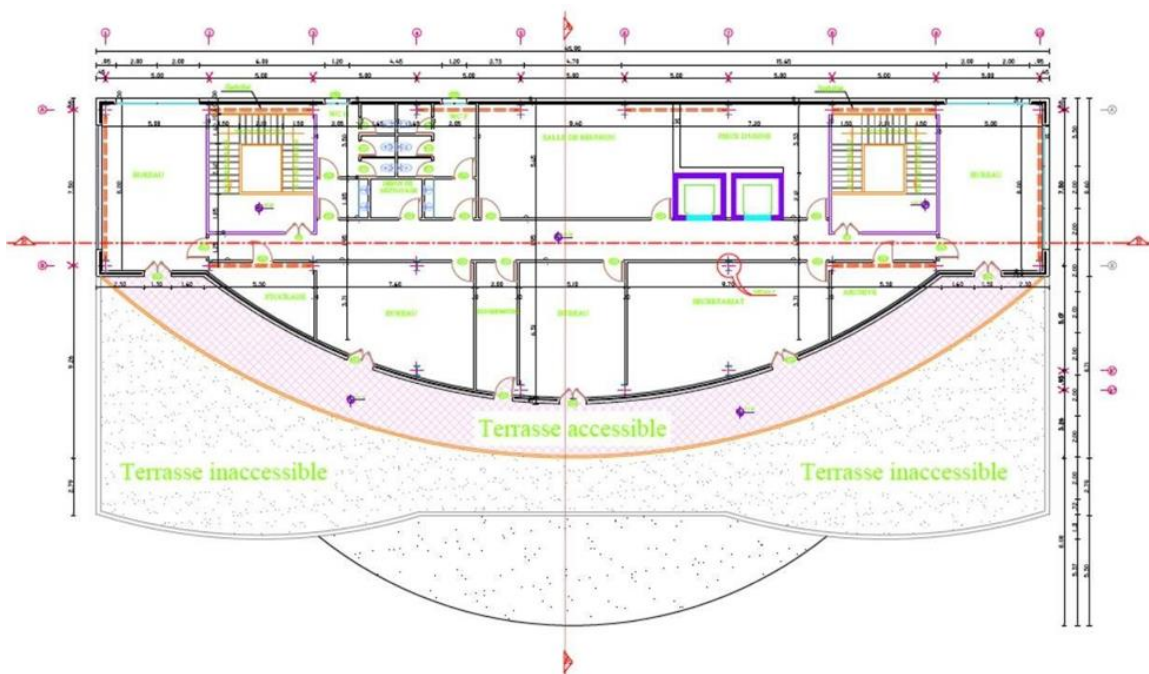


Figure II.1.4 : Plan 4ème étage

II.2 Données Géométrique

- Surface du bâtiment : 1024,60 m²
- Largeur totale : 25,39 m
- Longueur totale : 45,00 m
- Hauteur du rez-de-chaussée : 6,00 m
- Hauteur des étages : 4,40 m
- Hauteur totale du bâtiment : 24,30 m

II.3 Données concernant le site :

➤ Altitude	: 650 m		
➤ Zone de neige	: Zone A		(Selon RNV99 - V2013)
➤ Zone du vent	: Zone I		(Selon RNV99 - V2013)
➤ Zone sismique	: Zone II a	(sismicité moyenne)	(Selon RPA 99 - V2003)

II.4. Caractéristiques Structurales :

II.4.1.Ossature de la structure :

L'ossature de la structure est constituée de portiques (poteaux-poutres) métalliques auto-stables et un système de contreventement en (V) qui assurent la stabilité verticale et horizontale.

Des solives métalliques, reliant les poutres, sont aussi prévues pour supporter le plancher et assurer une meilleure stabilité horizontale.

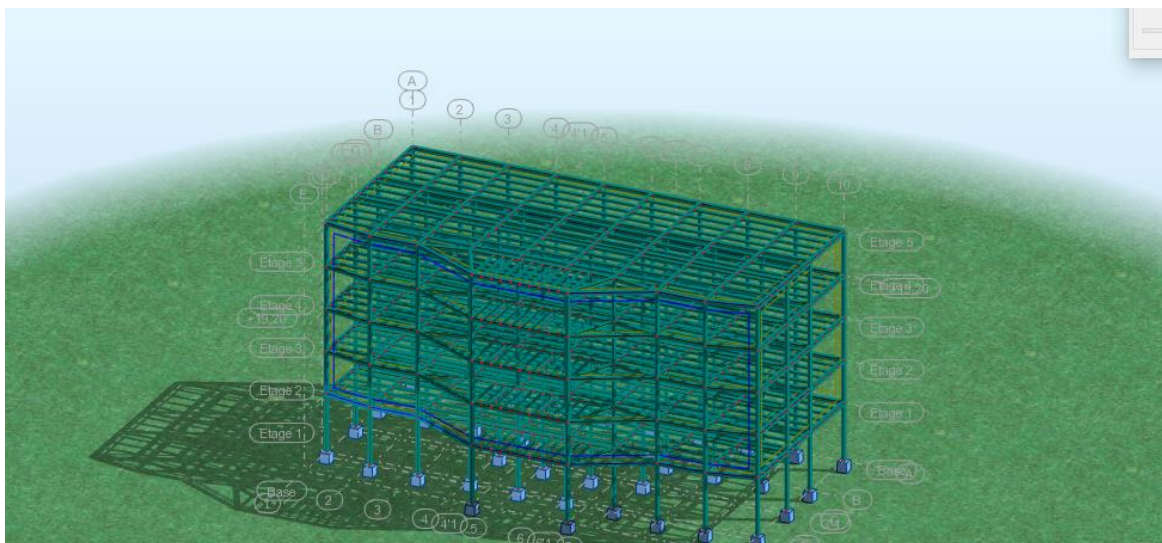


Figure II.4.5 : Vue en 3D de la structure

II.4.2. Plancher :

Le plancher est mixte avec dalle collaborant en béton armé d'une épaisseur de 10 cm et repose sur un coffrage perdu (tôle nervurée type Cofraplus 55) contenant des connecteurs (goujons) qui assurent la liaison de l'ensemble du plancher et évitent le glissement de la dalle pleine

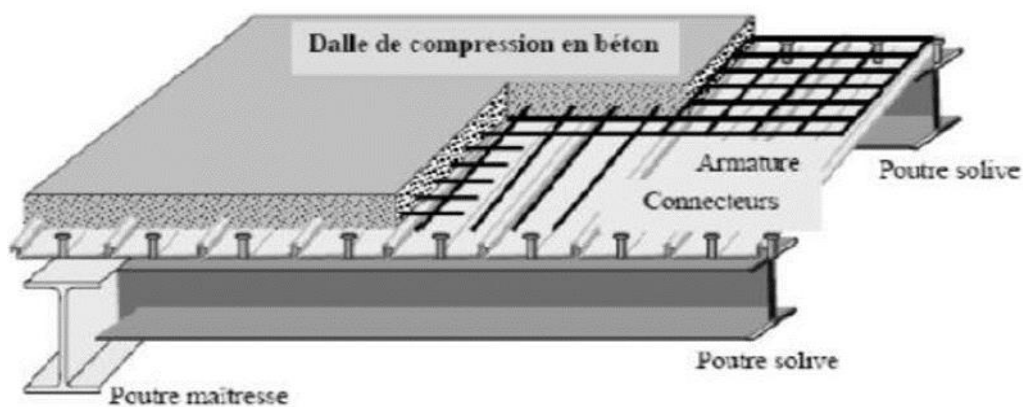


Figure II.4.6 : Composition du plancher mixte collaborant

II.4.3. Contreventement :

Des palées de stabilité sont disposées en (V) au niveau des façades. Ils assurent la verticalité des poteaux, reprennent les efforts horizontaux dûs aux séismes et aux vents et les transmettent au sol.

II.4.4. Façades :

Des murs rideaux sont prévus au niveau de la façade principale et de la façade postérieure assurant un double rôle : fonctionnel et esthétique.

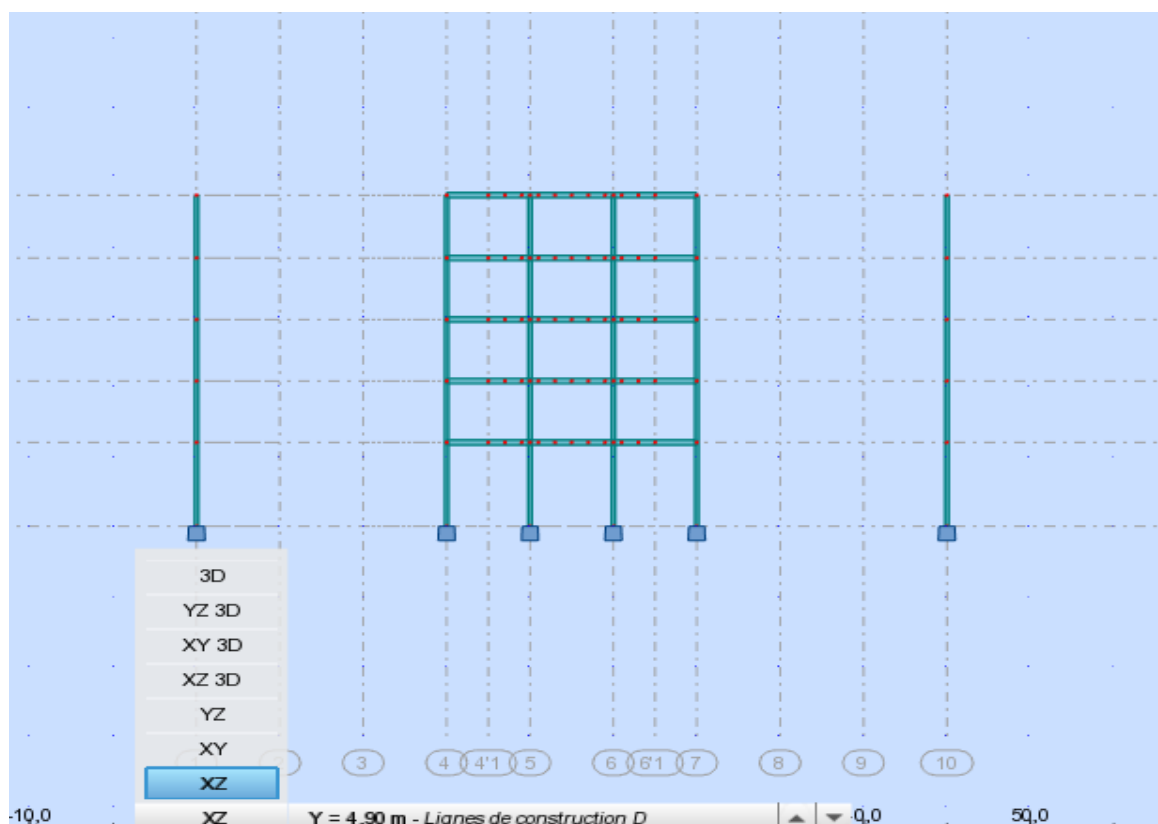


Figure II.4.7 : Façade principale.

II.4.5. Escaliers :

Ce sont des structures accessoires qui permettent l'accès aux différents niveaux d'un bâtiment. Les escaliers de ce bâtiment sont en structure métallique et sont du type droit à trois volées avec deux paliers de repos avec des:

- Marches en tôle portées par un limon, revêtues avec mortier de pose et carrelage.
- Paliers de repos du type plancher mixte avec dalle collaborant.

II.5 Règlements techniques :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- **Eurocode3** : Règles générales et règles pour les bâtiments en acier.
- **Eurocode4** : Règles de calcul des constructions en acier et mixte.
- **RPA99 V2003 (DTR BC 2-48)** : Règlement Parasismique Algérien version 2003.
- **RNV99 version 2013 (D.T.R C 2.4.7)** : Règlement neige et vent (version 2013).
- **DTR BC2.2** : Document technique règlement charges permanentes et d'exploitation.
- **CCM97** : Règles de calcul des constructions en acier.
- **BAEL91 révisé 99** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

II.6. Logiciels utilisés :

- AUTODESK AutoCAD 2018
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019.

II.7. Matériaux utilisés:

II.7.1. Acier :

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone ne dépassant généralement pas 1%. Parmi ses avantages la résistance, la légèreté et la ductilité. Les valeurs de calculs normalisées des principales caractéristiques des aciers de construction sont les suivantes :

- Résistance à la traction : $f_u = 430 \text{ MPa}$
- Limite élastique : $f_y = 275 \text{ MPa}$
- Module de Young : $E = 210\,000 \text{ MPa}$
- Module de cisaillement : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 81\,000 \text{ MPa}$

Tableau II.4.1 : Caractéristiques des nuances d'acier

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 100 mm	
	fy (N/mm ²)	fu (N/mm ²)	fy (N/mm ²)	fu (N/mm ²)
S235	235	360	215	340
S275	275	430	255	410
S355	355	510	355	490

II.7.2. Béton :

Le béton est un matériau de construction composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. Il présente une excellente résistance à la compression, 10 fois plus que sa résistance en traction.

Ses caractéristiques physiques et mécaniques sont :

- La masse volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$
- La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ pour le béton de classe C25/30.
- La résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 0,06.f_{c28} + 0,5 = 2,1 \text{ MPA}$.

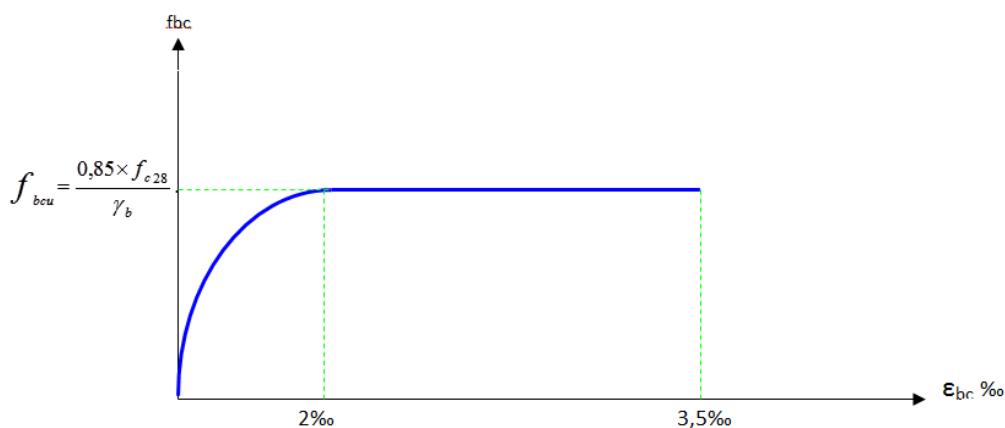


Figure II.7.8 : Diagramme contraintes-déformations du Béton à l'ELU

Chapitre III

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

III.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement des éléments structuraux du bâtiment (poteaux, poutres, solives) permet d'avoir, d'une façon générale, l'ordre de grandeur de ces derniers.

Etabli selon l'Eurocode 3 et le CCM97, le pré dimensionnement prend en charge le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs (poteaux, poutres, solives) et qui les transmettent aux fondations.

III.2. Pré dimensionnement des solives :

Les solives, qui travaillent à la flexion simple, sont des poutrelles métalliques soit en IPE ou IPN. Leur écartement (ou espacement) est pratiquement déterminé par l'équation suivante:

$$0,7 < a \leq 1,5 \text{ m.}$$

Cette équation est déterminée suivant la nature du support de plancher et la destination des locaux (bureaux ou habitation).

Concernant le bâtiment, objet de notre étude :

- L'espacement entre deux solives est : $a = 1,5 \text{ m.}$
- La portée de la solive la plus sollicitée est : $L = 5 \text{ m.}$

III.2.1. Solives de la terrasse inaccessible :

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

- Le poids propre du plancher..... $G = 656 \text{ daN/m.}$
- La surcharge d'exploitation $Q = 100 \text{ daN/m}^2.$

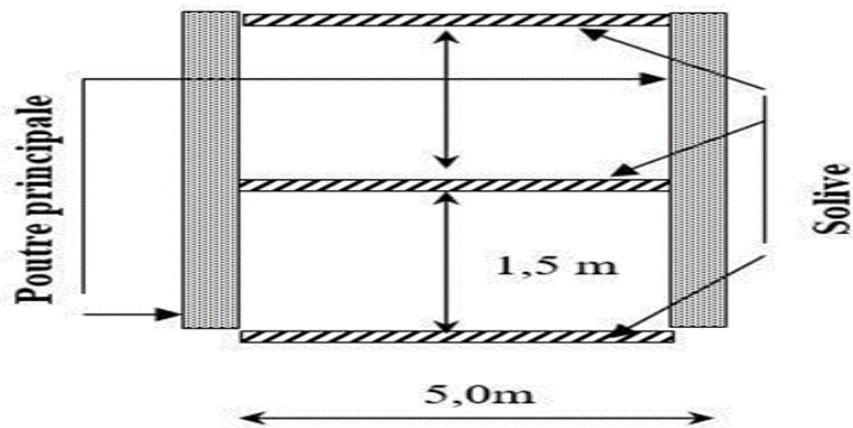


Figure III.2.1 : Disposition (en plan) des éléments de structure

- La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f_{\max} \leq \bar{f}$
- f_{\max} (m) : flèche maximale atteinte de la solive.
- \bar{f} (m) : flèche admissible de la solive.
- Pour une poutre bi articulée : $f_{\max} = \frac{5 \times Q \times L^4}{384 \times E \times I}$
- q (N/m²) : charge non pondérée, à l'état limite de service (ELS), appliquée sur le profilé métallique.
- L (m) : distance entre deux profilés métalliques.
- E (N/m²) : module d'élasticité de l'acier du profilé métallique.
- I (m⁴) : moment d'inertie du profilé métallique.

Dans le cas general : $\bar{f} \leq \frac{L}{250}$

- ❖ La charge, à l'ELS, appliquée sur la solive est: $Q_{ELS} = (G+Q) \times a = (656+100) \times 1,5$
- ❖ $Q_{ELS} = 1134$ daN/m
- ❖ Le module d'élasticité : $E = 2,1 \times 10^6$ daN/cm²

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

❖ La solive doit remplir la condition : $H > \frac{L}{30} = \frac{5000}{30} \longrightarrow$ Soit $H > 166,66$ mm

❖ Le moment d'inertie du profilé doit aussi répondre à : $I \geq \frac{5q_{ELS} \times 250 \times L^3}{384 \times E}$

$$I \geq \frac{5q_{ELS} \times 250 \times L^3}{384 \times E} = 2197.26 \text{ cm}^4 \longrightarrow \text{Soit } I > 2197.26 \text{ cm}^4$$

**On propose pour la solive du
plancher terrasse inaccessible :
IPE 220**

D'après le tableau de sections des profilés métalliques

Tableau III.2.1 : les caractéristiques de profil IPE 220

Dimension de profil	Poids Kg/m	Section A (cm ²)	Dimensions			Caractéristiques			
			H mm	b mm	tf mm	tw	r	Wply Cm ³	Iy cm ⁴
IPE 220	26.2	33.4	220	110	9.2	5.9	12	285.4	2771.8

On a :

$$f_{\max} \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{500}{250} = 2 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \cdot (11.34) \cdot 500^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 2771.8} = 1.58 \text{ cm} < 2 \text{ cm cv.}$$

- **Classe de la section transversale**

➤ **Semelle comprimée :**

$$b = 110 \text{ mm}$$

$$, \quad c = b/2 = 110/2 = 55 \text{ mm}$$

$$t_f = 9.2 \text{ mm}$$

$c/t_f = 5.97 < 10 \varepsilon$ donc la semelle est de classe 1.

➤ **Ame fléchi :**

$$d = 177.6 \quad , \quad t_w = 5.9 \text{ mm}$$

$d/t_w = 30.10 < 72 \varepsilon$ donc l'ame est de classe 1

1. Condition de résistance ; vérification de moment fléchissant

$$Q_u = (1.35 G + 1.5 Q) * 1.5 = (1.35 (6.56) + 1.5 (1)) * 1.5 = 15.53 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{sd} = \frac{Q_u * l^2}{8} = 48.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{285.4 * 275 * 10^{-3}}{1.1} = 71.35 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{ply.Rd} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

2. Vérification de cisaillement

$$V_{sd} = \frac{q_u * l}{2} = \frac{15.35 * 5}{2} = 38.82 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v * f_y}{\gamma_{M0} * \sqrt{3}}$$

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

$$A_v = 3340 - (2 * 110 * 9.2) + (5.9 * 2 * 12) * 9.2$$

$$A_v = 1591.08 \text{ mm}^2$$

$$W_{plrd} = \frac{1591.08 * 275 * 10^{-3}}{1.1 * \sqrt{3}} = 229.65 \text{ KN}$$

38.82 < 229.65 donc → **la Condition est vérifiée**

Le profil IPE220 répond à tous les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

III.2.2. Solives de l'étage courant :

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

- Le poids propre du plancher..... G = 509 daN/m.
- La surcharge d'exploitation..... Q = 150 daN/m².

La charge, à l'ELS, appliquée sur la solive est: QELS= (G+Q) a= (509+150) x 1,5 = 988 daN/m

$$I \geq \frac{5ql^3 * 250}{384E}$$

$$I \geq \frac{5*9.88*500^3*250}{384*2.1*10^6} = 1914.37 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau de sections des profilés métalliques

**On propose pour la solive du
plancher d'étage courant :
IPE 200**

On a :

$$f_{\max} \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{500}{250} = 2 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = \frac{5*(9.88)*500^4}{384*2.1*10^6*1943.2} = 1.97 \text{ cm} < 2 \text{ cm cv.}$$

- **Classe de la section transversale**

Semelle comprimée :

$$b = 100 \text{ mm} \quad , \quad c = b/2 = 100/2 = 50 \text{ mm}$$

$$t_f = 8.5 \text{ mm}$$

$$c/t_f = 5.88 < 10 \varepsilon \text{ donc la semelle est de classe 1.}$$

Ame fléchi :

$$d = 159 \quad , \quad t_w = 5.6 \text{ mm}$$

$$d/t_w = 28.39 < 72 \varepsilon \text{ donc l'ame est de classe 1}$$

3. Condition de résistance ; vérification de moment fléchissant .

$$Q_u = (1.35 G + 1.5 Q) * 1.5 = (1.35 (5.09) + 1.5 (1.5)) * 1.5 = 13.68 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{sd} = \frac{Q_u * l^2}{8} = 42.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{220.6 * 275 * 10^{-3}}{1.1} = 55.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{ply.Rd} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

4. Vérification de cisaillement

$$V_{sd} = \frac{q_u * l}{2} = \frac{15.35 * 5}{2} = 34.2 \text{ KN.}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v * f_y}{\gamma_{M0} * \sqrt{3}}$$

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

$$A_v = 2850 - (2 * 100 * 8.5) + (5.6 * 2 * 12) = 8.5$$

$$A_v = 1401.6 \text{ mm}^2$$

$$W_{plrd} = \frac{1401.6 * 275 * [10]^{(-3)}}{1.1 * \sqrt{3}} = 202.30 \text{ KN} \quad 34.20 < 202.30 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le profil IPE200 répond à tous les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

III.3. Poutres principales :

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

➤ Poids propre du plancher..... G = 509 daN/m²

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

- Poids propre de la solive..... $G_p = 70 \text{ daN/m}$
- Surcharge d'exploitation $Q = 250 \text{ daN/m}^2$

III.3.1. Charge permanent :

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

$$G_{\text{solive}} = \frac{P_p}{\text{entre axe}} \times n \text{ solives} = \frac{26.4}{1.5} \times 4 = 0.69 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{total}} = (6.56 + 0.69) \times 6.285 = 45.56 \text{ kN/m}^2$$

III.3.2. Charge d'exploitation :

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{neige}} + Q_{\text{Terrasse}} \times L = 50.8 + 100 \times 6.285 = 947.77 \text{ daN/ml}$$

$$\Rightarrow Q_{\text{total}} = 9.47 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{\text{EIS}} = G + Q = 45.56 + 9.47 = 55.03 \text{ kN/m}^2$$

$$I \geq \frac{5ql^3 * 250}{384E}$$

$$I \geq \frac{5 * 55.03 * 628.5^3 * 250}{384 * 2.1 * 10^6} = 21177.50 \text{ cm}^4$$

**On propose pour la solive du
plancher d'étage courant :
IPE 400**

D'après le tableau de sections des profils métalliques

Tableau III.3.2 : les caractéristiques de profil IPE 400

Dimension de profil	Poids Kg/m	Section A (cm ²)	Dimensions			Caractéristiques			
			H mm	b mm	tf mm	tw	r	Wply Cm ³	Iy cm ⁴
IPE 400	66.3	84.5	400	180	13.5	8.6	21	1307.1	23128.4

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

❖ La charge, à l'ELS, appliquée sur la solive est: $Q_{ELS} = (G+Q) \times a = (509+150) \times 1,5$

❖ $Q_{ELS} = 988.5 \text{ daN/m}$

On a :

$$f_{\max} \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{500}{250} = 2 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \cdot (9.88) \cdot 750^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 23128.4} = 0.83 \text{ cm} < 2 \text{ cm cv.}$$

• Classe de la section transversale

➤ Semelle comprimée :

$$b = 180 \text{ mm} \quad , \quad c = b/2 = 180/2 = 90 \text{ mm}$$

$$t_f = 13.5 \text{ mm}$$

$c/t_f = 6.67 < 10 \varepsilon$ donc la semelle est de classe 1.

➤ Ame fléchi :

$$d = 331 \quad , \quad t_w = 8.6 \text{ mm}$$

$d/t_w = 38.48 < 72 \varepsilon$ donc l'ame est de classe 1.

➤ Vérification au déversement :

$$M_{cr} = c_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_Z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_Z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_Z}}$$

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

$\nu = 0.3$ (Coefficient de poinçonnement)

$K = 1 \Rightarrow$ bi-articulé

$$C_1 = 1.132$$

$$G = \frac{210000}{2(1+0.3)} = 80769.23 \text{ Mpa}$$

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$$I_w = \frac{(h-t_f)^2}{4} \times I_z = \frac{(400-13.5)^2}{4} \times 1317.58 \times 10^4$$

$$I_w = 49194562.57 \times 10^4 \text{ mm}^6$$

$$M_{cr} = 1.132 \frac{\pi^2 \times 210000 \times 1317.58 \times 10}{7.5^2} \left(\sqrt{\frac{49194562.57}{1317.58} + \frac{7500^2 \times 80769.23 \times 51.08}{1317.58 \times \pi^2 \times 210000}} \right)$$

$$M_{cr} = 1.92 \times 10^{11} \text{ N.m}$$

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot W_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times 210000 \times 1307.1 \times 10^3}{1.92 \times 10^{11}}} = 3.76$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \cdot (\beta_A)^{0.5} \quad \Rightarrow \lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \times 0.92 = 86.388$$

$$\beta_A = 1 \Rightarrow \text{classe 1}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{3.76}{86.388} \times (1)^{0.5} = 0.044$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \frac{H}{b} = \frac{220}{110} = 2 > 1.2 \\ t_f = 9.2 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha = 0.21 \text{ (courbe C (tableau 55.8))}$$

$$X = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}}$$

$$\phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5 [1 + 0.21(0.044 - 0.2) + 0.044^2] = 0.48$$

$$X = \frac{1}{0.48 + (0.48^2 - 0.044^2)^{0.5}} = 1$$

$$M_{plrd} = X \times \beta_A \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma m_0} = 1 \times 1 \times 285.4 \times \frac{275}{1.1} = 71.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 109.19 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 326.78 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

Le profilé IPE400 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance, moment fléchissant, au cisaillement et au déversement.

III.4. Poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les sur charges et les transmettent aux fondations. Le type de profilés utilisés pour les poteaux est généralement en HEA ou HEB.

Dans tout bâtiment, on pré dimensionne le poteau le plus sollicité aux charges, soit dans notre cas : le poteau central du RDC. (on va utiliser un assemblage de continuité pour la poutre 13.5 m)

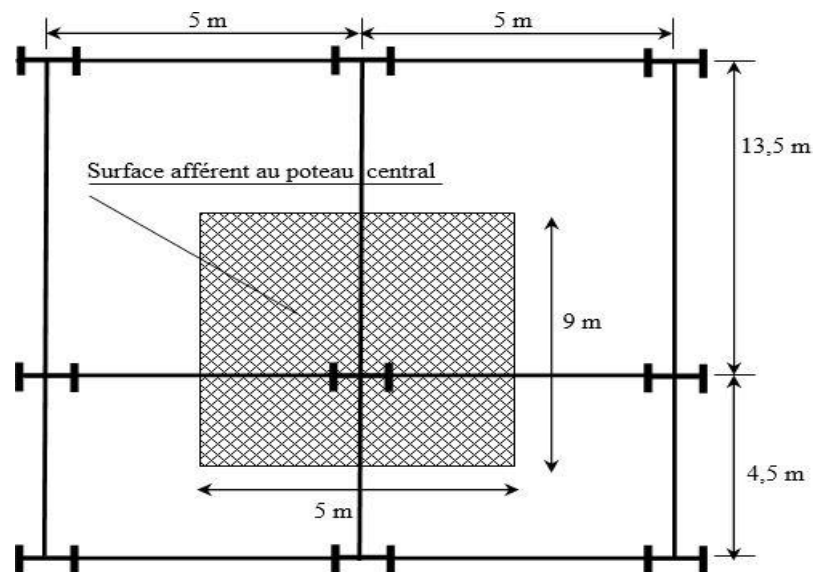


Figure III.4.2 : Vue en plan du poteau le plus sollicité (poteau central du RDC)

- Surface afférent au poteau central : $S = 9 \times 5 = 45m^2$
- Hauteur du poteau : **6m**
- Effort normal à l'état limite ultime (ELU) : $N_{ELU} = 1.35G + 1.5Q$

III.4.1. Chargement :

III.4.1.1. Les charges permanentes :

$$G_{1er\ etage} = S \times G_{terrasse} = 6.56 \times 45 = 295.2 \text{ KN}$$

$$G_{EC} = S \times G_{E.C} = 5.09 \times 45 = 229.05 \text{ KN}$$

$$G_{poutre\ T} = P_{poutre\ T} \times L = 0.663 \times 6.285 = 4.17 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre E.C}} = P_{\text{poutre E.C}} \times L = 0.776 \times 6.285 = 4.88 \text{ KN}$$

$$G_{\text{solive T}} = P_{\text{solive}} \times L \times n_{\text{solive}} = 0.262 \times 4 \times 5 = 5.24 \text{ KN}$$

$$G_{\text{solive E.C}} = P_{\text{solive}} \times L \times n_{\text{solive}} = 0.224 \times 4 \times 5 = 4.48 \text{ KN}$$

III.4.1.2. La charge d'exploitation :

$$Q_{\text{Terasse}} = S \times Q_{\text{terrasse}} = 45 \times 1 = 45 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{EC}} = S \times Q_{\text{E.C}} = 1.5 \times 45 = 67.5 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{RDC}} = S \times Q_{\text{RDC}} = 2.5 \times 45 = 112.5 \text{ KN}$$

III.4.2. Section du poteau :

III.4.2.1. Poteaux niveau 1 (sous terrasse) :

$$N_{\text{sd}} \leq N_{\text{plrd}} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m_0}}$$

$$N_{\text{GT}} = G_{\text{T}} + G_{\text{P.T}} + G_{\text{S.T}} = 295.2 + 4.17 + 5.24 = \mathbf{306.60 \text{ KN}}$$

$$N_{\text{sd}} = 1.35G_{\text{T}} + 1.5Q_{\text{T}} = 1.35 \times 306.60 + 1.5 \times 45 = \mathbf{481.41 \text{ KN}}$$

$$A \geq \frac{N_{\text{sd}} \times \gamma_{m_0}}{f_y} = \frac{481.41 \times 10 \times 1.1}{275} = 19.24 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A \geq 19.24 \text{ cm}^2}$$

On obtient **HEA100** $\Rightarrow A = 21.2 \text{ cm}^2$, $P_p = 16.7 \text{ kg/m}$.

III.4.2.2. Poteaux niveau RDC :

$$N_{\text{G E.C}} = 306.60 \text{ KN}$$

$$N_{\text{G}} = (G_{\text{E.C}} \times 4) + G_{\text{terrasse}} + \text{poids poteau} \times \text{hauteur} = 1267.42 \text{ KN}$$

$$N_{\text{G}} = 1267.42 \text{ KN}$$

$$N_{\text{Q}} = 360 \text{ KN}$$

$$N_{\text{sd}} = 1.35 \times 1267.42 + 1.5 \times 360 = 2251.02 \text{ KN}$$

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{2251.02 \times 10 \times 1.1}{275} = 90.4 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 104.80 \text{ cm}^2$$

On obtient **HEA280** $\Rightarrow A = 97.3 \text{ cm}^2$, $P_p = 76.4 \text{ kg/m}$

Tableau III.4.3 : la descente des charges agissant sur les poteaux

Niveaux	Surface (m ²)	G (KN)	Q (KN)	N _{ELU} (KN)
4^e etage	45	306.60	45	481.41
3^e etage	45	545.76	112.5	905.52
2^e etage	45	785.73	180	1330.73
1^e etage	45	1026.36	247.5	1756.83
RDC	45	1267.42	360	2251.02

III.4.3. Vérifications à la compression :

- **Poteau HEA100 :**

Classe de profilé :

$$b = 100 \text{ mm}$$

$$c = \frac{b}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ mm}$$

$$t_f = 8 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{50}{8} = 6.25 < 10\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$$

$$6.25 < 10\varepsilon \Rightarrow 6.25 < 10 \times 0.924 \Rightarrow 6.25 < 9.24 \text{ (condition vérifiée)}$$

La semelle est de classe I.

Donc le profilé **HEA100** est de **classe 1**.

- **Classe de l'âme :**

$$d = 56 \text{ mm}$$

$$t_w = 5 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{56}{5} = 11.2 < 72 \times \varepsilon \Rightarrow \mathbf{11.2} < 72 \times 0.924 \Rightarrow 11.2 < 66.528$$

(Condition vérifié)

L'âme est de classe I

Donc le profilé **HEA100** est de classe **1**.

1. Calcul de l'effort résistant :

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = X \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m_0}}$$

$$A = 21.2 \text{ cm}^2$$

$$h = 96 \text{ mm} \qquad i_y = 4.06$$

$$b = 100 \text{ mm} \qquad i_z = 2.51$$

$$t_f = 8 \text{ mm}$$

$$\beta_A = 1 \Rightarrow \text{classe 1}$$

$$X = \frac{1}{\varnothing + (\varnothing^2 - \lambda^2)^{0.5}} \leq 1$$

$$\varnothing = 0.5[1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2]$$

$$\lambda = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \cdot (\beta_A)^{0.5} \quad \Rightarrow \lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \times 0.92 = 86.388$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{(\text{axe faible})}} \qquad l_{fy} = 0.5l_f$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{0.5l_f}{i_y} = \frac{0.5 \times 300}{4.06} = 36.95$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{0.5l_f}{i_z} = \frac{0.5 \times 300}{2.51} = 59.76 \qquad \lambda_z > \lambda_y$$

2. Le calcul se fait selon l'axe z-z :

- **Déterminer le facteur d'imperfection :**

Le facteur d'imperfection α correspondant à la courbe de flambement appropriée, il est déterminé dans le (CCM 97 Tableau 55.1 et Tableau 55.3).

$$\frac{h}{b} = \frac{96}{100} = 0.96 < 1.2 \Rightarrow \alpha = 0.49 \text{ (courbe C (tableau 55.8))}$$

$$t_f = 8mm < 100mm$$

$$\lambda = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \cdot (\beta_A)^{0.5} = \frac{59.76}{86.388} \times 1^{0.5} = 0.69$$

$$X = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \lambda^2)^{0.5}}$$

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2] = 0.5[1 + 0.49(0.69 - 0.2) + 0.69^2] = 0.86$$

$$X = \frac{1}{0.86 + (0.86^2 - 0.69^2)^{0.5}} = 0.73 < 1$$

$$N_{plrd} = X \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m_0}} = 0.73 \times 1 \times 21.2 \times 10^2 \times \frac{275}{1.1} = 386.9 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 334.85 \text{ KN} \leq N_{plrd} = 386.9 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{(condition verifier)}$$

Le profilé **HEA100** répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de la résistance.

III.5. Conclusion :

Nous avons procédé, au niveau de ce chapitre, au pré dimensionnement des éléments structuraux métalliques du bâtiment, à savoir les poteaux, les poutres et les solives en tenant compte des descentes de charges verticales et ce conformément aux dispositions de l'Eurocode 3 et du CCM97.

Chapitre IV

EVALUATION DES ACTIONS

IV.1. INTRODUCTION :

Au niveau de ce chapitre, il s'agit de définir les différentes charges agissantes sur notre bâtiment (charges permanentes et surcharges d'exploitation ainsi que les effets climatiques) et qui ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage.

A cet effet, nous procéderons d'abord aux calculs des charges permanentes G et des surcharges d'exploitation Q et ce conformément aux normes fixant les valeurs de ces charges mentionnées au niveau du règlement technique DTR B.C2.2.

Ensuite, nous procéderons à l'étude climatique qui nous donnera les effets exercés par la neige et le vent en se basant sur le règlement neige et vent dit «RNV99 version 2013».

IV.2. Charges permanentes G :

IV.2.1. Plancher étage courant :

Tableau IV.2. 1 : Charges permanentes du plancher étage courant

Type	Charges permanents (daN/m ²)
Revetments en carrelage (ep =2 cm)	$0.02*20*100=40$ daN/m ²
Mortier de pose (ep =2 cm)	$0.02*20*100=40$ daN/m ²
Cloison de répartition (ep =10 cm)	90 daN/m ²
Isolation thermique (ep =4 cm)	$0.04*400=16$ daN/m ²
Poids de la dalle (ep=12 cm)	$0.12*2500=300$ daN/m ²
Faux plafond	10 daN/m ²
Cofraplus HIB-55	13 daN/m ²
TOTAL	G=509 daN/m ²

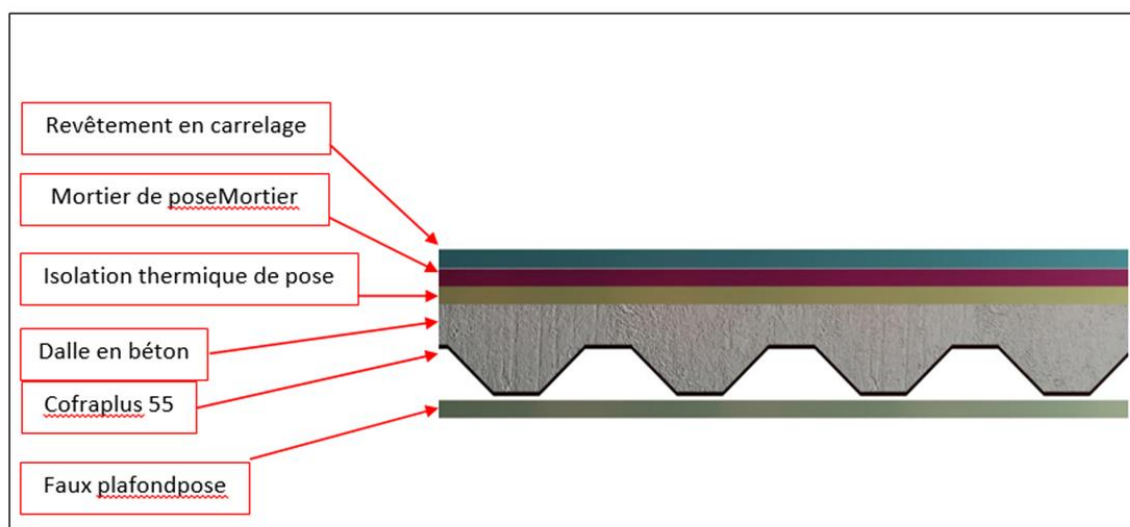


Figure IV.2. 1 : plancher étage courant.

IV.2.2. Plancher terrasse inaccessible :

Tableau IV.2. 2 : Charges permanentes du plancher terrasse accessible

Type	Charges permanents (daN/m ²)
Protection gravier roulée (ep = 5 cm)	$0,05 \times 1700 = 85 \text{ daN/m}^2$
Etanchéité multicouche (ep = 5 cm)	$0,05 \times 600 = 12 \text{ daN/m}^2$
Isolation thermique (ep = 4cm)	$0,04 \times 400 = 16 \text{ daN/m}^2$
Béton de pente (ep=10cm)	$0,1 \times 2200 = 220 \text{ daN/m}^2$
Tôle Cofraplus HIB-55	13 daN/m ²
Faux plafond	10 daN/m ²
Poids de la dalle (ep = 12 cm)	$0,12 \times 2500 = 300 \text{ daN/m}^2$
TOTAL	G=656 daN/m²

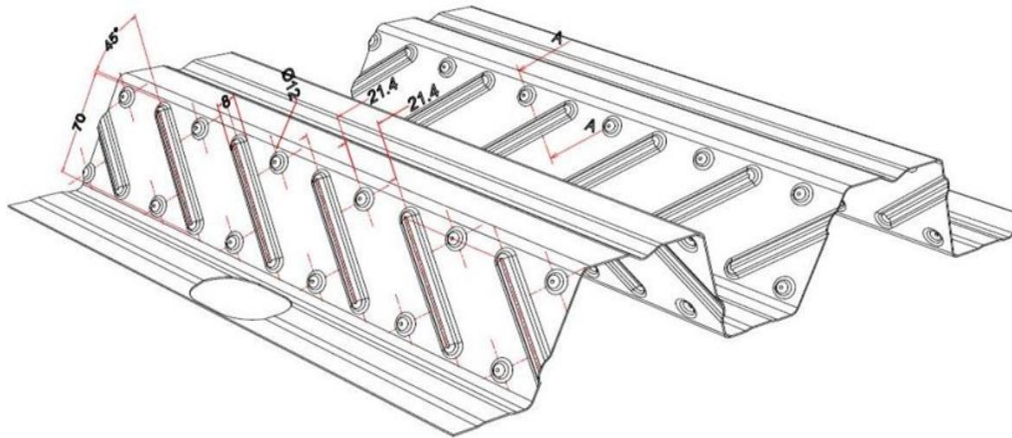


Figure IV.2. 2 : La tôle de Cofraplus 55.

Tableau IV.2. 3 : Caractéristiques de la tôle Cofraplus 55.

Hauteur des nervures (mm)	Nombre de nervures par bac (mm)	Espacement des nervures (mm)	Largeur outils du bac (mm)	Epaisseur de tôle (mm)	Poids (daN /m ²)
55	150	5	750	1	13

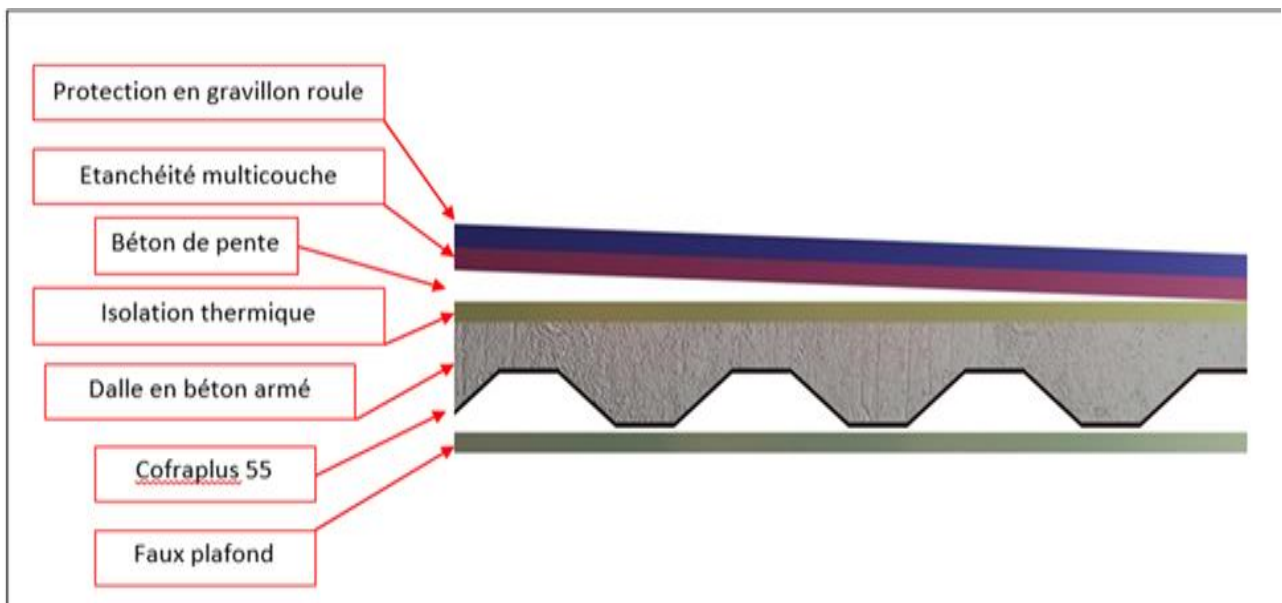


Figure IV.2. 3 : plancher terrasse inaccessible.

IV.2.3. Plancher terrasse accessible :

Tableau IV.2. 4 : charges permanentes du plancher terrasse accessible

Type	Charges permanentes (daN/m ²)
Revetment en carrelage (ep =2 cm)	$0.02*20*100=40$ daN/m ²
Mortier de pose (ep =2 cm)	$0.02*20*100=40$ daN/m ²
Cloison de répartition (ep =10 cm)	90 daN/m ²
Isolation thermique (ep =4 cm)	$0.04*400=16$ daN/m ²
Poids de la dalle (ep=12 cm)	$0.12*2500=300$ daN/m ²
Faux plafond	10 daN/m ²
Cofraplus HIB-55	13 daN/m ²
TOTAL	G=509 daN/m ²

1. Murs extérieurs :

Tableau IV.2. 5 : charges permanentes des murs extérieures

L'élément	Epaisseur (cm)	La charge (daN/m ²)
Mortier de ciment	2	36
Brique creuse	10	90
Brique creuse	15	130
Enduit plâtre	2	20
		G= 276 daN /m²

Remarque:

la charge qui revient au mur extérieur est répartie par mètre carré de la surface verticale, alors pour la rendre par mètre linéaire on la multiplie par la hauteur :

- Pour le RDC : $G = 276 \times H = 276 \times 4,82 = 1330,32$ daN/ml
- Pour le plancher étage courant: $G = 276 \times H = 276 \times 3,36 = 927,36$ daN/ml

2. Murs intérieures:

Tableau IV.2. 6 : charges permanentes des murs intérieures.

L'élément	Epaisseur (cm)	La charge (daN/m ²)
Enduit plâtre.	2	20
Brique cerise	10	90
Enduit plâtre	2	20
G= 130 daN /m²		

IV.2.4. Escaliers :

3. Volée:

Tableau IV.2. 7 : - charges permanentes de la volée.

L'élément	Epaisseur (cm)	La charge (daN/m ²)
Tôle striée	0,6	60
Mortier de pose	2	36
Revetment carrelage	2	40
Totals		G=136 daN/ m²

4. Palier:

Tableau IV.2. 8 : charges permanentes du palier.

L'élément	Epaisseur(cm)	La charge (daN/m ²)
Cofraplus 55		13
Dalle en béton	20	500
Mortier de pose	2	36
revetments carrelage	2	40
G=589 daN/ m²		

IV.2.5. L'acrotère :

La charge de l'acrotère est donnée par : $G = \gamma_b \times S$

γ_b : poids volumique du béton = 2500 daN/m³ S: surface de l'acrotère est donnée par :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,3 \times 0,1) - (0,05 \times 0,1)/2 = 0,08 \text{ m}^2$$

D'où: $G = 2500 \times 0,08 = 200 \text{ daN/ml}$

IV.3. Surcharges d'exploitations Q :

Tableau IV.3. 9 : Surcharges d'exploitations Q

Type	Surcharges exploitation Q (daN/m ²)
Plancher terrasse accessible	250
Plancher terrasse inaccessible	100
Plancher étage courant	150
Escalier	250
L'acrotère	100

➤ Remarque :

Elles ont une intensité qui varie fréquemment et d'une façon importante dans le temps.

IV.4. Effets climatiques :

IV.4.1. Action de la neige :

Vu que notre bâtiment se trouve à une altitude d'environ 694m, le règlement neige et vent RNVA99 qui lui sera appliqué concerne l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

1. Calcul des charges de la neige :

Pour les vérifications des éléments de la structure, l'accumulation de la neige sur la toiture du bâtiment est prise en compte : $S = \mu \cdot S_k$ [kN/m²] (§3.1.1. RNV99 version 2013)

- **S (kN/m²)** : charge caractéristique de neige par unité de surface.
- **S_k (kN/m²)** : charge de la neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

- μ : coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

En rappel (cf chap. I.3) et selon RNV99 version 2013, notre bâtiment est situé en zone A.

$$\text{D'où } S_k = \frac{0,07 H + 15}{100} = \frac{(0,07 \times 694) + 15}{100} = 0,6358 \text{ KN/m}^2$$

Tableau IV.4. 10 : Coefficients de forme-toitures à un versant.

α : angle du versant par rapport à l'horizontale (en°)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
Coefficient μ_1	0.8	$0.8 \times \left(\frac{60 - \alpha}{30}\right)$	0

La structure du bâtiment présente le type de toiture plate, soit un versant avec : $0 \leq \alpha \leq 30^\circ$.

Selon le tableau ci-dessus (extrait du RNV99 V2013),

$$\mu = 0,8.$$

le coefficient de forme des toitures est :

$$\text{D'où } S = 0,8 \times 0,6358 = 0,508 \text{ KN/m}^2 \quad \text{soit } \mathbf{S = 50.8 \text{ daN/m}^2}$$

IV.4.2. Effet du vent :

IV.4.2.1. Introduction :

La surface terrestre est caractérisée par différents niveaux d'absorption de l'énergie solaire ainsi que le réchauffement et la pression dans l'atmosphère. le déplacement de l'air tend à éliminer ces déséquilibres de pression. Par conséquent il produit un mouvement de masse d'air appelé «**Vent** » qui par ailleurs est conditionné également par le relief terrestre.

Les actions du vent appliqué aux parois dépendent de :

- sa direction.

- la région.
- site d'implantation de la structure et son environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures qui se trouvent au niveau des façades

❖ Données relatives au site :

Notre bâtiment, qui est implanté dans la wilaya de Constantine, revêt les caractéristiques suivantes :

- **Zone climatique de vent I** (RNV 99 V2013, Annexe I – tableau A.2), d'où découlent :
 - ✓ la vitesse de référence du vent : $V_{\text{réf}} = 25 \text{ m/s}$ (RNV 99 version 2013, Annexe I – tableau A1)
 - ✓ la pression dynamique de référence : $q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$ (RNV99 version 2013, § 2.3.1)
- **Catégorie de terrain III** (RNV 99 version 2013, § 2.4.3, tableau 2.4), d'où découlent
 - ✓ le facteur de terrain $K_T = 0,215$ (RNV 99 version 2013, § 2.4.3, tableau 2.4)
 - ✓ le paramètre de rugosité $z_0 = 0,3 \text{ m}$ (RNV 99 version 2013, § 2.4.3, tableau 2.4)
 - ✓ la hauteur minimale $z_{\text{min}} = 5 \text{ m}$ (RNV 99 version 2013, § 2.4.3, tableau 2.4)
 - ✓ le coefficient $\epsilon = 0,61$ (RNV 99 version 2013, § 2.4.3, tableau 2.4)

❖ Directions du vent :

Nous considérons que ce bâtiment est séparé de la structure voisine en raison :

- du manque de données sur la construction voisine (géométrie, durée de sa construction).
- de la sécurité.

Selon le RNV 99 version 2013 (§ 2.1), le calcul est effectué séparément suivant les deux directions du vent, qui sont perpendiculaires aux parois de la construction.

La figure 3, montre les directions du vent appliquées aux différentes parois extérieures du bâtiment :

- la direction V_1 : perpendiculaire à la façade principale et parallèle aux façades latérales.
- la direction V_2 : perpendiculaire à la façade latérale droite et parallèle aux façades

principale et postérieure

- la direction V_3 : perpendiculaire à la façade postérieure et parallèle aux façades latérales.
- la direction V_4 : perpendiculaire à la façade latérale gauche et parallèle aux façades principale et postérieure.

IV.4.2.2. Calcul de la pression du vent :

Selon le RNV 99 version 2013 (§ 2.6.1), la pression exercée par le vent est calculée comme suit : $F_w = C_d \times (z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$

- F_w : pression du vent.
- q_p : pression dynamique du vent calculée à la hauteur z_e relative à l'élément de surface j .
- C_d : coefficient dynamique.
- C_{pe} : coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : coefficient de pression intérieure.

➤ **Hauteur de référence z_e :** (selon la direction du vent) (RNV99 version 2013, § 2.3.2)

- $V_1 = V_3$: \longrightarrow $h = 24,3 \text{ m}$ et $b = 45 \text{ m}$ et $d = 25 \text{ m}$
- $V_2 = V_4$: \longrightarrow $h = 24,3 \text{ m}$ et $b = 25 \text{ m}$ et $d = 45 \text{ m}$

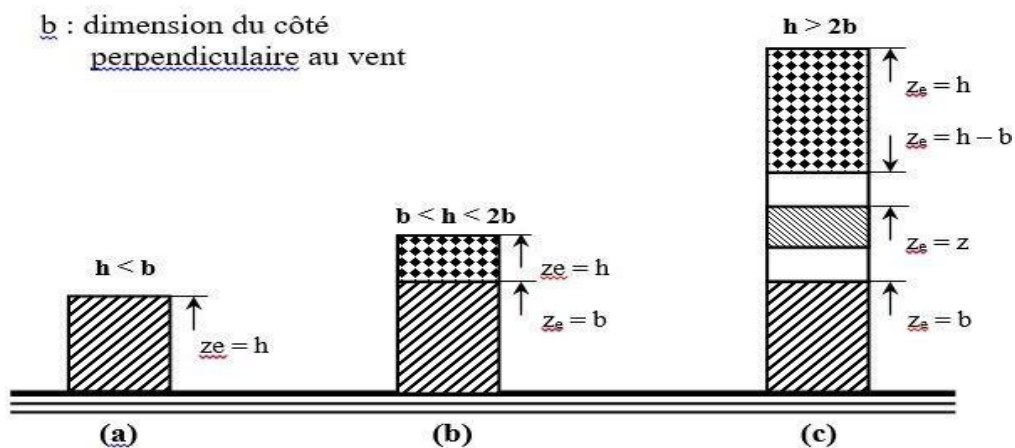


Figure IV.4. 4 : Hauteur de référence

La hauteur du bâtiment, objet de notre étude, est $h = 24,3 \text{ m}$ \longrightarrow $h < b$

IV.4.2.3. Coefficient de rugosité : (Cr):

S'agissant de notre projet, $h < b$ $z_e = h$ soit $z = 24,3$

Vu que $z_{min} \leq z \leq 200$ m et selon le RNV 99 version 2013 (§ 2.4.4)

IV.4.2.4. Coefficient de topographie (Ct) :

$$C_r(z) = K_t \times Ln\left(\frac{24.3}{0.3}\right) \rightarrow C_r(z) = 0.944$$

S'agissant d'un bâtiment implanté dans un site plat ($\Phi < 0,05$)
et selon le RNV 99 version 2013 (§ 2.4.5.2)

$$C_t(z) = 1$$

- **Intensité de turbulence (Iv) :**

Vu que $z > z_{min}$ et selon le RNV 99 version 2013 (§ 2.4.6)

$$I_z(z) = C_T(z) \times Ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 1 \times Ln\left(\frac{24.3}{0.3}\right) \rightarrow I_z(Z) = 0.277$$

IV.4.2.5. Coefficient d'exposition (Ce) :

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times (1 + 7 \times I_v(z)) = 12 \times 0,9442 \times (1 + 7 \times 0,227)$$

$$C_e(z) = 2,307$$

IV.4.2.6. Pression dynamique qp :

$$q_p(z) = q_{ref} \times C_e(z) = 37,5 \times 2,307 \quad \longrightarrow \quad q_p(z) = 86.125 \text{ daN/m}^2$$

IV.4.2.7. Coefficient de la pression extérieure Cpe :

Les valeurs de C_{pe} sont calculées selon le RNV99 version 2013 (§5.1.1.2) :

- si $S \leq 1 \text{ m}^2$ \longrightarrow $C_{pe} = C_{pe.1}$
- si $1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$ \longrightarrow $C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} + C_{pe.1}) \times \log_{10}(S)$
- si $S \geq 10 \text{ m}^2$ \longrightarrow $C_{pe} = C_{pe.10}$

Ce coefficient est calculé séparément pour les deux directions du vent (RNV 99 version 2013,2.1)

➤ Suivant la direction de V_1 et V_3 :

On a : $b = 45 \text{ m}$ $d = 25 \text{ m}$ $h = 24,3 \text{ m}$

- $e = \min [b ; 2h] = \min [45 ; 48,6] \longrightarrow e = 45 \text{ m} (> d)$

On divise les deux parois concernées en deux parties A' et B' (RNV99 version 2013, §5.1.2)

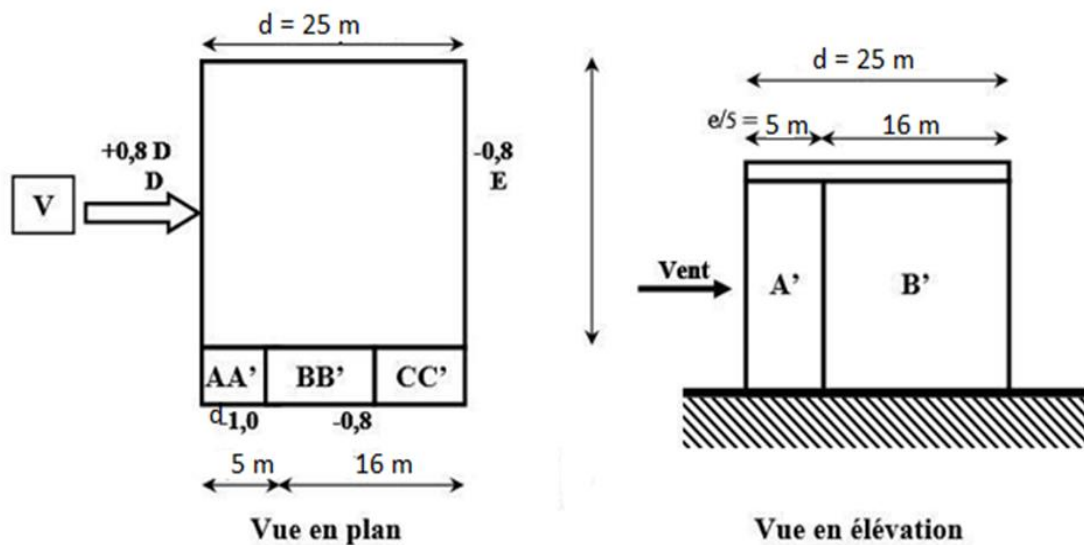


Figure IV.4. 5 : Division de la paroi verticale selon les directions du vent V_1 et V_3 .

- $S = b \times h = 45 \times 24,3 = 1093,5 \text{ m}^2 (> 10 \text{ m}^2)$

Selon le RNV 99 version 2013 (§ 5.1.1.2) $\longrightarrow C_{pe} = C_{pe.10}$

Les valeurs retenues du coefficient de la pression extérieure C_{pe} suivant les directions du vent V_1 et V_3 sont mentionnés au niveau du tableau ci-dessous

Tableau IV.4. 11 : C_{pe} pour les parois verticales du bâtiment (objet d'étude) suivant V_1/ V_3 .

A'	B'	D	E
$C_{pe 10}$	$C_{pe 10}$	$C_{pe 10}$	$C_{pe 10}$
- 1,0	- 0,8	+ 0,8	- 0,3

➤ Suivant la direction de V_2 et V_4 :

On a : $b = 25 \text{ m}$ $d = 45 \text{ m}$ $h = 24,3 \text{ m}$

- $e = \min [b ; 2h] = \min [25 ; 48,6] \longrightarrow e = 25 \text{ m} (< d)$

On divise les deux parois concernées en trois parties A, B et C (RNV99 version 2013, §5.1.2)

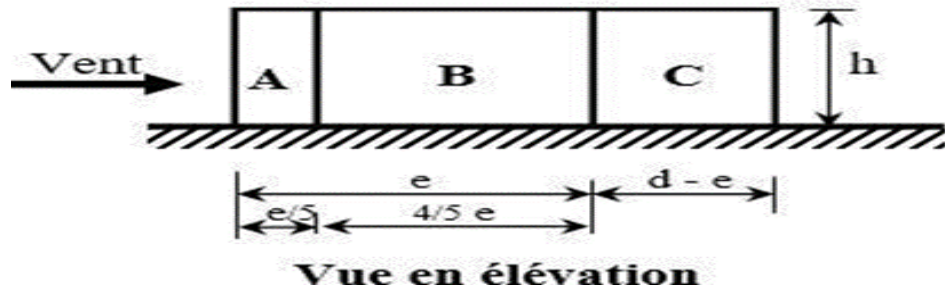


Figure IV.4. 6 : Division de la paroi verticale selon les directions du vent V2 et V4.

- $S = b \times h = 25 \times 24,3 = 607,5 \text{ m}^2 (> 10 \text{ m}^2)$

Selon le RNV 99 version 2013 (§ 5.1.1.2) $\longrightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$

Les valeurs retenues du coefficient de la pression extérieure C_{pe} suivant les directions du

*vent V1 et V3 sont mentionnés au niveau du tableau ci-dessous :

Tableau IV.4. 12 : C_{pe} pour les parois verticales du bâtiment (objet de l'étude) suivant V2 et V4

A'	B'	C	D	E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
- 1,0	- 0,8	- 0,5	+ 0,8	- 0,3

IV.4.2.8. Coefficient de la pression interne C_{pi} :

$$\mu = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de tous les ouvertures}} \quad (\text{RNV99 version 2013, §5.2.2.2})$$

Ce coefficient est lui aussi calculé séparément suivant les deux directions du vent (RNV 99version 2013, § 2.1)

➤ Suivant la direction de V1 et V3 :

On a : $b = 45 \text{ m}$ $d = 25 \text{ m}$ $h = 24,3 \text{ m}$

bâtiment	h/d= 0.972	Cpio	Cpio.5	Cpi1
		0.35	0.1	-0.49

➤ Suivant la direction de V2 et V4 :

On a : b = 25 m d = 45 m h = 24,3 m

bâtiment	h/d= 0.54	Cpio	Cpio.5	Cpi1
		0.35	0.12	-0.38

IV.4.2.9. Détermination du coefficient dynamique Cd :

Ce coefficient est donné en fonction de la relation suivante (RNV99 version 2013, §3.3) :

$$Cd = \frac{1 + 2 \times g \times Iv(z_e) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times Iv(z_e)}$$

Ce coefficient, est lui aussi calculé suivant les deux directions du vent.

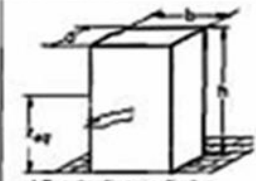
Paramètre	Forme analytique	Référence	Résultat	Résultat
$L_i(z_{eq})$	$L_i(z) = 300 \times \left(\frac{z}{200}\right)^e$	cf. § 3.3.1 formule 3.3a	82,93	82,93
Q^2	$Q^2 = \frac{1}{1+0,9 \times \left(\frac{(b+h)}{L_i(z_{eq})}\right)^{0,63}}$	cf. § 3.3.1 formule 3.2	0.869	0.893
$n_{1,x}$ (Hz)	$n_{1,x} = 46/h$	cf. § 3.3.4.2 formule 3.14	1.89	1.89
δ	$\delta = \delta_s + \delta_a$ avec $\delta_a = 0$	cf. § 3.3.2 formule 3.9 tableau 3.1	0.08	0.08
$V_m(z_{eq})$	$V_m(z) = C_t(z) \times C_1(z) \times V_{ref}$	cf. annexe 2	23.6	23.6
N_x	$N_x = \frac{n_{1,x} \times L_i(z_{eq})}{V_m(z_{eq})}$	cf. § 3.3.2 formule 3.6	6.64	6.64
R_N	$R_N = \frac{6,8 \times N_x}{(1+10,2 \times N_x)^{1/3}}$	cf. § 3.3.2 formule 3.5	0.039	0.039
η	$\eta_h = \frac{4,6 \times N_x \times h}{L_i(z_{eq})}$	cf. § 3.3.2 formule 3.8a Pour $h = 50$ m	8.94	8.94
	$\eta_b = \frac{4,6 \times N_x \times b}{L_i(z_{eq})}$	cf. § 3.3.2 formule 3.8b Pour $b = 25$ m	16.57	9.2
R_h	$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) \times \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_h})$	cf. § 3.3.2 formule 3.7a	0.10	0.10
R_b	$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) \times \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b})$	cf. § 3.3.2 formule 3.7b	0.057	0.103
R^2	$R^2 = \frac{\Pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$	cf. § 3.3.2 formule 3.4	0.014	0.026
v	$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0.08$	cf. § 3.3.3 formule 3.12	0.237	0.317
G	$\sqrt{2 \times \text{Ln}(600 \times v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \text{Ln}(600 \times v)}} \geq 3$	cf. § 3.3.3 formule 3.11	3.33	3.4
$I_v(z_{eq})$	$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \text{Ln}\left(\frac{z}{z_0}\right)}$ pour $z > z_{min}$	 <p>a) Constructions verticales, telles que à éléments, etc. $z_{eq} = 0.6h = 30$ m (Cf. 3.3 fig. 3.1) Pour I_v (Cf. § 2.4.6 formule 2.5a)</p>	0.227	0.227
C_s	$\frac{1+2 \times g \times I_v(z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1+7 \times I_v(z_{eq})}$	cf. § 3.3 formule 3.1	0.548	0.57
			Cd1	Cd2

Tableau IV.4. 13 : Valeurs des pressions du vent Fw1 (suivant V1 et V3)

Zone	Cd1	qp (N/m ²)	Cpe1	Cpi1	Cpe1 - Cpi1	FW1 (N/m ²)
A'	0,548	865.125	- 1,0	0,34	- 1,34	-635.28
B'	0,548		- 0,8	0,34	- 1,14	-540.46
D	0,548		+ 0,8	0,34	0,46	218.08
E	0,548		- 0,3	0,34	- 0,64	-303.42

Tableau IV.4. 14 : Valeurs des pressions du vent Fw1 (suivant V2 et V4)

Zone	Cd2	qp (N/m ²)	Cpe2	Cpi2	Cpe2 - Cpi2	FW2 (N/m ²)
A'	0,57	865.125	- 1,0	- 0,06	- 1,06	-522.7
B'	0,57		- 0,8	- 0,06	- 0,86	-424.08
C	0,57		- 0,5	- 0,06	- 0,56	-276.15
D	0,57		+ 0,8	- 0,06	0,74	364.90
E	0,57		- 0,3	- 0,06	- 0,36	-177.52

IV.5. Conclusion :

Au niveau de ce chapitre, nous avons procédé aux calculs des charges permanentes G et des surcharges d'exploitation Q agissant sur notre bâtiment en tenant compte de toutes les recommandations du règlement technique DTR B.C2.2. Nous avons ensuite effectué les calculs dus aux effets de la neige et du vent exercés sur notre bâtiment en prenant en considération tous les paramètres conformément au règlement neige et vent «RNV99 version 2013».

CHAPITRE V :

ETUDE DU PLANCHER MIXTE

V.1. INTRODUCTION :

Une dalle mixte consiste à associer deux matériaux pour qu'ils participent ensemble, par leur « collaboration », à la résistance à la flexion. Ces planchers associent une dalle de compression en béton armé à des bacs nervurés en acier galvanisé travaillant en traction comme une armature. Pour éviter le glissement entre les nervures du profil en acier et le béton, les parois latérales des bacs sont embouties ou crantées. Si elles sont en acier, les solives peuvent être rendues solidaires de la dalle en béton par l'intermédiaire de connecteurs soudés ou cloués pour constituer une poutre mixte. Une dalle collaborant peut aussi être posée sur des poutres simples (sans connecteurs).

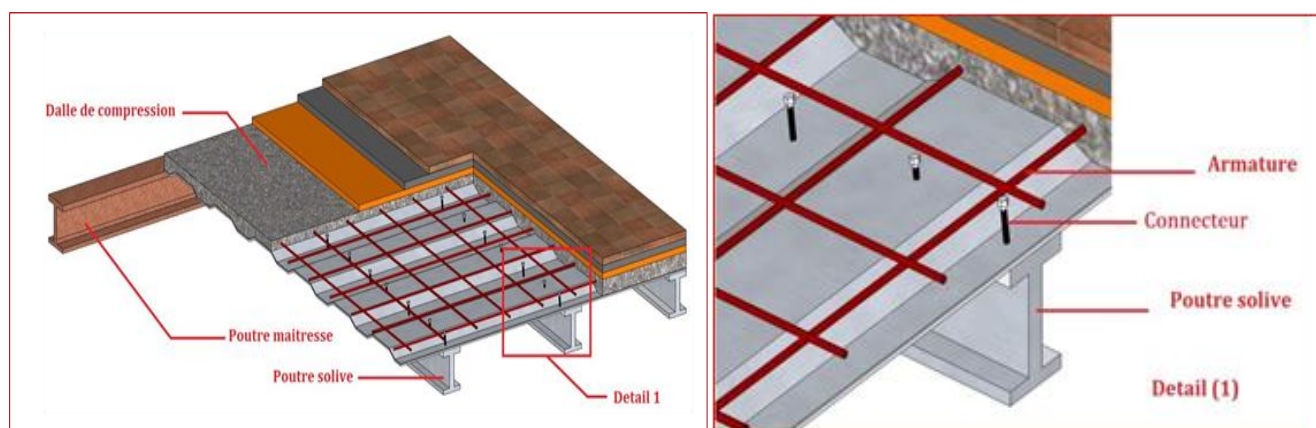


Figure V.1 1 : plancher mixte acier béton

V.2. Plancher RDC :

➤ **Méthode de calcul :**

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

V.2.1. Phase de construction:

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

- poids propre du profilé(IPE220)..... $g_p = 0.262$ KN/m.
- poids propre du la dalle $G_b = 0.12 \times 25 \times 1.5 = 4.5$ KN/ml
- poids de la tôle (cofraplus HB55)..... $G_T = 0.13 \times 1.5 = 0.195$ KN/ml
- surcharge de construction (ouvrier)..... $Q = 2.5 \times 1.5 = 3.75$ KN/ml

(L'entraxe entre les solives est de 1,5 m).

1) Combinaison de charge :

➤ E.L.U :

$$q_u = 1,35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1,35 (4.96) + 1.5 (3.75)$$

$$q_u = 12.32 \text{ KN/m.}$$

➤ E.L.S :

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

$$q_{ser} = 4.96 + 3.75$$

$$q_{ser} = 8.71 \text{ KN/m}$$

V.2.1.1. Vérification de la résistance (moment fléchissant) :

$$M_{sd} < M_{ply,rd} = \frac{w_{ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{12.32 \times 5^2}{8} = 38.5 \text{ KN. m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{w_{ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{285 \times 10^{-3}}{1.1} \times 275 = 71.25 \text{ KN. m}$$

$$M_{sd} < M_{ply,rd} \Rightarrow (\text{condition verifier})$$

V.2.1.2. Vérification au cisaillement :

La condition : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{12.32 \times 5}{2} = 30.8 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$$

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

$$A_v = 33.4 \times 10^2 - (2 \times 110 \times 9.2) + (5.9 + 2 \times 12) \times 9.2$$

$$A_v = 1591.08 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1591.08 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 229.652 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \quad \Rightarrow \text{(Condition vérifié)}$$

V.2.1.3. Vérification de la condition de flèche (ELS) :

$$F_{\max} \leq \bar{F} \text{ Avec } \bar{F} = L/250 \quad (\text{Plancher en général}).$$

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 8.71 \times 500^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 2771.8} = 1.21 \text{ cm} < 2 \text{ cm} \text{ (Condition vérifiée)}$$

V.2.2 Phase après la prise du béton :

- Cloison de répartition $e_p = 10 \text{ cm}$ 0.90 KN /m²
- Revêtement en carrelage (2 cm) 0.40 KN /m²
- Mortier de pose (2 cm) 0.40 KN /m²
- Isolation thermique (4 cm) 0.....16 KN /m²
- Poids de la dalle e_p (12cm) 0.30 KN /m²

- Cofraplus 55..... 0.13 KN /m²
- Faux plafond..... 0.10 KN /m²
- Poids de la solive..... 0.262 KN/m
- Surcharge de construction (ouvrier)..... Q = 2.5 × 1.5 = 3.75 KN/ml

2) Combinaison de charge :

➤ E.L U :

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

$$q_u = 1,35 (7.9) + 1.5 (3.75)$$

$$q_u = 16.29 \text{ KN/m.}$$

➤ E.L S :

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

$$q_{ser} = 7.9 + 3.75$$

$$q_{ser} = 11.65 \text{ KN/m}$$

V.2.2.1. Vérification de la résistance (moment fléchissant) :

$$M_{sd} < M_{ply,rd} = \frac{w_{ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{16.29 \times 5^2}{8} = 50.9 \text{ KN. m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{w_{ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{285.54 \times 10^{-3}}{1.1} \times 275 = 71.25 \text{ KN. m}$$

$$M_{sd} < M_{ply,rd} \Rightarrow (\text{condition verifier})$$

V.2.2.2 Vérification au cisaillement :

la condition $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{16.29 \times 5}{2} = 40.73 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$$

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

$$A_v = 33.4 \times 10^2 - (2 \times 110 \times 9.2) + (5.9 + 2 \times 12) \times 9.2$$

$$A_v = \mathbf{1591.08 \text{ mm}^2}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1591.08 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 229.652 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \quad \Rightarrow \text{(Condition vérifié)}$$

V.2.2.3. Vérification de la condition de flèche (ELS) :

$$F_{\max} \leq \bar{F} \text{ Avec} \quad \bar{F} = L/250 \quad \text{(Plancher en général).}$$

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 11.65 \times 500^4}{384 \times 2.110^6 \times 2771.8} = 1.63 \text{ cm} < 2 \text{ cm} \text{ (Condition vérifiée)}$$

3) Calcule de la section de béton

$$S = A + \frac{B}{n} \quad \text{avec } n=15$$

$$A = 33.4 \text{ cm}^2$$

$$B = e_{p\text{ dalle}} \times B_{\text{éffe}} = 12 \times 115 = 1380 \text{ cm}^2$$

4) Calcul de la distance de l'axe neutre plastique (Z) :

a) Résistance de la section d'acier

$$K = 2.34 > 1 \quad \text{donc :}$$

$$F_a = \frac{A_a \cdot F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{33.4 \times 275 \times 10^{-1}}{1.1} = 835 \text{ KN}$$

ETUDE DU PLANCHER MIXTE

$$F_b = \frac{0.85 \times hc \times bef \times fck}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 11.4 \times 115 \times 250}{1.5} = 1857.25 \text{ KN}$$

$F_b > F_a$ Donc l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton, d'où :

$$Z = \frac{A \cdot fy}{\gamma_{M0}} / \frac{0.85 \times bef \times fck}{\gamma_b}$$

$$Z = 5.12 \text{ cm}$$

➤ **ELS :**

$$F_{\max} \leq \bar{F} \text{ (Condition a vérifié)}$$

$$F_{\max} = \frac{5 q l^4}{384 EI}$$

$$F_{\max} = 1.62 \text{ cm} \text{ donc la condition est vérifiée.}$$

b) Calcul du moment d'inertie :

$$I_y = I_{A+} + A \times d^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{bef \times hc}{n} \times \left(\frac{t-h}{2} - d \right)^2$$

$$I_A = 2771.8 \text{ cm}^2 ; h_c = 11.4 \text{ cm}$$

$$I_B = \frac{bef \times hc^3}{12} = 14198.13$$

$$d = \left(\frac{bef \times hc}{n} \right) \left(r + \frac{h}{2} \right) / \left(A_a + \frac{bef \times hc}{n} \right)$$

$$I_y = 12977.78 \text{ cm}^4$$

$$F_{\max} = \frac{5 q l^4}{384 EI} = \frac{5 \times 11.65 \times 500^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 12977.78} = 0.34 \text{ cm}$$

$$f_{\max} \leq \bar{f} \quad \text{(Condition a vérifié)}$$

V.3. Planche Terrasse :

V.3.1. Avant la prise :

- Poids propre profilé IPE220 $g_p = 0.262 \text{ KN/m}$
- Poids propre de béton frais $G_b = 0.12 \times 22 = 2.64 \text{ KN/m}^2$

- Poids propre de la tôle $G = 0.13 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier) $Q_c = 1 \text{ KN/m}^2$ $Q_s = 0.508 \text{ KN/m}^2$

5) Combinaison :

➤ L'ELU :

$$Q_u = 1.35g_p + (1.35G_b + 1.35G_T + 1.5Q) \times 1.5$$

$$Q_u = 1.35 \times 0.262 + (1.35 \times 2.64 + 1.35 \times 0.13 + 1.5 \times 1.508) \times 1.5$$

$$Q_u = 9.36 \text{ KN/m}$$

➤ L'ELS :

$$Q_s = G + Q \rightarrow g_p + (G_b + G_t + Q) \times 1.5$$

$$Q_s = 6.68 \text{ KN/m}$$

V.3.1.1. Vérification de la résistance (moment fléchissant) :

$$M_{sd} < M_{ply,rd} = \frac{w_{ply}}{\gamma_{m_0}} \times f_y \quad M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{9.36 \times 5^2}{8} = 29.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{w_{ply}}{\gamma_{m_0}} \times f_y = \frac{285.54 \times 10^{-6}}{1.1} \times 275 \times 10^{-3} = 71.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{ply,rd} \Rightarrow \text{(condition verifier)}$$

V.3.1.2. Vérification au cisaillement :

la condition $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$A_v = 1591.08 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1591.08 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 229.652 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{9.36 \times 5}{2} = 23.4 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \Rightarrow \text{(condition verifier)}$$

V.3.1.3. Vérification de la condition de flèche (ELS) :

$$F_{\max} \leq \bar{F} \quad \bar{F} = \frac{500}{250} = 2\text{cm}$$

$$F_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$F_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 6.68 \times 500^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 2771.8} = 0.94\text{cm} < 2\text{cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

V.3.2. Apres la prise :

- Poids propre de profilé $g_p = 0.262 \text{ KN/m}$
- G Terrasse $= 6.56 \times 1.5 = 9.84 \text{ KN/m}$
- Q $= 1 \times 1.5 = 1.5 \text{ KN/ml}$

1. L'ELU :

$$Q_u = 1.35G + 1.5 \times Q = 1.35(G_p + G_T) + 1.5Q$$

$$Q_u = 1.35 \times 10.102 + 1.5 \times 1.5 \rightarrow Q_u = 15.88 \text{ KN/m}$$

2. L'ELS :

$$Q_s = G + Q \rightarrow Q_s = 11.602 \text{ KN/m}$$

V.3.2.1. Vérification de la résistance (moment fléchissant) :

$$M_{sd} < M_{ply,rd} = \frac{w_{ply}}{\gamma_{m_0}} \times f_y$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 49.625 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{w_{ply}}{\gamma_{m_0}} \times f_y = 71.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{ply,rd} \Rightarrow (\text{condition verifier})$$

V.3.2.2. Vérification au cisaillement :

$$\text{la condition } V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15.88 \times 5}{2} = 39.7 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$$

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

$$A_v = 33.4 \times 10^2 - (2 \times 110 \times 9.2) + (5.9 + 2 \times 12) \times 9.2$$

$$A_v = 1591.08 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1591.08 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 229.652 \text{ KN} \quad \text{On a } V_{sd} \leq V_{pl,rd} \quad \Rightarrow \text{(Condition vérifié)}$$

V.3.2.3. Vérification de la condition de flèche (ELS) :

$$F_{max} \leq \bar{F} \quad \text{Avec} \quad \bar{F} = L/250 \quad \text{(Plancher en général).}$$

$$F_{max} = \frac{5ql^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$F_{max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 11.602 \times 500^4}{384 \times 2.110^6 \times 2771.8} = 1.62 \text{ cm} < 2 \text{ cm} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

V.3.3. Calcul de la section mixte :

$$S = A + \frac{bef \times r}{n} = 33.4 + \frac{115 \times 12}{15} = 125.4 \text{ cm}^2$$

V.3.3.1. Position de centre de gravité de la section homogène :

$$d = \left(\frac{bef \times r}{n} \right) / \frac{r \times h}{2 \times s} = 12.47 \text{ cm}^2$$

$$V_i = \frac{h}{2} + d = \frac{22}{2} + 12.47 = 23.47 \text{ cm}$$

$$V_s = \frac{h}{2} + r - d = \frac{22}{2} + 12 - 12.47 = 10.53 \text{ cm}$$

V.3.3.2. Calcul de moment d'inertie :

$$I_y = I_{A+} + A \times d^2 + \frac{bef \times r^3}{12 \times n} + \frac{bef \times r}{n} \times \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I_y = 2771.8 + 33.4 \times 12.47^2 + \frac{115 \times 12^3}{12 \times 15} + \frac{115 \times 12}{15} \left(\frac{12+22}{2} - 12.47 \right)^2$$

$$I_y = 10957.45 \text{ cm}^4$$

V.3.3.3. Moment fléchissant maximal dans la section mixte :

$$M = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{15.88 \times 5^2}{8} = 49.63 \text{ KN.m}$$

1) Contraint dans la poutre d'acier

➤ Traction :

$$\sigma_{ai} = \frac{M}{I} V_i = \frac{49.63 \times 10^{-3}}{10957.47 \times 10^{-8}} \times 23.47 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{ai} = 106.3 \text{ MPA}$$

➤ Compression :

$$\sigma_{as} = \frac{M}{I} (V_s - t) \rightarrow \frac{49.63 \times 10^{-3}}{10957.47} \times (10.34 - 12) \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{as} = -7.52 \text{ MPA}$$

2) contraint dans le béton :

✓ Compression (fibre Sup) :

$$\sigma_{bs} = \frac{M \times V_s}{I \times n} = \frac{49.63}{10957.47 \times 15} \times 10.53 \times 10^3$$

$$\sigma_{bs} = 3.18 \text{ MPA}$$

✓ Compression (fibre inf.) :

$$\sigma_{bi} = \frac{M}{I_n} (V_s - t) = \frac{49.63}{10957.47} (10.53 - 12) \times 10^3$$

$$\sigma_{bi} = -0.44 \text{ MPA}$$

✓ Vérification a l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{V_{sd}}{T_w} \leq 0.58 F_y$$

$$V_{sd} = \frac{15.88 \times 5}{5} = 39.7 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{39.7 \times 10^{-3}}{0.59 \times 12.47 \times 10^{-4}} = 53.96 \text{ MPA} < 0.58 \times 275 = 159.5$$

(Condition vérifié)

✓ Vérification la flèche :

$$f_{\max} = \frac{5 \times 11.602 \times 500^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 10957.45} = 0.4$$

$$\bar{f} = \frac{L}{400} = \frac{500}{400} = 1.25$$

(Condition vérifiée)

3) Contraint additionnelle de retrait :

✓ Calcul des contraintes :

$$K = \frac{b \times t \times E \times \varepsilon \times \beta \times A}{(n \times I_a \times A) + (b \times t \times I_a) + (b \times t \times A \times \beta^2)}$$

$$\beta = \frac{h+t}{2} = \frac{22+12}{2} = 17 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{I_a}{A \times \beta} = \frac{10957.45}{33.4 \times 17} = 19 \text{ cm}$$

$$K = \frac{115 \times 12 \times 2.1 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-4} \times 17 \times 33.4}{(15 \times 10957.45 \times 33.4) + (115 \times 12 \times 10957.45) + (115 \times 12 \times 33.4 \times 17^2)}$$

$$K = 156.64 \text{ N.cm}^{-3} \rightarrow 0.157 \text{ N.mm}^{-3}$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{22}{2} + 19 = 30 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 30 + 12 = 42 \text{ cm}$$

$$E_a \times \varepsilon = 2.1 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-4} = 42 \text{ MPA}$$

4) Valeur des contraintes :

$$\sigma_{as} = K \times y_1 = 0.157 \times 300 = 47.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = K (h - y_1) = 0.157 (220 - 300) = -12.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - k \times y_1) = \frac{1}{15} (42 - 0.157 \times 300) = -0.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - k \times y_2) = \frac{1}{15} (42 - 0.157 \times 420) = -1.6 \text{ MPa}$$

5) Vérifications finale

$$\sigma_{as} = -7.52 + 47.1 = \mathbf{39.58 \text{ MPa}} \quad \left. \vphantom{\sigma_{as}} \right\} < f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = 106.3 - 12.56 = \mathbf{93.74 \text{ MPa}} \quad \left. \vphantom{\sigma_{ai}} \right\}$$

$$\sigma_{bi} = -7.52 - 1.6 = \mathbf{-9.12 \text{ MPa}} \quad \left. \vphantom{\sigma_{bi}} \right\} < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = -0.42 - 0.34 = \mathbf{0.78 \text{ MPa}} \quad \left. \vphantom{\sigma_b} \right\}$$

V.4. Ferrailage de la dalle :

Une dalle mixte est un élément de construction constitué d'une tôle d'acier profilée à froid, Recouverte de béton comportant un treillis d'armature. Une telle dalle repose sur la structure Porteuse du bâtiment composée de poutrelles métalliques.

Dans ce cas, il s'agit d'une dalle mixte nervurée qui porte sur un seul sens, les nervures sont Perpendiculaire aux solives.

- ✓ Largueur $L_x=1$ m
- ✓ Longueur $L_y=7.5$ m
- ✓ Epaisseur $e=10$ m

V.4.1. Le rapport de dimension :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1}{7.5} = 0.13 < 0.47$$

On néglige la flexion longitudinale. Donc la flexion est suivant la petite dimension L_x .

V.4.2. Charges et surcharges :

- poids propre du béton $G_b = 0.1 \times 25 = 2.5 \text{KN/m}^2$
- poids propre du mur (cloisan+platre) ... $G_T = 1.2 + 0.2 = 1.4 \text{KN/m}^2$
- Carrelage + mortier de pose+ lit de sable sec $G_c = 0.6+0.4+0.27 = 1.27 \text{KN/m}^2$
 - $G_T = 5.17 \text{KN/m}^2$
- surcharge de construction (ouvrier)..... $Q = 2.5 = 2.5 \text{KN/m}^2$

V.4.3. Combinaisons des charges :

$$\text{ELU: } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.17 + 1.5 \times 2.5 = 10.73 \text{KN/m}^2$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 5.17+2.5 = 7.67 \text{KN/m}^2$$

On prendra le moment :

- En appui : $M_a = 0.5M_0$
- En travée : $M_t = 0.75M_0$

Avec M_0 est le moment isostatique tel que :

$$M_0 = \frac{q_u \times L_x^2}{8} = \frac{10.73 \times 1^2}{8} = 1.341 \text{ Kn.m} \quad \text{Ce qui donne :}$$

$$M_a = 0.5 \times 1.341 = \mathbf{0.67 \text{ KN.m}}$$

$$M_t = 0.75 \times 1.341 = \mathbf{1.006 \text{ KN.m}}$$

Alors on a 2 sections à calculer l'une au niveau de travée et l'autre au niveau de l'appui.

V.5. Détermination de la section d'armatures :

a. 1^{er} Section (Travée) :

$$M_t = 1.006 \text{ KN.m}$$

$$b = 1 \text{ m} \quad ; \quad d = 0.1 \text{ m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.006 \times 10^6}{1000 \times 100^2 \times 14.17} = 0.007 < 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.009$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 9.96 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{1.006 \times 10^6}{99.6 \times 348} = 0.29 \text{ cm}^2$$

b. 2^{ème} section (appui):

$$M_a = 0.67 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.67 \times 10^6}{1000 \times 100^2 \times 14.17} = 0.005 < 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.006$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 9.98 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{0.67 \times 10^6}{99.8 \times 348} = 0.19 \text{ cm}^2$$

V.5.1. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1000 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 1.207 \text{ cm}^2$$

Dans les deux cas la section d'armature trouvée est faible et la condition de non Fragilité est déterminante.

Le tableau des sections des barres nous donne :

$$A_s = A_{\min} = 4\text{HA6} = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm}$$

V.5.2. Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1.13}{4} = 0.28 \text{ cm}^2$$

Donc pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treille soudé $\emptyset 6$ dont les dimensions des mailles sont égales à **20cm** dans les deux sens.

V.6. Dimensionnement de la connexion :

La connexion entre la dalle en béton et la poutrelle métallique est la justification même de la construction mixte, cette connexion est réalisée par des moyens de liaison appelés connecteurs, qui ont pour but d'empêcher le glissement relatif entre les deux éléments à assembler ainsi que leur séparation (le soulèvement de la dalle). Selon le comportement et la résistance de la connexion, l'interaction peut être différente

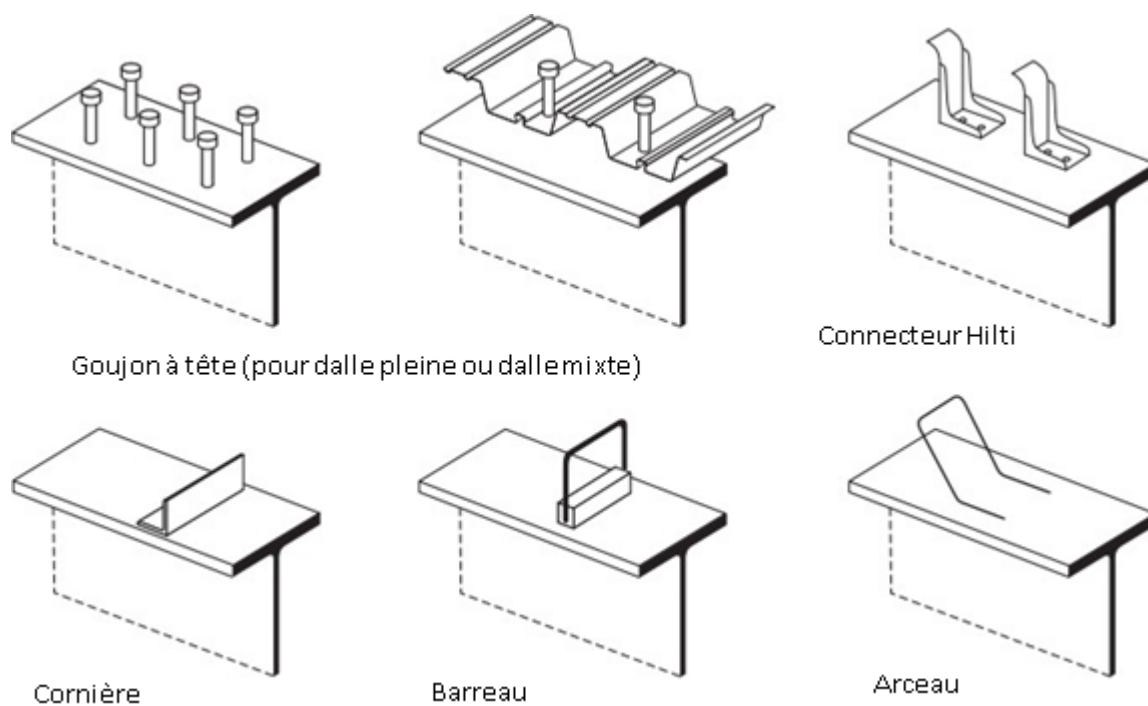


Figure V.5. 2 : différents types de la connexion acier béton.

V.6.1. Calcul des goujons connecteurs :

V.6.2. Choix de connecteurs :

V.6.2.1. Les caractéristiques des connecteurs choisis sont les suivantes :

- Diamètre du fût goujon $d = 16\text{mm}$
- Hauteur hors-tout du goujon $h = 80\text{mm}$
- La résistance ultime en traction spécifiée du Matériau du goujon $F_u = 430\text{MPa}$
- La limite d'élasticité $f_y = 275\text{MPa}$

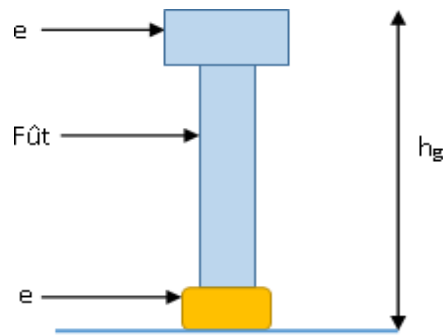


Figure V.5. 3: schéma d'un goujon.

V.6.3. Résistance au cisaillement :

La résistance ultime au cisaillement des goujons soudés dépend du mode de rupture de la connexion, soit l'écrasement du béton autour du goujon, soit la rupture de la tige du goujon.

En supposant une connexion complète, le calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur est donnée par :

$$p_{rd} = \min(p_{rd1}; p_{rd2})$$

$$p_{rd1} = 0.8 \cdot \frac{f_u}{\gamma_v} \left(\frac{\pi d^2}{4} \right)$$

p_{rd1} : Effort résistant au cisaillement de goujon lui-même.

γ_v : Coefficient partiel de sécurité = 1.25

$$P_{rd1} = 0.8 \cdot \frac{f_y}{\gamma_v} \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) = 0.8 \cdot \frac{430}{1.25} \left(\frac{\pi(16^2)}{4} \right) = 55.332 \text{ KN}$$

$$P_{rd2} = 0.29 \times a \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{c28} \times E_{cm}}}{\gamma_v}$$

p_{rd2} : Effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon.

a : Facteur de correction en fonction de (h/d) .

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{16} = 5 > 4 \quad \rightarrow a = 1 \quad (\text{Auro code 4})$$

$$E_{cm} = \left[\frac{22 \cdot f_{cm}}{10} \right]^{0.3} = \left[\frac{22 \times 2.56}{10} \right]^{0.3} = 1.7 \text{ Mpa}$$

$$P_{rd2} = 0.29 \times a \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{c28}} \times \sqrt{E_{cm}}}{\gamma_v} = \frac{0.29 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{25} \times \sqrt{30.5 \times 10^3}}{1.25}$$

$$P_{rd2} = 51.861 \text{ KN}$$

$$P_{rd} = \min(p_{rd1}; p_{rd2}) = \min(55.332 \text{ KN}; 51.861 \text{ KN})$$

$$P_{rd} = 51.861 \text{ KN}$$

V.6.3.1. L'effort total de cisaillement longitudinales est donné par :

$$V = f_{cf} = \min\left[\frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_{m0}}; \frac{0.85 \cdot A_c \cdot f_{ck}}{\gamma_b}\right]$$

En désignant par :

A_a : l'aire de l'élément structural en acier.

A_c : l'aire de la section efficace de béton

$$V = f_{cf} = \min\left[\frac{33.4 \times 275 \times 10^2}{1.1}; \frac{0.85 \times 10^5 \times 25}{1.5}\right]$$

$$V = f_{cf} = \min[835 \text{ KN}; 1416.66 \text{ KN}]$$

$$V = f_{cf} = 835 \text{ KN}$$

V.6.4. Le nombre de goujon nécessaire pour obtenir une connexion de longueur critique d'interface :

$$N = \frac{f_{cf}}{p_{rd}} = \frac{835}{51.861} = 16.1 \approx 16$$

V.6.4.1. L'espacement des goujons :

$$S = \frac{l_{cr}}{N} \text{ avec } l_{cr} = \frac{l}{2} = \frac{600}{2} = 300 \text{ cm}$$

$$S = \frac{l_{cr}}{N} = \frac{300}{16} = 18.75 \text{ cm}$$

V.7. Conclusion

Nous avons procédé au niveau de ce chapitre aux vérifications nécessaires de la résistance du plancher mixte selon les deux phases : la phase de construction et la phase finale. Nous avons aussi quantifié les connecteurs à prévoir.

Chapitre VI

Etude des Eléments Secondaires

VI.1. Introduction :

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant, composée de :

- ❖ Palier: est un espace plat et spatial qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- ❖ Volée: est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- ❖ Limon: est un élément incliné supportant les marches, et aussi appelé crémaillère, pour les limons on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer en U dont l'âme sera verticale.
- ❖ Garde-corps: Il est utilisé pour assurer la sécurité.
- ❖ Giron: largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.

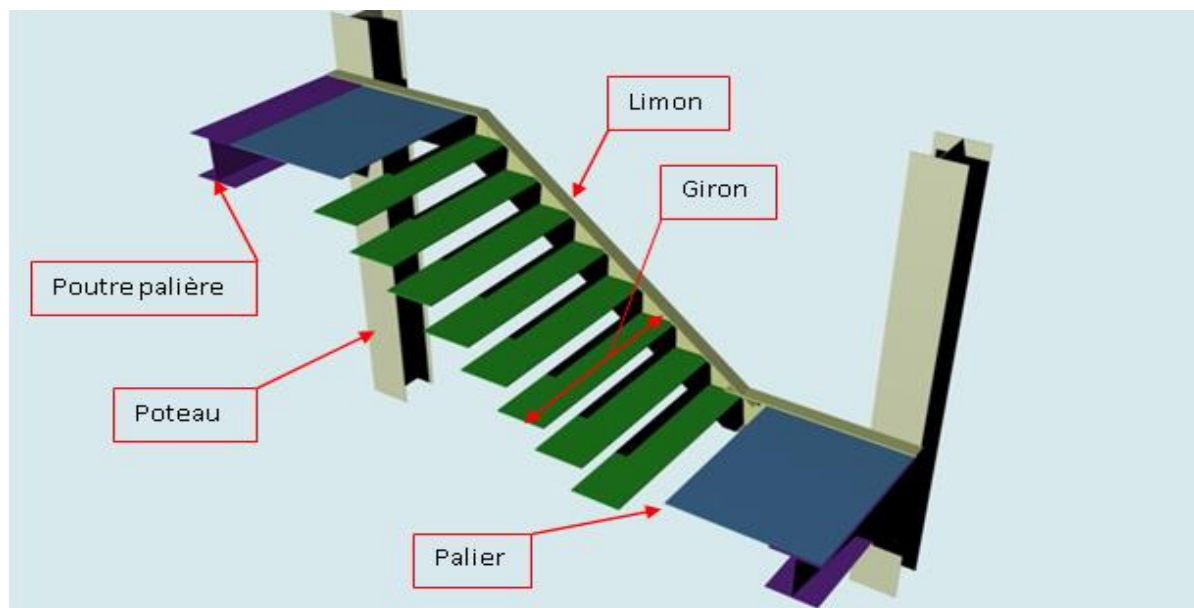


Figure VI.1. 1 : vue d'un escalier

VI.2. Pré-dimensionnement des marches :

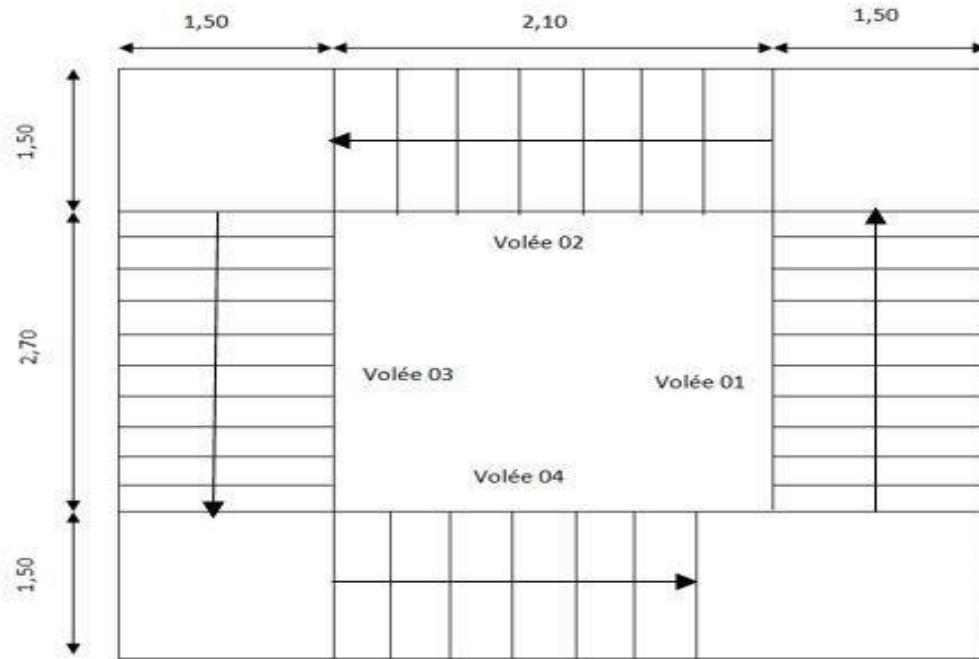


Figure VI.2 2 : Vue des escaliers dans plan

- ✓ Contre marche.....h = 16 cm.
- ✓ Largeur de la marche.....G = 30 cm.
- ✓ Hauteur d'étage.....H=6.00 m.

❖ $n = \frac{6.00}{0,17} = 35.29 \text{ cm} \rightarrow n=35 \text{ contre marche} + 1 \text{ contre marche de } 5 \text{ cm}$

- ✓ Nombre de marche.....m = n - 1 = 36 - 4 = 32
- 1. er volée = 11 contre marche → 10 marches
- 2. éme volée = 8 contre marche → 7 marches
- 3. eme volée = 10 contre marche → 5 marches
- 4. eme volée = 7 contre marche → 6 marches

VI.2.1. Vérification de la relation de Blondel :

On doit vérifier que : $60 \leq G + 2h \leq 64 \text{ cm}$

$$60 \leq 30 + (2 \times 17) \leq 64 \text{ cm}$$

$$30 + (2 \times 17) = 64 \text{ cm}$$



Condition vérifiée

Alors : $\tan \alpha = \frac{1.75}{2.73} \Rightarrow \alpha = 32.66^\circ$

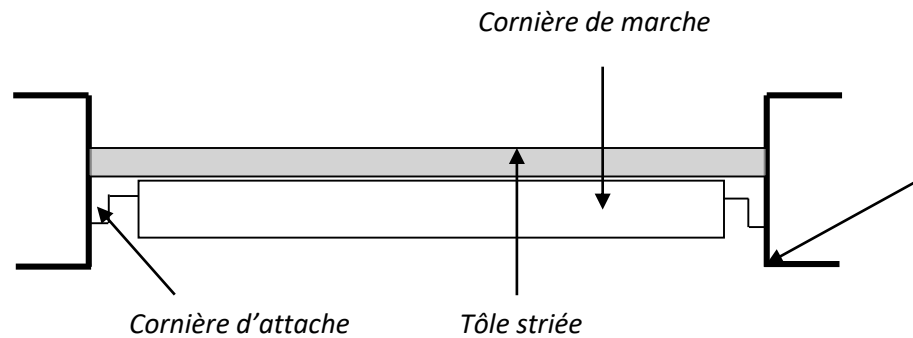


Figure VI.2. 3 : conception d'une marche

VI.3. Dimensionnement des éléments porteurs :

VI.3.1. Supports de marche :

- Longueur de la marche 1.5 m
- Largeur de la marche0.3m

✓ Evaluation des charges et surcharge :

a. Charge permanente :

- Support de marche0.08 KN/m
- Tôle d'épaisseur 5 mm0.4 KN /m²
- Mortier de pose0.4 KN /m²
- Revêtement carrelage0.4 KN /m²

$$G = (0.4+0.4+0.4) \times 0.3+0.08 = 0.44 \text{ KN /m}$$

b. Charge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \times 0.3 = 0.75 \text{ KN/m}$$

VI.3.2. Pré - dimensionnement des supports de marche :

➤ Condition de la flèche :

$$f = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{L}{300} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times 300q l^3}{384 \times E} = \frac{5 \times 300 \times 119 \times 1.5^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 7.47 \text{ cm}^4$$

Donc on prendre une cornière **L45 × 45 × 5** ($I = 7.84 \text{ cm}^4$)

➤ Vérification à ELU :

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.719 \text{ KN /m}$$

$$M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{1.17 \times 1.5^2}{8} = 0.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1.91 \times 2.75}{1.10} = 0.975 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 0.48 < M_{rd} = 0.975 \text{ KN.m}$$

➡ **Condition vérifiée**

➤ Effort tranche :

$$V_{rd} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{1.719 \times 1.5}{2} = 1.29 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{W_{ely} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{4.3 \times 275 \times 10^{-1}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 62.07 \text{ KN}$$

$$V_{rd} = 1.29 \text{ KN} < V_{sd} = 62.07 \text{ KN} \quad \text{➡ (condition vérifiée)}$$

➤ Vérification a ELS :

$$F_{\max} \leq \bar{f}$$

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 119 \times 150^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 7.47} = 0.5 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{300} = \frac{150}{300} = 0.5 \text{ cm} \quad \text{➡ (Condition vérifiée)}$$

La cornière 45×45×5 est adopté comme support des marches.

VI.3.3. Prés-dimensionnement de limon :

✓ Evaluation des charges :

➤ Paillasse :

a. Charges permanentes :

- Cornière 45*45*5 2.95 Kg/m =0.0297 KN/m
- Tôle d'épaisseur 5 mm 0.4 KN/m²
- Mortier de pose 0.4 KN/m²
- Revêtement 0.4 KN/m²
- Garde-corps 1 KN/m

$$GT = (0.4 + 0.4 + 0.4) \times 1.5 + 1 + 0.0297$$

$$GT = 2.83 \text{ KN/m}$$

$$G = GT / 2 = 2.83 / 2 = 1.415 \text{ KN/m}$$

b. Charge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \times 1.5 = 3.75 \text{ KN/m}$$

➤ Palier :

a. Charges permanentes :

- Dalle en béton (e=12mm) :..... 3KN/m²
- Cofraplus 55:..... 0.13 KN/m²
- Mortier de pose :..... 0.4 KN/m²
- Revêtements carrelage :..... 0.4KN/m²
- Charge pour un seul limon :

$$G = (3 + 0.13 + 0.4 + 0.4) \times 1.5 / 2 = 2.94 \text{ KN/m}$$

b. Charge d'exploitation :

$$Q=2.5 \times 1,5=3.75 \text{ KN/m} \times \text{Charge totale pour 1 limon} : Q=3.75/2=1.875 \text{ KN/m}$$

VI.4. Calcul de la charge équivalente :

On peut exprimer les différentes charges par une charge équivalente.

➤ Charges permanentes :

$$G_{eq} = \frac{1.415 \times 2.73 + 2.95 \times 1.65}{2.73 + 1.65} = 1.99 \text{ KN/m}$$

$$G_{eq}=1.99\text{KN/m}$$

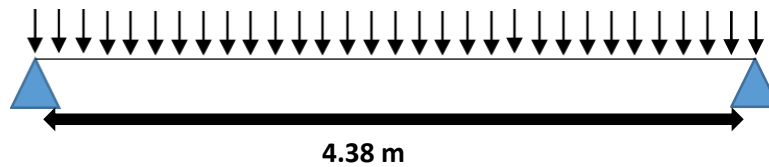


Figure VI.3. 4: charge équivalente (G)

➤ Charge d'exploitation :

$$Q_{eq} = 1.875 \text{ KN/m}$$

$$Q_{eq} = 1.875\text{KN/m}$$

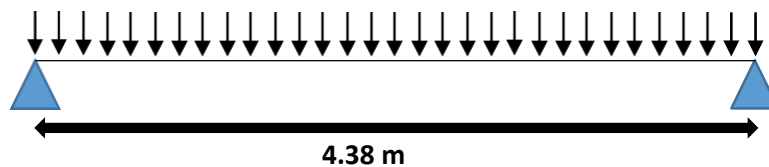


Figure 5: charge équivalente(Q)

VI.5. Prés-dimensionnement des limons :

➤ Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{max} \leq f$. Pour une poutre bi articulée :

$$f = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{L}{250} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times 250q l^3}{384 \times E} = \frac{5 \times 250 \times 1.99 \times 4.38^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 259.2 \text{ cm}^4$$

On adopte UPN 120 I= 364 cm⁴

Avec les conditions de construction on adopte un **UPN140**

UPN	H	b	Tw	Tf	R	p	A	d	Wply	Iz	It
140	140	60	7	10	10	16	20.4	98	103	62.7	6.68

VI.5.1. Vérification a l'ELU :

1).La classe de la section :

➤ Semelle comprimée :

[Eurocode 3 → b = c Page 140]. $\frac{c}{Tf} < 10\varepsilon$

$$\frac{c}{Tf} = \frac{45}{10} = 4.5 < 9.2$$



Condition vérifiée

Donc la semelle est de classe I

➤ L'âme fléchie :

$$\frac{d}{Tw} = \frac{98}{7} = 14 < 72 \times \varepsilon = 72 \times 0.92 = 66.24$$



Condition vérifiée

Donc l'âme est de classe I

→Donc UPN140 est de classe I

VI.5.2. Vérification de l'effort tranchant :

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

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{5.715 \times 4.38}{2} = 12.52 \text{ KN}$$

$$A_v = A - 2b \times T_f + (T_w + 2r) \times t_f$$

$$A_v = 1150 - 2 \times 45 \times 8 + (6 + 2 \times 8) \times 8 = 556 \text{ mm}^2$$

$$V_{rd} = \frac{A_v \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{556 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} = 80.25 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 12.52 \text{ KN} < V_{rd} = 80.25 \text{ KN}$  Condition vérifiée

VI.5.3. Vérification moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{5.715 \times 4.38^2}{8} = 13.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{103 \times 275 \times 10^{-3}}{1.10} = 25.75 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{rd}$  Condition vérifiée

VI.5.4. Vérification au déversement :

$$M_{sd} \leq M_{rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_{Wx} W_{Pl, y} x f_y}{\gamma_{M0}}$$

➤ Calcul du moment critique au déversement :

$$M_{cr} = c_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

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

$\nu = 0.3$ (Coefficients de poinçonnement)

$K = 1 \Rightarrow$ bi-articulé

$$C_1 = 1.132$$

$$G = \frac{2.1 \times 10^6}{2(1+0.3)} = 807692.31 \text{ Mpa}$$

$$I_w = \frac{(h-t_f)^2}{4} \times I_z = \frac{(80-8)^2}{4} \times 62.7 \times 10^4$$

$$I_w = 81259.2 \times 10^4 \text{ mm}^6$$

$$M_{cr} = 1.132 \frac{3.14^2 \times 210000 \times 62.7 \times 10}{4.23^2} \left(\sqrt{\frac{81259.2}{62.7} + \frac{4.23^2 \times 807692.31 \times 5.68}{62.7 \times \pi^2 \times 210000}} \right)$$

$$M_{cr} = 6. \times 10^{10} \text{ N. mm}$$

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot W_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{(\pi)^2 \times 210000 \times 103 \times 10^3}{6.53 \times 10^{10}}} = 1.81$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \cdot (\beta_A)^{0.5} \Rightarrow \lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \times 0.92 = 86.39$$

$\beta_A = 1 \Rightarrow$ classe 1

$$\bar{\lambda} = \frac{3.32}{86.388} \times (1)^{0.5} = 0.021$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{160}{65} = 2.46 > 1.2 \\ t_f = 10.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha = 0.21 \text{ (courbe a (tableau 55.8 CCM97))}$$

$$X = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \lambda^2)^{0.5}}$$

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5[1 + 0.21(0.038 - 0.2) + 0.038^2] = 0.481$$

$$X = \frac{1}{0.481 + (0.481^2 - 0.05^2)^{0.5}} = 1$$

$$M_{plrd} = X \times \beta_A \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma m_0} = 1 \times 1 \times 103 \times 10^2 \times \frac{275}{1.1} = 25.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 4.5 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 25.75 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \text{(condition verifier)}$$

Le profilé UPN140 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification le moment fléchissant et la vérification au cisaillement et la vérification au déversement.

VI.6. Etude de la poutre palière :

VI.6.1. Détermination des réactions du limon sur la poutre palière :

➤ **L'ELU :**

$$R = (1.35G_{eq} + 1.5Q_{eq}) L/2 \rightarrow (1.35 \times 1.99 + 1.5 \times 1.875) \times 4.38/2$$

$$R = 12.04 \text{ KN}$$

➤ **L'ELS :**

$$R = (G_{eq} + Q_{eq}) L/2 \rightarrow (1.99 + 1.875) \times 4.38/2$$

$$R = 8.46 \text{ KN}$$

➤ **La charge du mur :**

$$(G_{mur} = 2.76 \times 1.75 = 4.83 \text{ KN/m})$$

➤ **Charge équivalente :**

➤ **L'ELU :**

$$\frac{4 \times R}{5} + 1.35G_{mur} = \frac{4 \times 12.04}{5} + 1.35 \times 4.83 = 16.15 \text{ KN/m}$$

➤ **L'ELS :**

$$\frac{4 \times R}{5} + G_{mur} = \frac{4 \times 8.46}{5} + 4.83 = 11.598 \text{ KN/m}$$

VI.6.2. Pré dimensionnement de la poutre palière :

➤ Condition de la flèche :

$$f_{\max} \leq \bar{f} \quad \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{L}{250} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times 250q l^3}{384 \times E} = \frac{5 \times 250 \times 11.598 \times 500^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} \\ = 2247.26 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 2247.26 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{On adopte IPE 220 } I_y = 2771.8 \text{ cm}^4$$

Profilé	H	B	Tw	Tf	R	P	A	Wply	Wely	Iz
IPE220	220	110	5.9	9.2	12	26.2	33.4	285.4	252	204.81

➤ Vérification de la flèche :

Nous allons ajouter le poids propre du profilé choisi :

$$P = 26.2 \text{ Kg/m} = 0.262 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{ELS}} = q + p = 11.598 + 0.262 = 11.86 \text{ KN/m}$$

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$\frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 11.86 \times 500^4}{384 \times 21000000 \times 2771.8} = 1.66 \text{ cm} < 2 \text{ cm}$$



(Condition vérifiée)

➤ Vérification de moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$q_u = 16.15 + (1.35 \times 0.262) = 16.5 \text{ kn/m}$$

$$q_u = 16.5 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{16.5 \times 5^2}{8} = 51.563 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{w_{ply}}{\gamma_{m_0}} \times f_y = \frac{285.4 \times 10^{-3}}{1.1} \times 275 = 71.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{ply,rd} \quad \longrightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

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

La condition : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{16.5 \times 5}{2} = 41.25 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m_0} \times \sqrt{3}}$$

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

$$A_v = 33.4 \times 10^2 - (2 \times 110 \times 9.2) + (5.9 + 2 \times 12) \times 9.2$$

$$A_v = 1591.08 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1591.08 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 229.65 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

➤ **Vérification déversement :**

poutre paliere (IPE220):

$$M_{cr} = c_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

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

$\nu = 0.3$ (Coefficient de poinçonnement)

$K = 1 \Rightarrow$ bi – articulé

$$C_1 = 1.132$$

$$G = \frac{210000}{2(1+0.3)} = 80769.23 \text{ Mpa}$$

$$I_w = \frac{(h-t_f)^2}{4} \times I_z = \frac{(220-9.2)^2}{4} \times 204.81 \times 10^4$$

$$I_w = 2275267.0596 \times 10^4 \text{mm}^6$$

$$M_{cr} = 1.132 \frac{\pi^2 \times 210000 \times 204.81 \times 10}{5^2} \left(\sqrt{\frac{2275267.0596}{204.81} + \frac{5000^2 \times 80769.23 \times 9.07}{204.81 \times \pi^2 \times 210000}} \right)$$

$$M_{cr} = 2.39 \times 10^{11} \text{N.m}$$

$$\lambda_{It} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot W_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times 210000 \times 285.4 \times 10^3}{2.39 \times 10^{11}}} = 4.97$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \cdot (\beta_A)^{0.5} \quad \Rightarrow \quad \lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \times 0.92 = 86.388$$

$$\beta_A = 1 \Rightarrow \text{classe 1}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{4.97}{86.388} \times (1)^{0.5} = 0.058$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{220}{110} = 2 > 1.2 \\ t_f = 9.2 \text{mm} < 40 \text{mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha = 0.21 \text{ (courbe C (tableau 55.8))}$$

$$X = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}}$$

$$\phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5 [1 + 0.21(0.058 - 0.2) + 0.058^2] = 0.487$$

$$X = \frac{1}{0.487 + (0.487^2 - 0.058^2)^{0.5}} = 1.04$$

$$M_{plrd} = X \times \beta_A \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m_0}} = 1.04 \times 1 \times 285.4 \times \frac{275}{1.1} = 74.204 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 51.563 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 74.204 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

Le profilé IPE220 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance, moment fléchissant, au cisaillement et au déversement.

VI.7. Dimensionnement de l'acrotère :

VI.7.1. Introduction :

L'acrotère est assimilé à une console encadrée au niveau du plancher terrasse, il a une hauteur $h=60$ cm, et une épaisseur $e=10$ cm. cette section est sollicitée sous l'effort normal N dû à son

pois propre. la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'élément est exposé aux intempéries

VI.7.2. Evaluation des sollicitations :

La surface de l'acrotère est :

$$S = (0.02 \times 0.1) / 2 + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.069 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$P = (0.069 \times 2500) = 1.725 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{ACROTÈRE}} = 2.085 \text{ KN/ml}$$

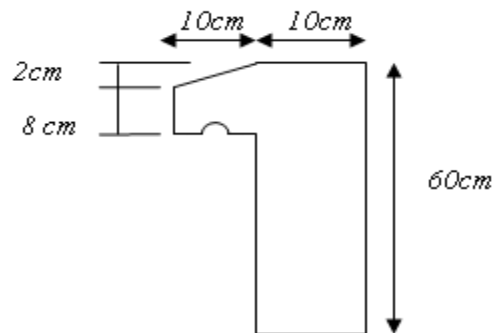


Figure VI.7. 6 : schéma de l'Acrotère

Le calcul de l'acrotère se fera pour une bande de 1 ml sollicité à la flexion composée qui est due à l'effort normal (poids propre de l'acrotère) et à un moment fléchissant.

$$M = M_{\max}[M(P), M(Q)]$$

Avec :

- $M (Fp)$: Le moment fléchissant dû à l'effort horizontal accidentel.
- $M (Q)$: Le moment fléchissant dû à l'effort de la main courante (q) qui est une surcharge d'exploitation.

- ✓ Le poids propre : $G = 1.725 \text{ KN/ml}$
- ✓ Charge d'exploitation : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

VI.7.2.1. Calcul de l'effort normal (F_p):

Article 6.2.3 (RPA2003)

La force horizontale dans les éléments se conduit donnée par la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

- ❖ A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **tableau (4.1) RPA2003** pour la zone et groupe d'usage appropriés.
- ❖ Zone IIa et groupe d'usage 2 $\Rightarrow A = 0,20$
- ❖ C_p : facteur de force horizontal donné par le **tableau (6.1 RPA 2003)** : $C_p = 0,8$
- ❖ W_p : poids de l'élément considéré

$$F_p = 4 \times 0,20 \times 0,8 \times 1,725 = 1,10 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 1,10 \text{ KN/ml}$$

VI.7.2.2. Calcul des sollicitations :

$$M(F_p) = F_p \times h = 1,10 \times 0,6 = 0,66 \text{ KN.m}$$

$$M(Q) = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$M = M_{max}[M(P), M(Q)] = 0,66 \text{ KN.m}$$

$$M = 0,66 \text{ KN.m}$$

➤ Combinaison des charges :

$$\text{➤ à l'ELS } \begin{cases} N_s = G = 1,725 \text{ KN} \\ M_s = M = 0,66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\triangleright \text{ à l'ELU } \begin{cases} N_U = 1.35 G = 2.33 \text{ KN} \\ M_U = 1.5 M = 0.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le calcul se fera en flexion composée avec une section de $(100 \times 10) \text{ cm}^2$

Les données :

- Acier Fe 400
- $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1.5$
- $\gamma_s = 1.15$
- $F_{t28} = 0.6 + 0.06F_{c28} = 0.6 + (0.06 \times 25) = 2.1 \text{ MPa}$

VI.7.3. Calcul du ferrailage:

❖ **Position du centre de pression:** calcul d'excentricité

$$e_{0U} = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0.99}{2.33} = 0.424 \text{ m}$$

Pris en compte forfaitairement des effets de second ordre en flexion-compression à l'ELU :

$$\text{On a : } e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ cm} \\ \frac{l}{250} \text{ excentricité accidentelle.} \end{array} \right.$$

Avec l : longueur libre de la pièce.

$$\text{Donc : } e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ cm} \\ \frac{60}{250} \end{array} \right. = 2 \text{ cm}$$

$$\text{On a aussi : } e_1 = \frac{\sum \gamma_j M_{jG0}}{\sum \gamma_i N_i} + e_a = \frac{0.99}{2.33} + 0.02 = 0.444 \text{ m excentricité du 1}^{\text{er}} \text{ ordre à l'ELU}$$

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$$

Avec l_f : longueur de flambement.

$$\text{Donc : } \frac{l_f}{h} = \frac{1.2}{0.1} = 12 \leq \text{Max} \left\{ \frac{20 e_1}{h} = \frac{20 \times 0.87}{0.1} = 88.8 \right.$$

Donc on doit fait le calcul en flexion composée pour les sollicitations ultimes.

$$\text{Avec : } N_U = \sum \gamma_i N_i$$

$$\text{Et : } M_{UG0} = N_U (e_1 + e_2) = N_U e_0$$

$$\text{Avec : } e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 h} [2 + \alpha \cdot \varphi]$$

Tel que : $\varphi = 2$ et pour notre cas : $\alpha = 0$

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 h} \times 2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} \times 2 = 0.0086 \text{ m}$$

$$e_0 = (e_1 + e_2) = (0.444 + 0.0086) = 0.45 \text{ m} > \frac{h}{6}$$

$$M_{UG0} = N_U e_0 = 2.33 \times 0.45 = 1.05 \text{ KN.m}$$

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.45 + \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.48 \text{ m}$$

$$M_{UA} = N_U \times e_A = 2.33 \times 0.48 = 1.12 \text{ KN.m}$$

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.66}{1.725} = 0.38 \text{ m}$$

$$e_{1ser} = e_{0ser} + e_a = \frac{1.32}{1.725} + 0.02 = 0.40 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 h} \times 2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} \times 2 = 0.0086 \text{ m}$$

$$e_{0ser} = (e_{1ser} + e_2) = (0.40 + 0.0086) = 0.4086 \text{ m} > \frac{h}{6}$$

$$M_{SG0} = N_S e_0 = 1.725 \times 0.4086 = 0.70 \text{ KN.m}$$

$$e_{Aser} = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.4086 + \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.4386 \text{ m}$$

$$M_{SerA} = N_S \times e_{Aser} = 1.725 \times 0.83 = 0.76 \text{ KN.m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone limitée par les armatures et l'effort normal étant un effort de compression, Donc la section est partiellement comprimée

❖ **Armature en flexion simple :**

➤ **Effort de compression :** $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\gamma_b \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = \mathbf{14.17 \text{ MPa}}$

➤ **Moment réduit :** $\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{1.12 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.17} = \mathbf{0.01}$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.01}$$

On a l'acier fe400: $10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{C28} - 3050$

Avec : $\gamma = \frac{M_{UA}}{M_{SerA}} = 1.47$

Donc $\mu_{lu} = 10^{-4}((3440 \times 1.47) + (49 \times 25) - 3050) = \mathbf{0.3298}$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.0125} < \mu_{lu} = \mathbf{0.3298} \Rightarrow \text{pas d'armature comprimé (A' = 0)}$$

$$\mu_{bu} < \mathbf{0.275} \Rightarrow \text{Méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.08(1 - (0.6 \times 0.0125)) = 0.079 \text{ m}$$

$$\mathbf{Z_b = 0.079 \text{ m}}$$

On a: $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$

$$A_U = \frac{M_U}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{2.12}{0.079 \times 348} \times 10 = 0.04 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité:** (L'article A-4.2.1/BAEL 91)

On a : $\mu_{bu} < 0.03$ donc on doit vérifier

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b_0 d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 1 \times 0.08 \times 10^4 = 0.966 \text{ cm}^2$$

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_U < A_{min} \quad \text{On prendre} \quad A_U = 0.966 \text{ cm}^2$$

Armature en flexion composée:

$$\begin{cases} A' = A' \\ A = A - \frac{N_u}{\sigma_{se}} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{se} = 0.9(13f_{c28} + 415) - 9\gamma f_{c28} = 0.9((13 \times 25) + 415) - (9 \times 1.49 \times 25)$$

$$\sigma_{se} = 330.89 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} A' = A' = 0 \\ A_S = A - \frac{N_u}{\sigma_{se}} = 0.966 - \frac{2.33}{330.89} = 0.96 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Donc on prendre : $A = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ espacement ($e=25\text{cm}$).

➤ **Armature de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.5 \leq A_r \leq 1 \Rightarrow A_r = 1$$

Soit donc : $A_{rep} = 4 HA 8 = 2.01 \text{ cm}^2$ espacement ($e = 20 \text{ cm}$)

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

➤ **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad , \quad K = \frac{M_{ser}}{I}$$

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

I: Moment d'inertie

➤ Position de l'axe neutre :

$$by^2 + 30(A + A')y - 30(dA + d'A') = 0$$

$$100y^2 + 30(2.01)y - 30(8 \times 2.01) = 0$$

$$\Delta = 196596.09$$

$$y = 1.92 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(d' - y)^2]$$

$$I = \frac{100 \times 1.92^3}{3} + 15[2.01(8 - 1.92)^2] = 1350.46 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{1.43 \times 10^5}{1350.46} = 105.59$$

$$\sigma_{bc} = 105.59 \times 0.0192 = 2.03 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification des contraintes dans l'acier :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2f_e}{3} = \frac{2 \times 400}{3} = 266.67 \text{ MPa} \\ 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} = 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} = 202 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{1.43 \times 10^5}{1350.46} (0.08 - 0.0192) = 96.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 96.30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ Dessin de ferrailage :

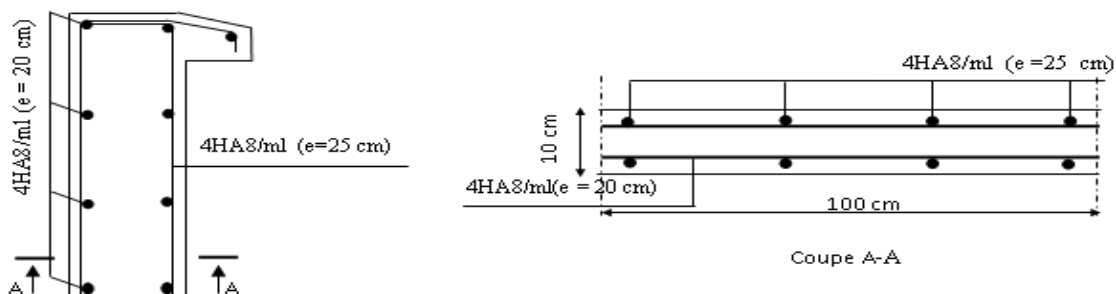


Figure VI.7. 7: schéma de ferrailage de l'acrotère

Chapitre VII :

Etude Sismique

VII.1. Introduction :

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes qui se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations.

Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans la structure.

L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptibles de solliciter la structure.

VII.2. Classification de l'ouvrage par le RPA99 version 2003 :

Selon le RPA 99 version 2003, notre bâtiment revêt les caractéristiques suivantes :

- Il est situé dans une zone de sismicité moyenne II à (§ 3.1).
- Il est classé dans le groupe 2 : bâtiment à usage administratif considéré un ouvrage courant

Ou d'importance moyenne). (§ 3.2).

- Il est situé dans un site de catégorie S3 : site meuble selon rapport géotechnique) (§ 3.3.1).

VII.3. Principe de la méthode modale spectrale :

On peut utiliser la méthode spectrale pour tous les cas. Le principe consiste à déterminer des modes propres de vibrations dans la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, qui sera représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure.

VII.4. Analyse dynamique de la structure :

L'étude dynamique d'une structure permet de déterminer les caractéristiques dynamiques Propres. Ces dernières sont obtenues en considérant le comportement de la structure en

vibration libre non amortie, qui permettra de calculer les efforts et les déplacements maximums Lors d'un séisme.

VII.4.1. Spectre de réponse de calcul :

Selon le RPA 99 version 2003 (§ 4.3.3), l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

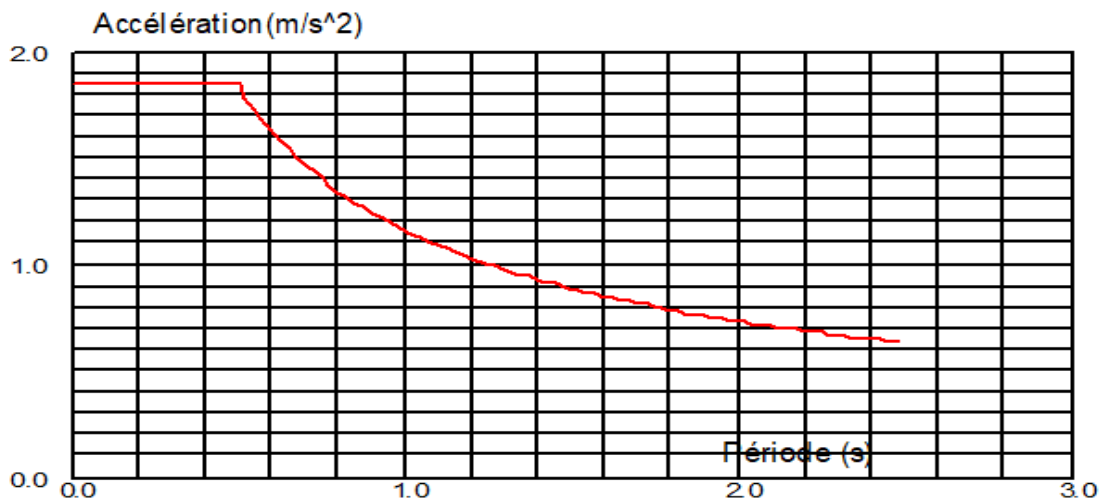


Figure VII.4. 1: Spectres de réponse suivant le sens longitudinal et transversal X-X et Y-Y

VII.4.2. Calcul de la force sismique totale :

Selon le RPA 99 version 2003 (§ 4.2.3), la force sismique totale V qui s'applique à la base de La structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales

Selon la formule : $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

Etude Sismique

- A : coefficient d'accélération de zone, fonction de la zone sismique et du groupe d'usage

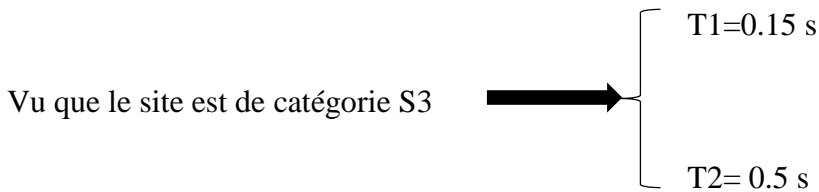
du bâtiment (RPA 99 version 2003, § 4.2.3, tableau 4.1).

- Zone II a } A=0.2
- Groupe d'usage 2 }

- D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon RPA 99 version 2003, § 4.2.3.

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

- **T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (RPA 99 version 2003, §4.2.3, tableau 4.7).



- η : Facteur de correction d'amortissement (RPA 99 version 2003, § 4.2.3).

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

- ξ : (%) pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, (RPA 99 version 2003, § 4.2.3, tableau 4.2).

- 1. Portique en acier } $\xi = 5\%$ donc : $\eta = 1$
- 2. Remplissage dense }

- T : période fondamentale de la structure..... $T = Ct \times hn^{3/4}$ (RPA 99 version 2003, § 4.2.4)

Etude Sismique

- H_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). $hN = 23,7$ m
- C_t : coefficient, fonction du système de contreventement (palées triangulées) et du type de remplissage (maçonnerie). Selon le RPA 99 version 2003 (§ 4.2.4, tableau 4.6)

$$\rightarrow C_t = 0.05 \quad T = 0.05 \times 23.7^{3/4} = \mathbf{0.537} \text{ s} \text{ Soit } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

La valeur du facteur d'amplification dynamique moyen D est donc :

$$D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.5 \times 1 \times \left(\frac{0.5}{0.537}\right)^{2/3} = \mathbf{2.38}$$

NB : Cette valeur est la même suivant les deux directions ($D = D_x = D_y$)

- **R** : coefficient, de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement (RPA 99 version 2003, § 4.2.3, tableau 4.3).
- **Q** : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance et la géométrie des éléments de la structure, de la régularité en plan et en élévation et de la qualité du contrôle de la construction (RPA 99 version 2003, § 4.2.3).

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

- **P_q** : pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) « est satisfait ou non ». Sa valeur est donnée à partir du RPA 99 version 2003, § 4.2.3, tableau 4.4).

Tableau VII.4. 1 : Valeur de la pénalité P_q selon le critère de qualité suivant les deux sens.

Critère de qualité	Valeur de P _q	
	P _{qx}	P _{qy}
1. Condition minimale de files de cv	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0.05	0
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de qualités matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de qualité de l'exécution	0.1	0.1
Total	0.2	0.2

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

- **W** : poids total de la structure. Il est calculé par le logiciel ROBOT $W = \sum W_i$
- **W_i** : poids de la structure calculé à chaque niveau (i) $W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$
- **W_{Gi}** : poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes solidaires à la structure
- **W_{Qi}** : poids dû aux surcharges d'exploitation.

β: Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la surcharge d'exploitation, (RPA 99 version 2003, § 4.2.3, tableau 4.5). → $\beta = 0,20$

VII.4.3. Vérifications des résultats obtenus :

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

Tableau VII.4. 2 : Synthèse des valeurs

Paramètres	Valeurs
A	0.15
D	2.38
Q	1.2
R	3
W (KN)	32588.94
V _T (KN)	4653.70

→ Les valeurs de V trouvées après calculs, doivent satisfaire la condition : $V_t \geq 0,8 V$
V_T: Résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales.

- **V** : résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.
- Si $V_t < 0,8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0,8.V / V_t$.

Or d'après les résultats du logiciel ROBOT, on a :

Etude Sismique

- $F_1 = V_{tx} = 4176.79 \text{ KN}$

$V = 4653.70 \times 0.8 = 3722.96 < V_{Tx} = 4176.79 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

- $F_2 = V_{ty} = 4176.79$

$V = 4653.70 \times 0.8 = 3722.96 < V_{Ty} = 4250.42 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Résultat sont données par le tableau suivant :**

	Wi (KN)	Hi (m)	Wi×hi	F_K (KN)	V_K	M_K
4 eme	4328.93	23.7	102595.64	1051.72	1051.72	4732.72
3 eme	6841.52	19.2	131357.18	1346.56	2398.28	15285.15
2 eme	6919.84	14.8	102413.63	1049.86	3448.14	30456.97
1 eme	6957.07	10.4	72353.53	741.71	4189.85	48892.31
RDC	7541.58	6	45249.48	463.86	4653.70	76814.52
Somme Wi×hi			453969.46			

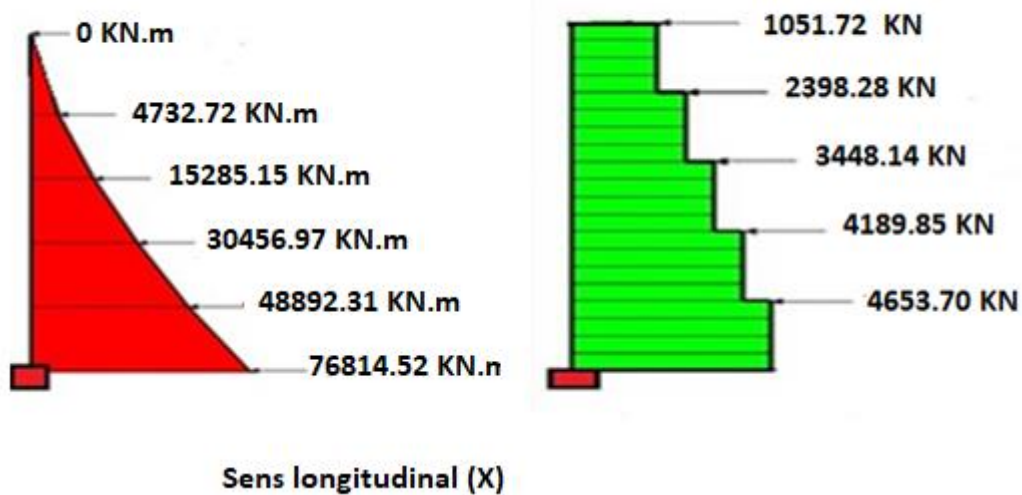


Figure VII.4. 2 :Diagramme des efforts tranchants et des moments

VII.4.4. Nombre de modes de vibrations à considérer : (Rigide)

Tableau VII.4. 3 : Période et Pourcentage de participation de masse

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
14/ 1	0,52	0,00	87,32	0,0	0,00	87,32	0,0
14/ 2	0,50	82,59	87,32	0,0	82,59	0,00	0,0
14/ 3	0,30	82,78	87,32	0,0	0,19	0,00	0,0
14/ 4	0,21	82,78	97,23	0,0	0,00	9,92	0,0
14/ 5	0,18	97,54	97,23	0,0	14,76	0,00	0,0

A partir de ce tableau, on remarque que le taux de participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du mode 5, suffisants pour représenter un très bon comportement de la structure.

VII.4.5. Période fondamentale de la structure :

Selon le RPA version 2003 § 4.2.4, la valeur recalculée de la période doit satisfaire la condition :

$$T_{Md} \leq 1,3 T$$

$$T = 0,537 \text{ s} \quad \text{soit} \quad 1,3 T = 0,6981 \text{ s}$$

Or d'après les résultats du logiciel ROBOT, on a : $T_{Md1} = 0,52 \text{ s}$

VII.4.6. Déplacements latéraux inter-étages :

Article 4.3.4 RPA2003

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement, dans notre cas $R=4$ suivant x-x et $R=3$ suivant y-y

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k - 1" est égal à :

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

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à l'article 5.10 du RPA2003, c'est à dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Tableau VII.4. 4 : Résultats des déplacements latéraux inter-étages

- Sens X_X :

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
15/ 1	1,1	0,0	1,1	0,0	0,00	0,00	1,1	0,0	0,0	0,0
15/ 2	2,1	0,0	0,9	0,0	0,00	0,00	2,1	0,1	1,1	0,0
15/ 3	3,1	0,1	1,0	0,0	0,00	0,00	3,1	0,1	2,0	0,0
15/ 4	4,1	0,1	1,0	0,0	0,00	0,00	4,1	0,1	3,1	0,0
15/ 5	5,0	0,1	0,9	0,0	0,00	0,00	5,0	0,2	4,1	0,0

- Sens Y_Y :

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
16/ 1	0,0	1,6	0,0	1,6	0,00	0,00	0,0	1,7	0,0	0,0
16/ 2	0,0	2,5	0,0	1,0	0,00	0,00	0,0	2,7	0,0	1,6
16/ 3	0,0	3,4	0,0	0,9	0,00	0,00	0,0	3,6	0,0	2,5
16/ 4	0,0	4,2	0,0	0,8	0,00	0,00	0,0	4,5	0,0	3,4
16/ 5	0,0	5,3	0,0	1,1	0,00	0,00	0,0	5,3	0,0	4,2

Tableau VII.4. 5 : Résultats des déplacements sens x-x

Niveau	Déplacement δ_{ek}	R	δ_k	Δ_k	Déplacement Admis $0.01 \times H$ (cm)	Observation
4 eme	5	3	15	2.7	4.5	C.V
3 eme	4.1	3	12.3	3	4.4	C.V
2 eme	3.1	3	9.3	3	4.4	C.V
1 er	2.1	3	6.3	3	4.4	C.V
RDC	1.1	3	3.3	3.3	6	C.V

Tableau VII.4. 6 : Résultats des déplacements sens Y-Y

Niveau	Déplacement δ_{ek}	R	δ_k	Δ_k	Déplacement Admis $0.01 \times H$ (cm)	Observation
4 eme	5.3	3	15.9	3.3	4.5	C.V
3 eme	4.2	3	12.6	2.4	4.4	C.V
2 eme	3.4	3	10.2	2.7	4.4	C.V
1 er	2.5	3	7.5	2.7	4.4	C.V
RDC	1.6	3	4.8	4.8	6	C.V

VII.4.6.1 Justification vis à vis de l'effet P-Δ :

Article 5.9 RPA 2003

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi}) \quad \text{(Voir paragraphe 4.2.3 du RPA2003 calcul de W)}$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k" :
$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : Hauteur de l'étage « k »

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° ordre par le facteur $1 / (1 - \theta_k)$.

• **Sens X_X :**

Niveaux	δ_k (m)	Δ_k (m)	P_x (KN)	$\Delta_k \times P_x$ (KN)	V_x (KN)	He (m)	$V_x.he$ (KN.m)	θ_x	Obs
4 eme	0.15	0.027	4328.93	116.88	876.43	4.5	3943.94	0.03	C.V
3 eme	0.123	0.03	6841.52	205.25	1998.56	4.4	8793.66	0.02	C.V
2 eme	0.093	0.03	6919.84	207.6	2873.44	4.4	12643.14	0.016	C.V
1 er	0.063	0.03	6957.07	208.71	3491.53	4.4	15362.73	0.014	C.V
RDC	0.033	0.033	7541.58	248.87	3878.08	6	23268.48	0.011	C.V

• **Sens Y_Y :**

Niveaux	δ_k (m)	Δ_k (m)	P_y (KN)	$\Delta_k \times P_y$ (KN)	V_y (KN)	He (m)	$V_y.he$ (KN.m)	θ_y	Obs
4 eme	0.159	0.033	4328.93	142.85	876.43	4.5	3943.94	0.036	C.V
3 eme	0.126	0.024	6841.52	164.2	1998.56	4.4	8793.66	0.019	C.V
2 eme	0.102	0.027	6919.84	186.74	2873.44	4.4	12643.14	0.015	C.V
1 er	0.075	0.027	6957.07	187.84	3491.53	4.4	15362.73	0.012	C.V
RDC	0.048	0.048	7541.58	361.99	3878.08	6	23268.48	0.016	C.V

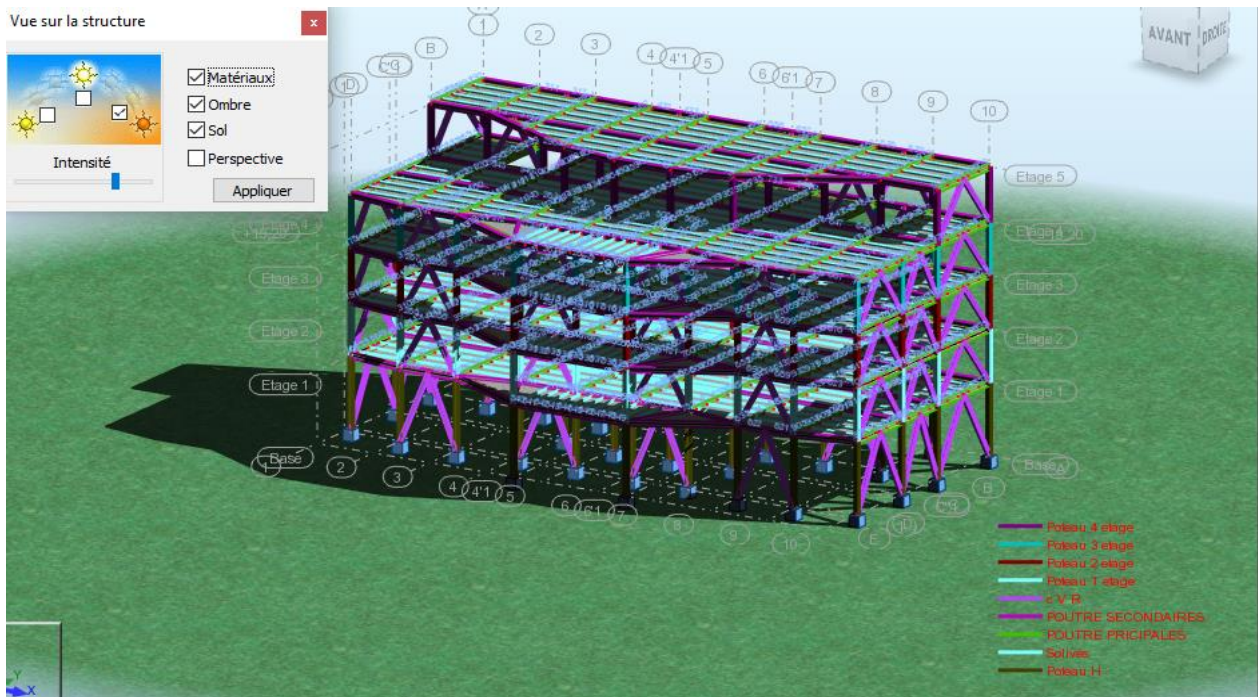


Figure VII.4. 3 : la structure en 3D

VII.4.7. Les réponses modales de la structure :

Les déformations de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants sont :

- **Premier mode :**

Ces 1^{ère} mode de vibration montre la translation de la structure selon l'axe (x-x)

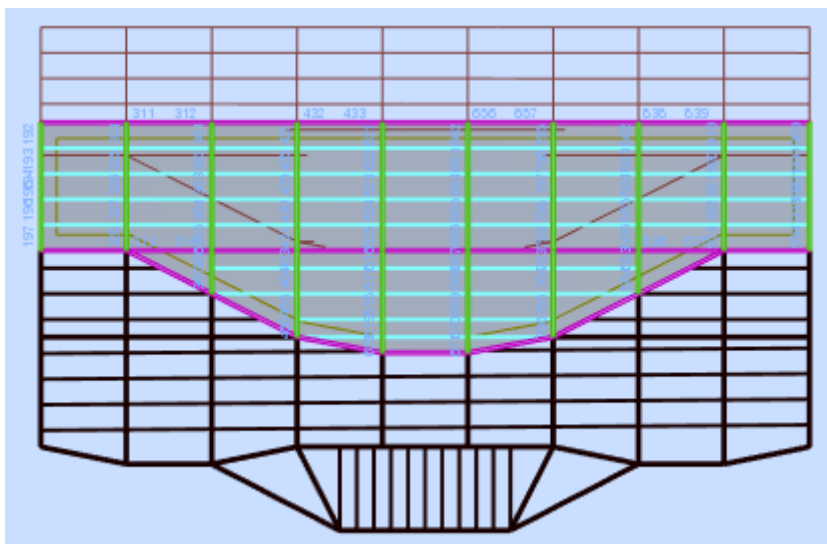


Figure VII.4. 4 : Mode de vibration 1

- **Deuxième mode :**

Ce 2^{ème} mode de vibration montre la translation de la structure selon l'axe (y-y)

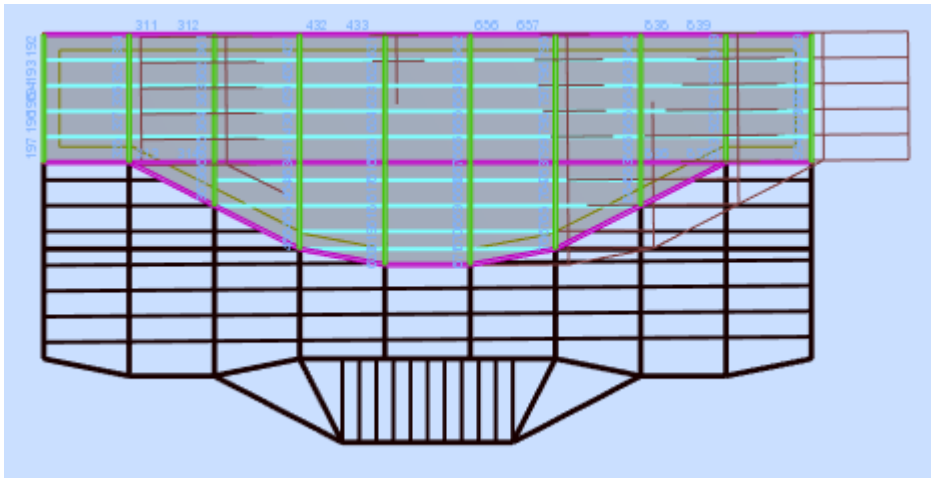


Figure VII.4. 5 : Mode de vibration 2

- **Troisième mode :**

Ce 3^{ème} mode de vibration montre la rotation de la structure selon l'axe (z-z)

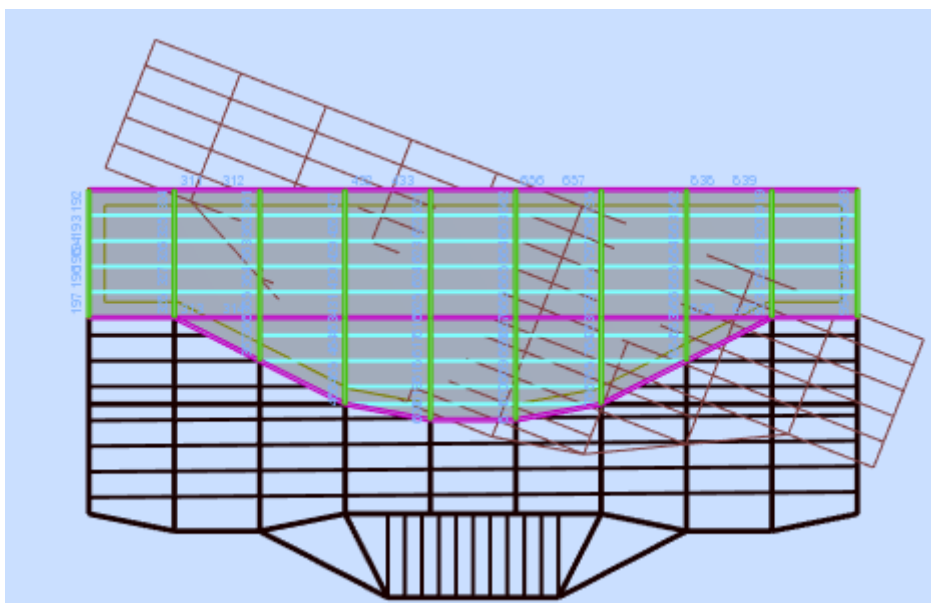


Figure VII.4. 6 : Mode de vibration 3

VII.5 Vérification de l'ossature :

Introduction :

Le but de tous calculs de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature.

La vérification de l'ossature nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, sismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées. Le calcul ce fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles ils pourraient être soumis durant toute leur période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres,...) elles servent également au calcul des assemblages. Ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$\mathbf{G + Q \pm E} \qquad \mathbf{(5-1) RPA}$$

$$\mathbf{0.8 G \pm E} \qquad \mathbf{(5-2) RPA}$$

VII.5.1. Vérification des poteaux :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(v _x)	Cas (vx)	Ratio(vy)	Cas (vy)
1832 Poteau_183	HEA 360	ACIER E28	14.45	29.60	0.14	1 G	0.35	15 Sismique RPA 99	0.31	16 Sismique RPA 99
1831 Poteau_183	HEA 360	ACIER E28	14.45	29.60	0.14	1 G	0.35	15 Sismique RPA 99	0.31	16 Sismique RPA 99
1836 Poteau_183	HEA 360	ACIER E28	14.45	29.60	0.36	1 G	0.35	15 Sismique RPA 99	0.31	16 Sismique RPA 99
1837 Poteau_183	HEA 360	ACIER E28	14.45	29.60	0.36	1 G	0.35	15 Sismique RPA 99	0.31	16 Sismique RPA 99

VII.5.2. Vérification des poutres principales :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(uy)	Cas (uy)
1458 POUTRE PR	IPE 550	ACIER E28	26.85	134.69	0.38	1 G	0.00	1*2
1455 POUTRE PR	IPE 550	ACIER E28	26.85	134.69	0.38	1 G	0.00	1*2
89	IPE 550	ACIER E28	26.85	134.69	0.37	1 G	0.00	1*2
1280 POUTRE PR	IPE 550	ACIER E28	26.85	134.69	0.37	1 G	0.00	1*2
86	IPE 550	ACIER E28	26.85	134.69	0.37	1 G	0.00	1*2
1514 POUTRE PR	IPE 550	ACIER E28	22.69	113.81	0.37	1 G	0.00	1*2
1277 POUTRE PR	IPE 550	ACIER E28	26.85	134.69	0.37	1 G	0.00	1*2
1102 POUTRE PR	IPE 550	ACIER E28	26.85	134.69	0.37	1 G	0.00	1*2

VII.5.3. Vérification des poutres secondaires :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas	Ratio(uy)	Cas (uy)
1619 POUTRE SE	OK IPE 500	ACIER E28	24.48	116.12	0.66	1 G	0.00	1*2
1617 POUTRE SE	OK IPE 500	ACIER E28	24.48	116.12	0.66	1 G	0.00	1*2
72	OK IPE 500	ACIER E28	24.48	116.12	0.43	1 G	0.00	1*2
70	OK IPE 500	ACIER E28	24.48	116.12	0.43	1 G	0.00	1*2
1085 POUTRE SE	OK IPE 500	ACIER E28	24.48	116.12	0.41	1 G	0.00	1*2
1083 POUTRE SE	OK IPE 500	ACIER E28	24.48	116.12	0.41	1 G	0.00	1*2
1441 POUTRE SE	OK IPE 500	ACIER E28	24.48	116.12	0.39	1 G	0.00	1*2
1439 POUTRE SE	OK IPE 500	ACIER E28	24.48	116.12	0.39	1 G	0.00	1*2

VII.5.4. Vérification des poutres solives :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas	Ratio(uz)	Cas (uz)
1667 Solives_16	OK IPE 220	ACIER E28	54.86	201.78	0.23	1 G	0.05	13 G+Q
1651 Solives_16	OK IPE 220	ACIER E28	54.86	201.78	0.23	1 G	0.05	13 G+Q
1701 Solives_17	OK IPE 220	ACIER E28	54.86	201.78	0.23	1 G	0.07	13 G+Q
1695 Solives_16	OK IPE 220	ACIER E28	54.86	201.78	0.23	1 G	0.07	13 G+Q
2047 Solives_20	OK IPE 220	ACIER E28	54.86	201.78	0.21	1 G	0.04	13 G+Q
2045 Solives_20	OK IPE 220	ACIER E28	54.86	201.78	0.21	1 G	0.04	13 G+Q
1578 Solives_15	OK IPE 220	ACIER E28	53.76	197.75	0.20	1 G	0.34	13 G+Q
1653 Solives_16	OK IPE 220	ACIER E28	54.86	201.78	0.19	1 G	0.12	13 G+Q

VII.6. Nombre de modes de vibrations à considérer : (semi-rigide)

Tableau VII.6. 7 : Période et Pourcentage de participation de masse

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
14/ 1	0,72	1,40	0,00	61,01	0,0	0,00	61,01	0,0
14/ 2	1,03	0,97	71,15	61,01	0,0	71,15	0,00	0,0
14/ 3	1,52	0,66	72,08	61,01	0,0	0,93	0,00	0,0
14/ 4	1,87	0,53	72,08	73,78	0,0	0,00	12,77	0,0
14/ 5	2,42	0,41	78,47	73,78	0,0	6,39	0,00	0,0
14/ 6	3,64	0,27	84,63	73,78	0,0	6,16	0,00	0,0
14/ 7	3,88	0,26	84,63	92,36	0,0	0,00	18,59	0,0
14/ 8	4,76	0,21	87,40	92,36	0,0	2,78	0,00	0,0
14/ 9	6,32	0,16	90,74	92,37	0,0	3,34	0,00	0,0

Tableau VII.6. 8 : Résultats des déplacements latéraux inter-étages

- Sens X-X

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
15/ 1	0,7	0,1	0,7	0,1	0,00	0,00	0,8	0,1	0,0	0,0
15/ 2	3,9	0,3	3,2	0,2	0,01	0,00	4,1	0,6	0,7	0,0
15/ 3	7,0	0,5	3,0	0,3	0,01	0,00	7,4	1,1	3,8	0,0
15/ 4	9,3	0,8	2,3	0,3	0,01	0,00	10,0	1,6	6,6	0,0
15/ 5	11,8	2,0	2,4	1,2	0,01	0,00	13,1	4,3	8,7	0,2

- Sens Y-Y

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
16/ 1	0,0	0,8	0,0	0,8	0,00	0,00	0,0	1,0	0,0	0,0
16/ 2	0,0	3,9	0,0	3,2	0,00	0,01	0,0	3,9	0,0	0,7
16/ 3	0,0	8,4	0,0	4,5	0,00	0,01	0,0	8,4	0,0	3,9
16/ 4	0,0	13,4	0,0	4,9	0,00	0,01	0,0	13,4	0,0	8,4
16/ 5	0,0	21,2	0,0	7,9	0,00	0,02	0,0	21,3	0,0	13,4

VII.7. Nombre de modes de vibrations à considérer : (articulé)

Tableau VII.7. 9 : Période et Pourcentage de participation de masse

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]
14/ 1	0,52	1,94	0,00	63,63	0,0
14/ 2	0,96	1,04	66,48	63,63	0,0
14/ 3	1,22	0,82	71,48	63,63	0,0
14/ 4	1,60	0,62	71,48	76,65	0,0
14/ 5	2,31	0,43	77,09	76,65	0,0
14/ 6	2,98	0,34	77,09	87,70	0,0
14/ 7	3,42	0,29	83,61	87,70	0,0
14/ 8	4,31	0,23	86,12	87,70	0,0
14/ 9	4,88	0,20	86,12	96,70	0,0

Tableau VII.7. 10 : Résultats des déplacements latéraux inter-étages

- Sens X-X

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
15/ 1	0,7	0,1	0,7	0,1	0,00	0,00	0,8	0,3	0,0	0,0
15/ 2	4,0	0,8	3,3	0,7	0,01	0,00	4,8	1,8	0,6	0,0
15/ 3	7,3	1,7	3,2	0,8	0,01	0,00	8,8	3,5	3,4	0,0
15/ 4	9,8	2,4	2,6	0,7	0,01	0,00	12,1	5,1	6,0	0,0
15/ 5	11,8	3,9	2,0	1,5	0,00	0,00	14,2	8,7	8,0	0,6

- Sens Y-Y

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
16/ 1	0,0	1,0	0,0	1,0	0,00	0,00	0,0	1,4	0,0	0,0
16/ 2	0,0	6,7	0,0	5,8	0,00	0,01	0,0	6,7	0,0	0,9
16/ 3	0,0	14,4	0,0	7,7	0,00	0,02	0,0	14,4	0,0	6,7
16/ 4	0,0	22,1	0,0	7,7	0,00	0,02	0,0	22,1	0,0	14,4
16/ 5	0,0	31,4	0,0	9,3	0,00	0,02	0,0	31,4	0,0	22,1

Les résultats obtenus dans cette étude en termes de périodes fondamentales, de déplacements, pour les différents systèmes d'assemblages considérés sont présentés comme ci-après.

- **Périodes :**

Selon la figure VII.7 7 on constate que :

La période fondamentale de système assemblage articulé (A.A) est plus importante que celle des deux autres systèmes assemblage rigide (A.R) et semi rigide (A.S.R).

Une diminution comprise entre 50 et 75% de la période fondamentale des assemblages semi rigide et rigide.

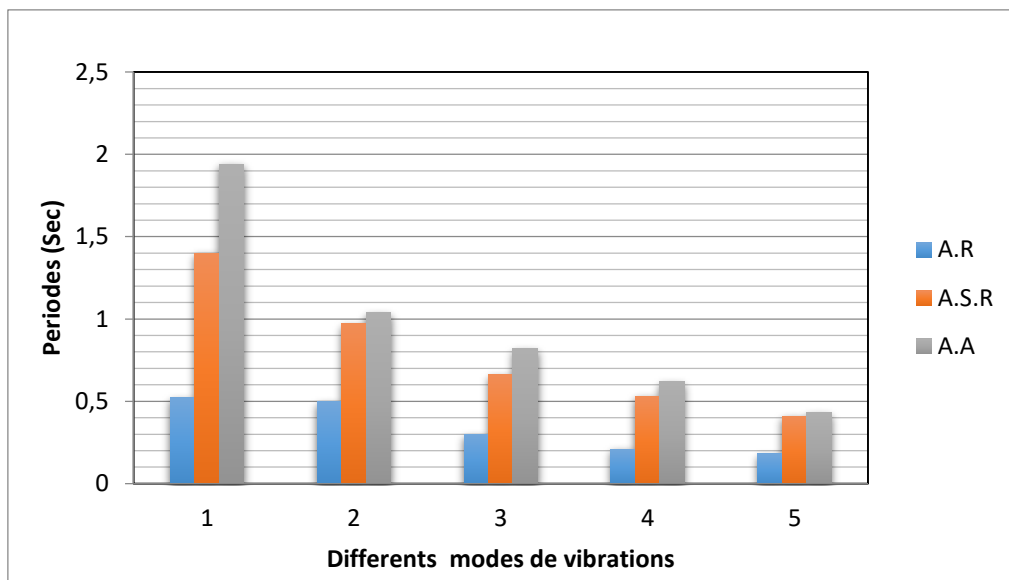


Figure VII.7 7 : La période fondamentale relative aux différents modes de vibration des cas étudiées.

- **Déplacement latéraux inter-étage :**

Les déplacements latéraux de chaque étage des différents cas obtenus sont illustrés sur les figures VII.7 8 et VII.7 9 où l'on constate que les déplacements latéraux maximaux de l'assemblage articulé, sont en général, plus importants que ceux des autres type d'assemblage (rigide et semi rigide). Par ailleurs, en note que cette différence est significative aux étages supérieurs, et on peut apprécier cette différence suivant le sens Y-Y. Et d'autre part, la structure avec assemblage rigide est caractérisée par un déplacement latéral assez faible selon les deux axes X-X et Y-Y, à l'exception de l'assemblage semi rigide, qui présente une déformation considérable aux étages supérieurs ou presque identique à celle des assemblages articulés suivant le sens X-X.

Etude Sismique

Contrairement à l'assemblage rigide présente des déplacements latéraux les plus faibles par rapport à ceux des deux autres assemblages. Les remarques indiquées ci-dessus mettent en évidence que les assemblages rigide ont tendance à faire augmenter la rigidité latérale de la structure vis-à-vis des charges sismiques horizontales, ce qui a pour conséquence de limiter ses déplacements.

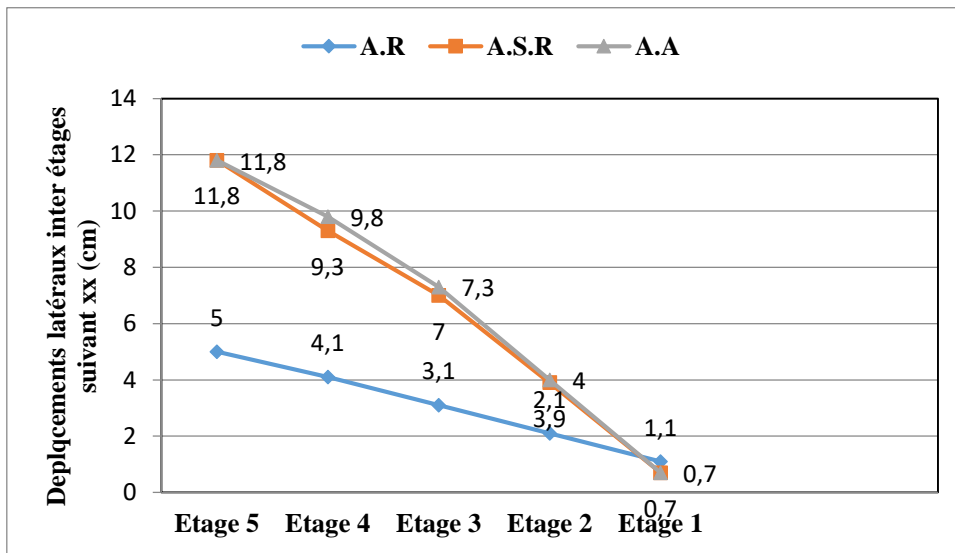


Figure VII.7 8 : Déplacements latéraux à chaque étage suivant l'axe xx.

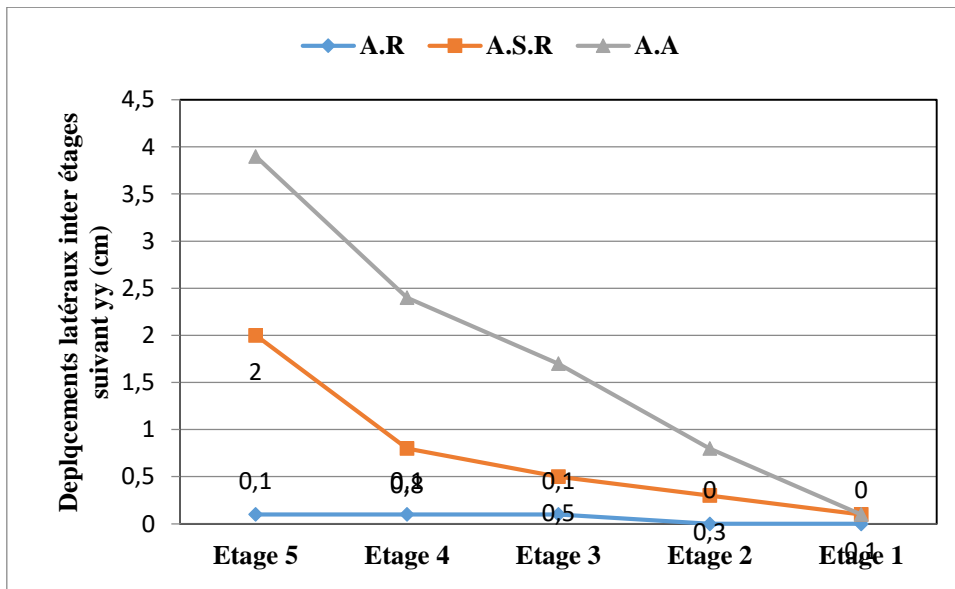


Figure VII.7 9 : Déplacements latéraux à chaque étage suivant l'axe YY

CHAPITRE VIII :

ETUDE DES ASSEMBLAGES

VIII.1. INTRODUCTION :

La caractéristique essentielle des constructions métalliques est d'être composées d'un ensemble d'éléments barres (poteaux- poutres) constitués de profilés laminés ou soudés souvent en forme de (I ou de H) qu'il faut assemblés entre eux pour constituer l'ossature. Les liaisons entre ces différents éléments représentent ce qu'on appelle communément les assemblages. Ces derniers constituent des composants spécifiques à la construction métallique, ils jouent un rôle très important, on peut les définir comme organes de liaison qui permettent de réunir et de solidariser plusieurs éléments entre eux, on assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les éléments assemblés, sans générer d'efforts parasites. Un assemblage mal conçu, mal calculé ou mal réalisé peut conduire à l'effondrement de la structure. De ce fait la conception et le calcul des assemblages est d'une importance capitale.

Dans les ossatures des bâtiments métalliques, les éléments structuraux sont reliés par des assemblages. Suivant la nature des éléments assemblés, on distingue entre autres :

- Les assemblages poutre- poutre
- Les assemblages poutre- poteau
- Les assemblages de continuité
- Les assemblages dans un système en treillis « un nœud »
- Les assemblages poteau- fondation « pied de poteau »

VIII.2. ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE- POTEAU (IPE550-HEA400) :

VIII.2.1. ASSEMBLAGE SOLLICITE PAR :

- un moment fléchissant : $M_{sd} = 192.11 \text{ KN.m}$
- un effort tranchant : $V_{sd} = 226.92 \text{ KN}$
- un effort normal : $N = 1963.89 \text{ KN}$

Nous choisissons des boulons de diamètre 22 mm de classe HR 10.9

(D'après mémotech page83)

$$d_0 = d + 2 \text{ mm} = 22 + 2 = 24 \text{ mm}$$

Avec : d_0 : diamètre de trou

d : Diamètre de boulon

$$e_1 \geq 1.2 d_0 = 1.2 \times 24 = 28.8 \text{ mm}$$

$$e_2 \geq 1.5 d_0 = 1.5 \times 24 = 36 \text{ mm}$$

$$P_1 \geq 2.2 d_0 = 2.2 \times 24 = 52.8 \text{ mm}$$

$$P_2 \geq 3 d_0 = 3 \times 24 = 72 \text{ mm}$$

On prend :

$$e_1 = e_2 = 50 \text{ mm}$$

$$P_1 = 70 \text{ mm}$$

$$P_2 = 70 \text{ mm}$$

❖ **Nombre des boulons :**

$$V_1 = \frac{V}{n} \leq F_s = k_s \times m \times \mu \times F_p / \gamma_{MS}$$

$$n \geq \frac{V}{F_s}$$

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

Boulons M22 (HR10.9) $\Rightarrow A_s = 303 \text{ mm}^2$ et $f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$

$$F_p = 0,7 \times 1000 \times 303$$

$$F_p = 212.1 \text{ KN}$$

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans le béton.

f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, $f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$.

ETUDE DES ASSEMBLAGES

A_s : L'aire de la section du boulon.

F_s : La résistance au glissement.

k_s : Le coefficient fonction de la dimension des trous (trou circulaire surdimensionné et

Trous oblongs $k_s=0.85$)

m : Le nombre d'interfacier de fortement $m=1$

μ : Surface de classe C (nettoyée par brossage métallique ou à la flamme avec

Enlèvement de toutes la plaque de rouille non adhérence..... $\mu=0.3$)

$$\gamma_{MS} = 1,25$$

Donc :

$$F_s = 0.85 \times 1 \times 0.3 \times 212.1 / 1.25 = 43.27 \text{ KN}$$

$$n \geq \frac{V}{F_s}$$

Pour : $V = V_{max} = 45.18 \text{ KN}$

$$n \geq \frac{226.92}{43.27} = 5.245 \Rightarrow n = 6 \text{ boulons}$$

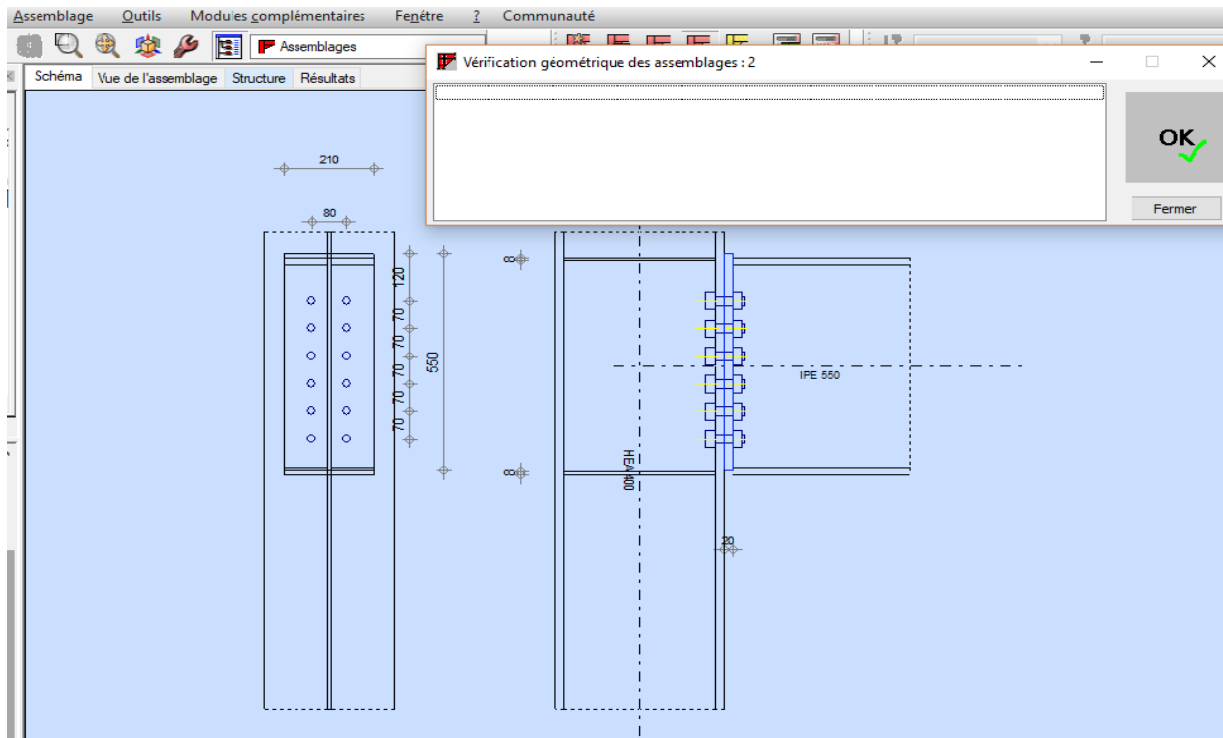


Figure VII.2. 1 : Assemblage poteau-poutre (HEA400-IPE550)

VIII.2.2. CALCUL DES EFFORTS DANS LES BOULONS :

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est-à-dire, les trois rangées supérieures des boulons :

$$N_i = \frac{M d_i}{\sum d_i^2}$$

$$d_1 = 430 \text{ mm} = 0.43 \text{ m}$$

$$d_2 = 360 \text{ mm} = 0.36 \text{ m}$$

$$d_3 = 290 \text{ mm} = 0.29 \text{ m}$$

Donc : $\sum d_i^2 = 0.398 \text{ m}^2$

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{192.11 \times 0.43}{0.398} = 207.56 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{M \times d_2}{\sum d_i^2} = \frac{192.11 \times 0.36}{0.398} = 173.77 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{M \times d_3}{\sum d_i^2} = \frac{192.11 \times 0.29}{0.398} = 140 \text{ KN}$$

Il faut que : $N_1 \leq n \times F_p$.

Avec : $F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$

$$A_s \geq \frac{N_1}{0,7 \times f_{ub} \times n}$$

$$A_s \geq \frac{207.56}{0.7 \times 1000 \times 2} \times 10^3 = 148.26 \text{ mm}^2$$

Pour les boulons M22 on a $A_s = 303 \text{ mm}^2$

VIII.2.3. MOMENT RESISTANCE EFFECTIVE DE L'ASSEMBLAGE :

$$M_R = \frac{N'_1 \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$N'_1 = n \times F_p$$

$$N'_1 = n \times 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$N'_1 = 0.7 \times 1000 \times 303 \times 10^{-3} = 212.1 \text{ KN} \quad \text{Pour un boulon}$$

D'où :

$$M_R = \frac{212.1 \times 0.398}{0.43} = 196.32 \text{ N.m}$$

$$M_R = 196.32 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_{sd} = 192.11 \text{ KN.m} < M_R = 196.32 \text{ KN.m} \dots$ **condition vérifiée**

VIII.2.4. RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE SOUS L'EFFORT TRANCHANT :

On a : $V = 226.92KN$

$$V_1 = \frac{V}{n}$$

$$V_1 = \frac{226.92}{6} = 37.82 KN \quad \text{L'effort tranchant par boulon}$$

$$V_1 = 37.82 KN$$

Il faut vérifier que : $V_1 \leq F_s = k_s \times m \times \mu \times F_p / \gamma_{MS}$.

$$F_s = 43.27 KN$$

Vérification :

$$V_1 = 37.82 KN < F_s = 43.27 KN \quad \dots \quad \text{condition vérifiée}$$

VIII.2.4. RESISTANCE DE L'AME DU POTEAU EN TRACTION :

Il faut vérifier que : $F_v < F_t$

F_v : Effort de cisaillement

F_t : Effort de traction

$$F_t = f_y \times t_{wc} \times b_{eff} / \gamma_{M0} .$$

t_{wc} : Épaisseur âme poteau = 11.5 mm. On ajoute des raidisseurs d'épaisseurs 10 mm

$$t_{wc} = 11.5 + 10 = 21.5 mm$$

$b_{eff} = P_2 = \text{entraxe rangée boulon} = 70 mm.$

$$F_t = 275 \times 10^{-3} \times (11.5 + 10) \times 70 / 1.1 = 376.25KN$$

$$F_v = \frac{M}{h - t_f}$$

$$h = 400 mm$$

$$t_f = 17.2 mm$$

$$F_v = \frac{192.11}{(400-17.2)10^{-3}} = 501.85 \text{ KN}$$

$$F_v = 501.85 \text{ KN}$$

Vérification :

$$F_v = 501.85 \text{ KN} > F_t = 376.25 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

La condition n'est pas vérifiée il est nécessaire d'ajouter un raidisseur d'épaisseur de 10 mm

VIII.2.5. RESISTANCE DE L'AME DU POTEAU EN COMPRESSION :

On vérifie la compression sans raidissage : $F_c < F_{c,Rd}$

$$F_{c,Rd} = f_y \times t_{wc} \times \left(1.25 - \left(0.5 \times \gamma_{M_0} \times \frac{\sigma_n}{235} \right) \right) \frac{b_{eff}}{\gamma_{M_0}}$$

t_{wc} : Épaisseur âme poteau (plus l'épaisseur de raidisseurs 10 mm)

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau due à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$b_{eff} = t_{fb} + 2 \times t_p + 5 (t_{fc} + r_c)$$

t_{fb} : Épaisseur semelle poutre.

t_{fc} : Épaisseur semelle poteau.

t_p : Épaisseur platine

r_c : Rayon de raccordement âme /semelle du poteau

$$b_{eff} = 17.2 + (2 \times 20) + 5(19 + 27) = 287.2 \text{ mm}$$

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M \times v}{I}$$

$$\sigma_n = \frac{226.92 \times 10^3}{159 \times 10^2} + \frac{192.11 \times 10^6 \times 287.2}{45069.4 \times 10^4} = 136.70 \frac{\text{NN}}{\text{mm}^2} = 136.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_n = 136.7 \text{ MPa} < f_y = 275 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$F_{c,Rd} = 275 \times (11.1 + 10) \times \left(1.25 - \left(0.5 \times 1.1 \times \frac{136.70}{275} \right) \right) \frac{287.2 \times 10^{-3}}{1.1}$$

$$F_{c,Rd} = 1479.53 \text{ KN}$$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{b_{eff}} = \frac{192.11}{287.2 \times 10^{-3}} = 668.90 \text{ KN}$$

$$F_c = 668.9 \text{ KN} < F_{c,Rd} = 1479.53 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

VIII.3.6. RESISTANCE DE L'AME DU POTEAU AU CISAILLEMENT :

On doit vérifier que : $F_v \leq V_R$

$V_R = F_R$: la résistance de l'âme au cisaillement.

F_v : L'effort de cisaillement.

$$V_R = 0,58 \times f_y \times h \times t_w / \gamma_{Mo}$$



$$V_R = 0.58 \times 275 \times 400 \times 11 / 1.1 = 638 \text{ KN}$$

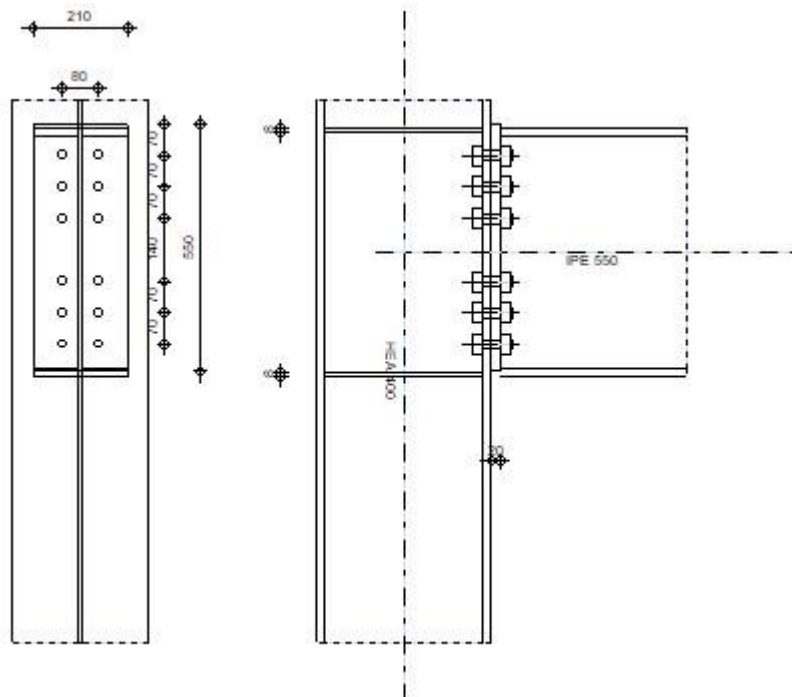
VIII.3. L'EFFORT DE CISAILLEMENT VAUT :

$$F_v = \frac{192.11}{(400-17.2)10^{-3}} = 501.85 \text{ KN} \quad .$$

$$F_v = 501.85 \text{ KN} \quad \text{Donc : } F_v = 501.85 \text{ KN} < V_R = 638 \text{ KN C.V}$$

VIII.4. NOTE DE CALCULE PAR LOGICIEL :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	



GENERAL

Assemblage N°: 2
 Nom de l'assemblage : Poutre - poteau

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 400
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 390$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 158,98$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 45069,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

ETUDE DES ASSEMBLAGES

Matériau: ACIER E28
 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 550

$\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 550$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 210$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 17$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 134,42$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 67116,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E28
 $f_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 22$ [mm] Diamètre du boulon
Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 261,79$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 70$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i = 80$ [mm]
Entraxe $p_i = 70; 70; 140; 70; 70$ [mm]

PLATINE

$h_p = 550$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 210$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
Matériau: ACIER E28
 $f_{yp} = 275,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 352$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER
 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 352$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER
 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 8$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 5$ [mm] Soudure du raidisseur

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: Calculs manuels

$M_{b1,Ed} = 50,00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 2787,01$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 766,43$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 2787,01$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 766,43$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 766,43$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 533$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 1438,49$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 50,00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 0,00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = 0,00$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = 0,00$ [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

$z = 446$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$

$V_{wp,Ed} = 112,01$ [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$A_{vs} = 57,3_3$ [cm²] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vc} = 57,3_3$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$d_s = 542$ [mm] Distance entre les centres de gravités des raidisseurs [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,fc,Rd} = 7,45$ [kN*m] Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,stu,Rd} = 1,13$ [kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,sti,Rd} = 1,13$ [kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} \cdot f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 850,85 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,13 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 11 \quad [\text{mm}] \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 310 \quad [\text{mm}] \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 57,33 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,83 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 0,00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 19,28 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 1228,98 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 298 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,93 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,84 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 3,38 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1107,14 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 1107,14 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	13	-	110	-	70	81	103	81	103	111	44	44	44
2	13	-	110	-	70	81	189	81	189	140	70	70	70
3	13	-	110	-	105	81	189	81	189	210	105	105	105
4	13	-	110	-	105	81	189	81	189	210	105	105	105
5	13	-	110	-	70	81	189	81	189	140	70	70	70
6	13	-	110	-	70	81	103	81	103	111	44	44	44

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	29	-	65	-	70	181	219	181	219	160	156	156	156
2	29	-	65	-	70	181	196	181	196	140	70	70	70
3	29	-	65	-	105	181	196	181	196	210	105	105	105
4	29	-	65	-	105	181	196	181	196	210	105	105	105
5	29	-	65	-	70	181	196	181	196	140	70	70	70
6	29	-	65	-	70	181	196	181	196	160	133	133	133

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

- m – Distance du boulon de l'âme
- $l_{eff,nc,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

- $F_{t,Rd} = 261,79$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
- $B_{p,Rd} = 382,92$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]
- $F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
- $F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction
- $F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchée à la flexion
- $F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction
- $F_{t,fc,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4], [Tab.6.2]
- $F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]
- $F_{t,ep,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5], [Tab.6.2]
- $F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

Ft1,Rd,comp - Formule	Ft1,Rd,comp	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min}(F_{t1,Rd,comp})$	241,42	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 467,37$	467,37	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 241,42$	241,42	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 476,73$	476,73	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 552,24$	552,24	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 765,85$	765,85	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 850,85$	850,85	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1107,14$	1107,14	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 1438,49$	1438,49	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

Ft2,Rd,comp - Formule	Ft2,Rd,comp	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min}(F_{t2,Rd,comp})$	92,21	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 523,58$	523,58	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 241,42$	241,42	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 457,64$	457,64	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 552,24$	552,24	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 765,85$	765,85	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 850,85 - 241,42$	609,43	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1107,14 - 241,42$	865,72	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1438,49 - 241,42$	1197,07	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 776,12 - 241,42$	534,70	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 333,63 - 241,42$	92,21	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 773,37 - 241,42$	531,95	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 688,94 - 241,42$	447,52	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

Ft3,Rd,comp - Formule	Ft3,Rd,comp	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	241,42	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 523,58$	523,58	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 241,42$	241,42	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 457,64$	457,64	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 552,24$	552,24	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 765,85$	765,85	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 850,85 - 333,63$	517,22	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1107,14 - 333,63$	773,50	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1438,49 - 333,63$	1104,86	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 881,04 - 92,21$	788,82	Aile du poteau - traction - groupe

Ft3,Rd,comp - Formule	Ft3,Rd,comp	Composant
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 494,38 - 92,21$	402,17	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 1246,57 - 333,63$	912,93	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 596,67 - 333,63$	263,04	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 668,56 - 92,21$	576,35	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 534,19 - 92,21$	441,97	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 1153,39 - 333,63$	819,76	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 1009,45 - 333,63$	675,82	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

Ft4,Rd,comp - Formule	Ft4,Rd,comp	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	223,98	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 523,58$	523,58	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 241,42$	241,42	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 457,64$	457,64	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 552,24$	552,24	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 765,85$	765,85	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^3 F_{ti,Rd} = 850,85 - 575,05$	275,80	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 1107,14 - 575,05$	532,08	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 1438,49 - 575,05$	863,44	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 940,89 - 241,42$	699,47	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 577,25 - 241,42$	335,83	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 1351,49 - 333,63$	1017,85	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 722,27 - 333,63$	388,63	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1717,01 - 575,05$	1141,96	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 799,03 - 575,05$	223,98	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 760,04 - 241,42$	518,62	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 641,03 - 241,42$	399,61	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 1069,70 - 333,63$	736,07	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 854,70 - 333,63$	521,07	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1533,41 - 575,05$	958,36	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1329,97 - 575,05$	754,91	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

Ft5,Rd,comp - Formule	Ft5,Rd,comp	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	51,82	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 523,58$	523,58	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 241,42$	241,42	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 457,64$	457,64	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 552,24$	552,24	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 765,85$	765,85	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^4 F_{ti,Rd} = 850,85 - 799,03$	51,82	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 1107,14 - 799,03$	308,10	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 1438,49 - 799,03$	639,46	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 881,04 - 223,98$	657,06	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 494,38 - 223,98$	270,40	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 1351,49 - 465,40$	886,09	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 722,27 - 465,40$	256,87	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 1762,08 - 557,61$	1204,46	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 840,63 - 557,61$	283,02	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 2127,61 - 799,03$	1328,57	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 902,31 - 799,03$	103,28	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 668,56 - 223,98$	444,58	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 534,19 - 223,98$	310,21	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 1069,70 - 465,40$	604,30	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 854,70 - 465,40$	389,30	Ame de la poutre - traction - groupe

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 1337,12 - 557,61$	779,51	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 1068,38 - 557,61$	510,76	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 1883,72 - 799,03$	1084,69	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 1543,64 - 799,03$	744,61	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$$

$$F_{t5,Rd} = 29,45 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t5,Rd} = F_{t3,Rd} h_5/h_3$$

$$F_{t5,Rd} = 92,92 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min}(F_{t6,Rd,comp})$	22,36	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(6)} = 467,37$	467,37	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)} = 241,42$	241,42	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)} = 457,64$	457,64	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 552,24$	552,24	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 765,85$	765,85	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd/\beta} - \sum 1^5 F_{ti,Rd} = 850,85 - 828,48$	22,36	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^5 F_{tj,Rd} = 1107,14 - 828,48$	278,65	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^5 F_{tj,Rd} = 1438,49 - 828,48$	610,01	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 776,12 - 29,45$	746,67	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 333,63 - 29,45$	304,18	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{tj,Rd} = 1246,57 - 253,43$	993,14	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{tj,Rd} = 596,67 - 253,43$	343,24	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{tj,Rd} = 1717,01 - 494,85$	1222,16	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{tj,Rd} = 799,03 - 494,85$	304,18	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{tj,Rd} = 2127,61 - 587,07$	1540,54	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{tj,Rd} = 902,31 - 587,07$	315,25	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 2493,13 - 828,48$	1664,65	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 955,86 - 828,48$	127,38	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 754,28 - 29,45$	724,83	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 620,30 - 29,45$	590,85	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{tj,Rd} = 1134,30 - 253,43$	880,87	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{tj,Rd} = 940,81 - 253,43$	687,38	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{tj,Rd} = 1514,32 - 494,85$	1019,47	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{tj,Rd} = 1261,33 - 494,85$	766,48	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{tj,Rd} = 1846,04 - 587,07$	1258,97	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{tj,Rd} = 1475,00 - 587,07$	887,94	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 2287,69 - 828,48$	1459,21	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 1950,27 - 828,48$	1121,78	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t6,Rd} = F_{t2,Rd} h_6/h_2$$

$$F_{t6,Rd} = 13,76 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t6,Rd} = F_{t3,Rd} h_6/h_3$$

$$F_{t6,Rd} = 43,42 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	481	241,42	467,37	241,42	476,73	552,24	523,58	765,85
2	411	92,21	523,58	241,42	457,64	552,24	523,58	765,85
3	341	241,42	523,58	241,42	457,64	552,24	523,58	765,85
4	201	223,98	523,58	241,42	457,64	552,24	523,58	765,85
5	131	29,45	523,58	241,42	457,64	552,24	523,58	765,85

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
6	61	13,76	467,37	241,42	457,64	552,24	523,58	765,85

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 286,40 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,17 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,17)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 87,70 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 40,94 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 46,76 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 34646,75 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} = -31,35 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -29,31 \text{ [MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 0,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}) \quad 62,71 < 381,18 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}) \quad 58,62 < 381,18 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2} \quad 31,35 < 291,60 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{\text{wash}} = 5 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{\text{head}} = 16 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{\text{nut}} = 22 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 68 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 7 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad [6.3.2.(1)]$$

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	18,21	626,38
1	481	1	126	47	1	3,96	190,45
2	411	2	201	21	1	4,86	200,14
3	341	2	233	32	1	4,61	157,48
4	201	2	233	32	1	2,72	54,80
5	131	2	201	21	1	1,55	20,42
6	61	1	126	40	1	0,50	3,09

$$k_{\text{eff},j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{\text{eq}} = \sum_j k_{\text{eff},j} h_j^2 / \sum_j k_{\text{eff},j} h_j$$

$$z_{\text{eq}} = 344 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{\text{eq}} = \sum_j k_{\text{eff},j} h_j / z_{\text{eq}}$$

$$k_{\text{eq}} = 5 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 57,33 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:}[6.2.6.(3)]$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 344 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 6 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,\text{ini}} = E z_{\text{eq}}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{\text{eq}}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,\text{ini}} = 71646,13 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 71646,13 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 225511,44 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 14094,47 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig} \text{ SEMI-RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,17
--	-------	------

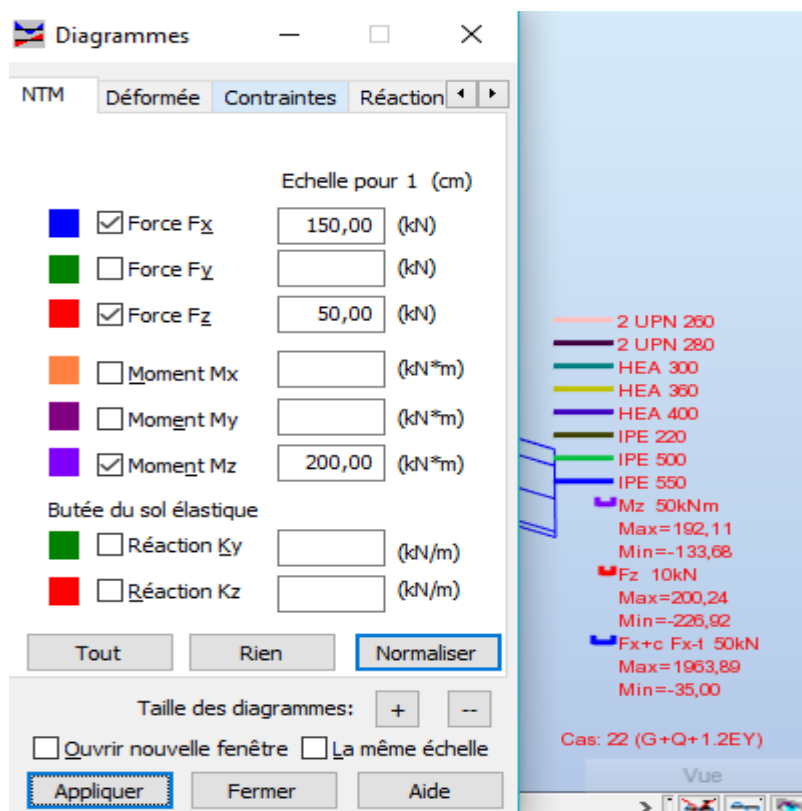


Figure VII.4. 2 : valeurs des sollicitations agissant sur l'assemblage

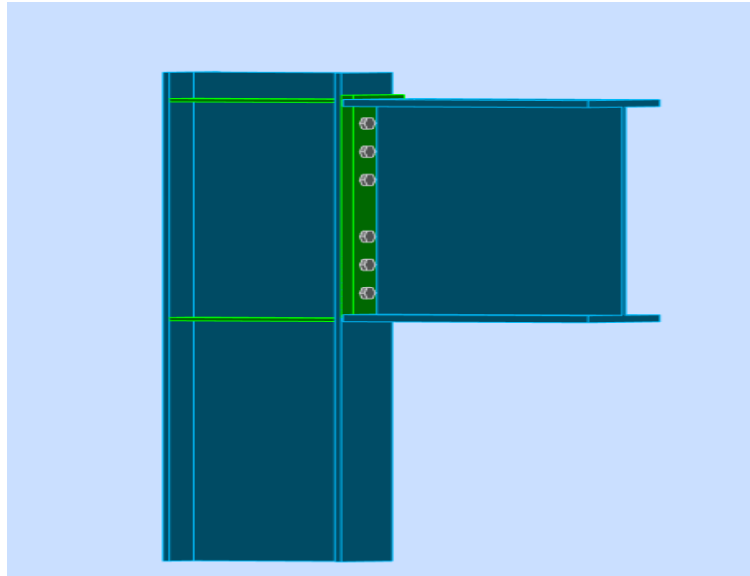


Figure VII.4. 3 : la vue de l'assemblage poteau HEA400-IPE550

CHAPITRE IX :

ETUDE DES FONDATION

IX.1 INTRODUCTION :

On appelle fondation la base de l'ouvrage que se trouve en contact direct avec le terrain d'assise, son rôle est d'assurer la stabilité de l'ouvrage en assurant la transmission de toutes les charges supportées par cet ouvrage d'une manière uniforme au sol.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans les bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

La fondation doit être en équilibre sous :

- les sollicitations dues à la superstructure.
- les sollicitations dues au sol.

IX.2 Etude du sol :

Pour le coefficient d'élasticité du sol et vue l'absence de la donnée dans le rapport du sol, on va prendre un $K=4 \text{ kg/cm}^3$ qui correspond aux valeurs du coefficient d'élasticité des sols moyen dont la contrainte admissible est environ de 2 bars {référence : **Calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armée** (Albert Fuentes)}.

IX.3 Choix de type de fondation :

Le choix et le dimensionnement des fondations dépendent essentiellement de trois (3) paramètres :

- Charges et surcharges transmises par l'ossature.
- Nature et caractéristique du sol (capacité portante $\bar{\sigma}_s$).
- Type de l'ossature.

Le choix porté sur le type de fondation, doit aussi satisfaire certains critères qui sont :

- ✓ La stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- ✓ La facilité d'exécution (coffrage).
- ✓ L'économie

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment:

$$(S_s / S_b < 50 \%).$$

- La surface de la semelle est donnée par:

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$$N = 1,35 N_G + 1,5 N_Q (\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2 = 200 \text{ KN/m}^2).$$

$$N_{ser} = 1404.87 \text{ KN}$$

$$S_s \geq \frac{1404.87}{200} = 7.02 \text{ m}^2$$

$$S_{ft} = 7.02 \times 37 = 259.87 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface}_{\text{batiment}} = 1024.60 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{ft}}{S_{bt}} = 0.25 = 25 \%$$

$$25 \% < 50 \% \text{ batiment}$$

Donc on adopte des semelles isolées

IX.4 Dimensionnement de la semelle :

Les dimensions de la semelle doivent être homothétiques avec celles de la plaque d'assise (platine), soit :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow B = \frac{b}{a} \times A$$

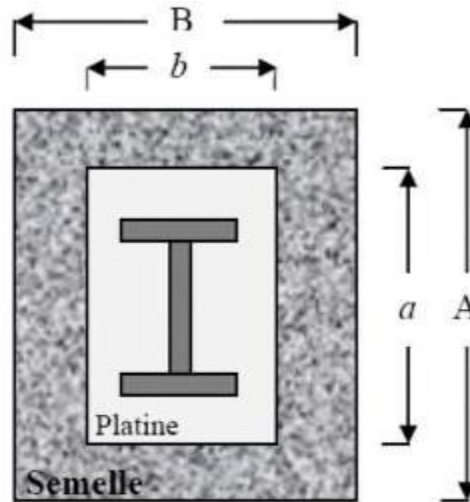


Figure IX.4. 1 : dimensionnement de la fondation

D'après logiciel Robot :

Dimensions de la semelle : $A = B = 1.5 \text{ m}$; $h = 60 \text{ cm}$, $d = h-5 = 55 \text{ cm}$

Dimensions de la platine : $a = b = 600 \text{ mm}$

IX.4.1. Vérification de la stabilité:

- Selon RPA99/2003 : selon la combinaison $0.8G + E_y$

La condition à vérifier $e_0 = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} M_{sd} = 3.68 \text{ KN.m}$

$$N_{sd} = 1954.85 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{3.68}{1954.85} = 0.0018 \leq \frac{1.5}{4} = 0.375$$

Condition vérifiée

- Selon BAEL 91 : on travaille avec la combinaison ELS :

$$M_{sd} = 2.87 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 1958.09 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{2.87}{1958.09} = 0.0014 \leq \frac{1.5}{4} = 0.375$$

Condition vérifiée

IX.4.2. Poids de la semelle :

$$P_s = A \times B \times \gamma_b = 1.5^2 \times 0.6 \times 25$$

$$P_s = 33.75 \text{ KN}$$

IX.4.3. Effort normal Total :

$$N_t = N + P_s = 1958.09 + 33.37 = 1991.84 \text{ KN}$$

IX.4.3.1. Calcul de ferrailage (ELU) : D'après la combinaison 1.35G+1.5Q

$$A_u = \frac{N_{u'} (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$M_{sd} = 4.01 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 2705.62 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0.0014$$

$$N_{u'} = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e}{3}\right) = 2705.62 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.0014}{1.5}\right) = 2713.2 \text{ KN}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPA}$$

$$A_u = \frac{2713.6 \times (1500 - 600) \times 10^3}{8 \times 550 \times 347.83}$$

$$A_u = 1595.52 \text{ mm}^2 = 15.95 \text{ cm}^2$$

IX.4.3.2. Calcul de ferrailage (ELS) : D'après la combinaison G+Q

$$A_{ser} = \frac{N_{ser'} (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$M_{sd} = 2.87 \text{ KN.m}$$

$$N_{ser} = 1958.09 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0.0014$$

$$N_{ser}' = N_{ser} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{3}\right) = 1958.09 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.0014}{1.5}\right) = 1963.57 \text{ KN}$$

$$\sigma_{st} = \text{Min} \begin{cases} \frac{2}{3} f_e = 266.67 \text{ MPa} \\ 110 \sqrt{n f_{t28}} = 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} = 201.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$A_{ser} = \frac{1963.57 \times (1500 - 600) \times 10^3}{8 \times 550 \times 201.63}$$

$$A_{ser} = 1991.96 \text{ mm}^2 = 19.92 \text{ cm}^2$$

IX.4.4. Vérification condition de ferrailage :

$$A_{min} = 0.23 \times (1500) \times (600) \times \frac{2.1}{400} = 1086.75 \text{ mm}^2 = 10.87 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 10\text{HA}16 = 20.09 \text{ cm}^2$$

IX.4.4.1. Espacement :

$$S_t \leq \min (20\text{cm}, 15\phi)$$

On prend l'espacement de 20 cm pour le ferrailage.

$$L_s > \frac{A}{4}, \quad L_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s}$$

$$\tau_s = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{16}{4} \times \frac{400}{2.84} = 56.34 \text{ cm}$$

Il faut rajouter des crochets d'ancrage.

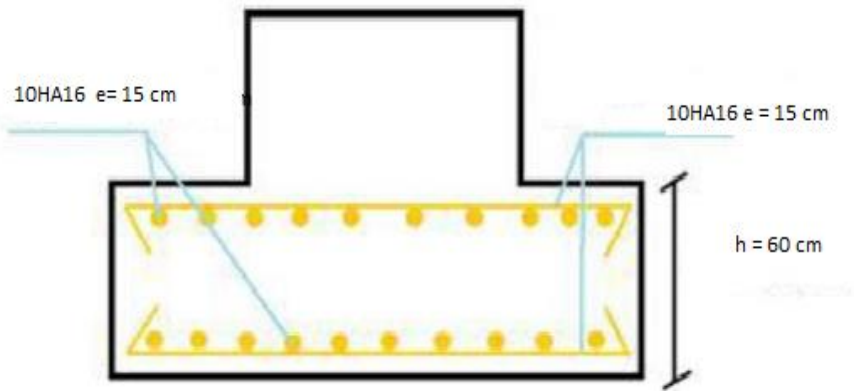


Figure IX.4. 2 : vue du ferrailage des semelles isolées

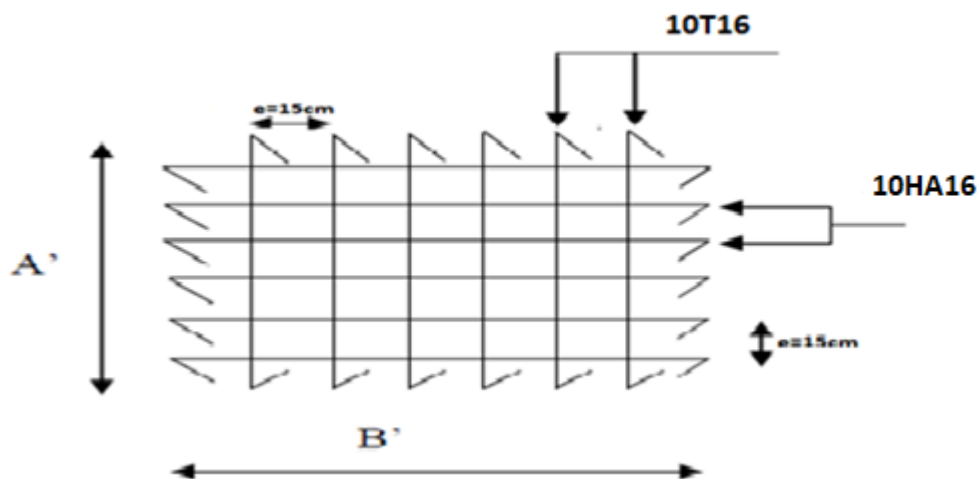


Figure IX.4. 3 : vue en plan des armatures principales

IX.5. Calcul des longrines :

Les longrines sont des liaisons qui sont situées à l'intérieur du périmètre de la structure, elles jouent le rôle de chaînage dans les deux directions, et elles sont calculées sous un effort axial de traction comme défini dans le RPA99/V2003.

IX.5.1. Pré-dimensionnement des longrines :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : (25 cm 30 cm) pour les sites de catégorie **S2** et **S3**. Pour notre cas, on optera pour des longrines de section

$$(B \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2.$$

IX.5.2. Calcul des ferrailages longitudinaux :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N_{sd}}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N_{sd} : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarités, donc on prend les efforts normaux du poteau le plus sollicité :

$$N_u = 2705.62 \text{ KN}$$

$$N_s = 1958.09 \text{ KN}$$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. Pour ce cas :

$$\text{Zone sismique IIa et catégorie de site S3} \Rightarrow \alpha = 12 \text{ [Tableau 10.1 RPA]}$$

- À L'ELU :

$$\frac{N_u}{\alpha} = 225.47 > 20 \text{ KN} \text{ donc la conditions est vérifie}$$

$$A_u = \frac{N_u}{\sigma_s} = \frac{20705.620}{347.83} = 7.77 \text{ cm}^2$$

- À L'ELS :

$$\frac{N_s}{\alpha} = 163.17 > 20 \text{ KN} \text{ donc la conditins est vérifie}$$

$$A_s = \frac{N_s}{\sigma_{ser}} = \frac{1958.09}{201.63} = 9.71 \text{ cm}^2$$

Le **RPA99/V2003** exige une section minimale : $A_{min} = 0.6 \% \times B$

$$\text{Avec : } B = (b \times h) \text{ cm}^2 \quad A_{min} = 0.6 \% \times (30 \times 40) = 7.2 \text{ cm}^2$$

$A = \max (A_{min}, A_{ELU}, A_{ELS})$ Donc on prend la section a ELS qui égale a 9.71 cm^2

Donc : on prend **8T14** avec : $A_{st} = 12.30 \text{ cm}^2$

IX.5.3. Vérification condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad A_{st} \geq 0.23 \times 0.3 \times 0.4 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st} \geq 1.45 \text{ cm}^2 \leq 12.30 \text{ cm}^2 \leftarrow \text{adapté (Condition Vérifiée)}$$

IX.5.4. Calculs des armatures transversales :

$$\phi_{min} \leq \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{35} = \frac{400}{35} = 11.42 \text{ mm} \\ \phi_{min} = 14 \text{ mm} \\ \frac{b}{300} = \frac{300}{10} = 30 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$\phi_{min} \leq 11.42 \text{ mm}$ on prend des armateurs $\phi_{10} \text{ mm}$

$S_t \leq \text{Min} (20 \text{ cm} ; 15 \times \phi_t)$ $S_t \leq 15 \text{ cm}$ on prend l'espacement 15 cm

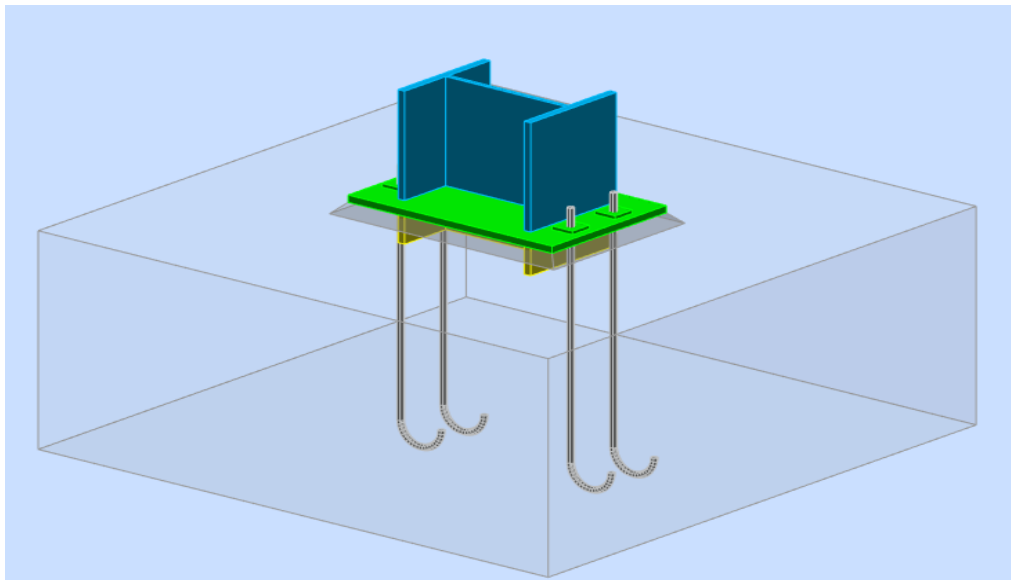


Figure IX.6 4 : vue d'assemblages de l'infrastructure

CONCLUSION GENERALE

Le travail présenté dans ce mémoire a été consacré à l'étude de l'effet des types d'assemblage sur la réponse sismique d'une structures en charpente métallique, à savoir les assemblages rigides, semi rigides ; et les assemblages articulés pour les constructions métalliques.

Les objectifs déclarés étaient d'évaluer le comportement de la structure vis-à-vis des actions sismiques pour chaque type, notamment celles définies dans le règlement parasismique algérien (RPA2003), à savoir la méthode statique équivalente par effort tranchant à la base et dynamique par spectre de réponse élastique.

A la lumière des résultats obtenus, on peut tirer les conclusions suivantes :

La structure avec assemblage articulé est plus souple sous l'effet des actions sismique ce qui conduit à des déformations en terme de déplacement latéral et relatif très considérable par rapport à celui des assemblages semi rigide et rigide.

La rigidité latérale est observée pour le type d'assemblage rigide par rapport aux autres systèmes d'assemblage.

Bibliographie

- [1] HIRT M. et BEZ R. – Construction métallique. Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement. Traité de Génie Civil de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne. Volume 10. 498 p. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes. Lausanne 1994.
- [2] EN 1993-1-8 – Eurocode 3 : Calcul des structures en aciers Partie 1-8 : Calcul des assemblages
- [3] JASPART J.P. –Elément de stabilité des structures de bâtiments métalliques. notes destinées aux étudiants de CUST de Clermont-Ferrand. 1998
- [4] CIUTINA L. A. – Assemblage et comportement sismique de portiques en acier et mixtes acier-béton : Expérimentation et simulation numérique. Thèse de doctorat :

Institut National des Sciences Appliquées de Rennes. 2003
- [5] MUZEAU J.P. – Constructions métalliques-Moyens d'assemblages. Université Blaise Pascal Clermont-Ferrand II. Novembre 2010
- [6] Mimoun M. et Mimoun F.Z. – Analyse du comportement des assemblages boulonnés par platine d'about sollicités en traction. Revue Canadienne de Génie Civil, 30 (4), pp. 615-624. 2003
- [7] MOREL J. – Calcul des Structures métalliques selon l'Eurocode3. Editions Eyrolles.1994.
- [8] Alibert J. M. Lachal A. et Ding a O. N. – Modélisation du comportement d'assemblages métalliques semi rigides de types poutre poteau boulonnés par platine d'extrémité.

Construction Métallique, N° 1, 22 pages. 1999
- [9] LABED. A. – Cours de constructions métalliques pour Master. Université de Tébessa. 2014
- [10] EN 1993-1-1 – Eurocode 3 : Calcul des structures en acier Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments.
- [11] Frye M.J., Morris G.A. (1975), Analysis of flexibly connected steel frames. Canadian Journal of Civil Engineering;2(3):280–91.

Bibliographie

- [12] Krishnamurthy N. (1978), Fresh look at bolted end-plate behaviour and design, Engineering Journal;15(2):39–49.
- [13] Bahaari M. R., Sherbourne A. N., (1994), Computer Modeling of an extended end-plate bolted connection, Computers and Structures, Vol. 52, N° 5, pp. 879-893.
- [14] Calcul des structures métalliques selon l'EUROCODE 3 Auteur : DAHMANI Lahlou. Éditions : office des publications universitaires 10-2012
- DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».
 - DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ».
 - DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques ALGERIENNES « RPA99/ VERSION 2003 ».
 - DTR. C.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV2013».BAEL91 : Calcul des Structures en béton.
 - EUROCODE 3 : (calcul des structures métalliques).EUROCODE 4 :(calcul des structures mixtes).
 - DTR.C.2.47.2013 : document d'accompagnement exemples d'application. Manuel de Calcul de Poutres et Dalles Mixtes Acier-Béton « Dr Ir P. BOERAEVE »EUROCODE 4 EN 1994 Exemples d'application au calcul des structures mixtes acier-béton

Mémoires :

1. Etude et conception d'un centre commercial (R+2) en charpente métallique

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI De Tizi Ouzou.

2. Etude et conception d'un centre d'archive (R+5 avec l'introduction de poteau mixte) en charpente métallique

UNIVERSITÉ M'HAMED BOUGARA DE BOUMERDES.

3. Etude d'un bâtiment R + 5 en charpente métallique à usage d'habitation à plancher mixte

UNIVERSITÉ ABDERHMAN MIRA BEJAIA.

4. FACTEURS DE SITE

4.1. Catégories de terrain :

Les catégories de terrain sont données dans le tableau 2.4 ainsi que les valeurs des paramètres suivants :

- K_T , facteur de terrain,
- z_0 (en m), paramètre de rugosité,
- z_{min} (en m), hauteur minimale,
- ϵ , coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d (cf. chapitre 3).

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
I En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles.	0,17	0,01	2	0,11
II Régions de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0,19	0,05	4	0,26
III Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV	0,22	0,3	8	0,37
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,24	1	16	0,46

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

Lorsqu'il subsiste un doute quant au choix entre deux catégories de terrain, il y a lieu de retenir celui pour lequel les valeurs des paramètres associés sont les plus défavorables (catégorie de terrain la plus faible dans l'échelle de I à IV).

4.2. Coefficient de rugosité

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

$$\left[\begin{array}{l} C_r(z) = K_T \times \text{Ln}\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ pour } z_{min} \leq z \leq 200 \text{ m} \\ C_r(z) = K_T \times \text{Ln}\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \text{ pour } z < z_{min} \end{array} \right. \quad (2.15)$$

où :

- K_T est le facteur de terrain (tableau 2.4),
- z_0 (en m) est le paramètre de rugosité (tableau 2.4),
- z_{min} (en m) est la hauteur minimale (tableau 2.4),
- z (en m) est la hauteur considérée.

Annexes

ZONES DE VENT

Pour l'obtention des zones de vent, on a recours à la notion de vitesse de référence du vent. Celle-ci est définie de la manière suivante :

La vitesse de référence du vent, V_{ref} , est la vitesse moyenne sur dix minutes mesurée dans les conditions conventionnelles avec une probabilité annuelle de dépassement égale à 0,02 (ce qui correspond à une période de retour de 50 ans).

Trois zones de vent ont été définies (zones I, II et III), et les valeurs correspondantes de la vitesse de référence qui ont servi à leur détermination sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Zone	V_{ref} (m/s)
I	25
II	28
III	31

Tableau A1.1 : Valeurs de la vitesse de référence du vent

ZONE I

AIN DEFLA	EL OUED	SETIF
AIN TEMOUCHENT	GUELMA	SIDI BEL ABBES
ALGER	ILLIZI	SKIKDA
ANNABA	IJEL	SOUK AHRAS
BATNA	KHENCHELA	TAMANGHASSET
BEDJAIA	MASCARA	TARF
BISKRA	MEDEA	TEBESSA
BLIDA	MILA	TISSEMSILT
BORDJ BOU ARIRIDJ	MOSTAGANEM	TIPAZA
BOUIRA	ORAN	TIZI OUZOU
BOUMERDES	OUM EL BOUAGUI	TLEMCEN
CHLEF	RELIZANE	
CONSTANTINE	SAIDA	

ZONE II

ADRAR	GHARDAIA	OUARGLA
BECHAR	M'SILA*	TIARET
EL BAYADH	NAAMA	TINDOUF

ZONE III

DJELFA
LAGHOUAT
M'SILA : communes de Ain El Malh, Djebel Messad et Slim.

* Communes autres que celles de la zone III

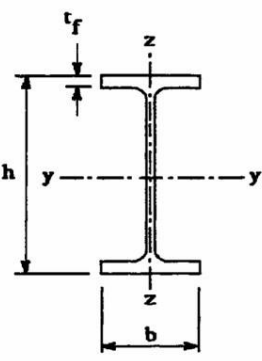
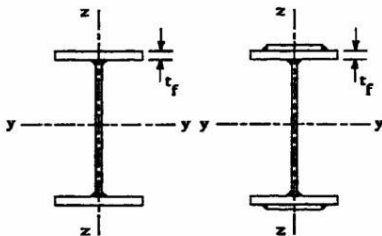
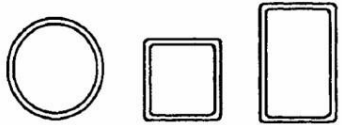
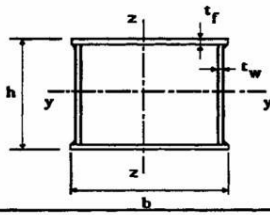
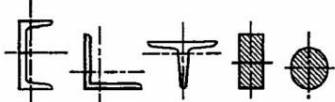
Annexes

Tableau des armatures (1): Section en cm² de N armatures de diamètre Φ (mm)

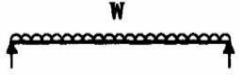

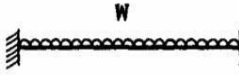

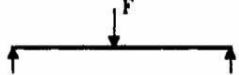
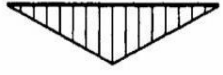
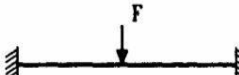

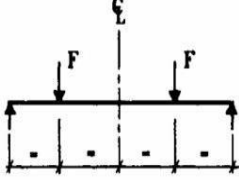
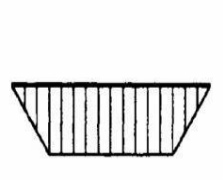
Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Annexes

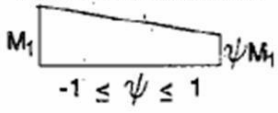
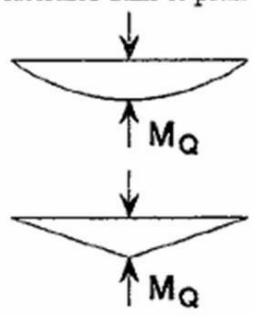
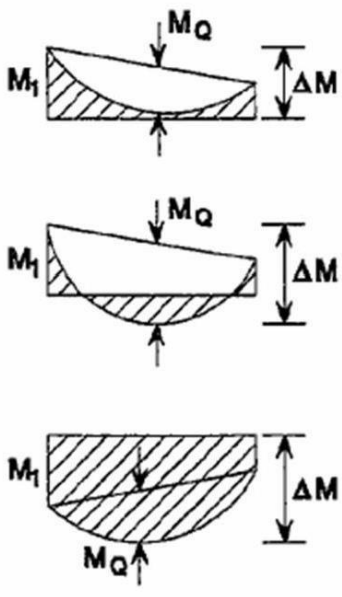
Coefficients de reduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
<p>Sections en I laminées</p> 	<p>$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$</p> <p>$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$</p>	<p>y - y z - z</p> <p>y - y z - z</p>	<p>a b</p> <p>b c</p>
	<p>$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$</p> <p>$t_f > 100 \text{ mm}$</p>	<p>y - y z - z</p> <p>y - y z - z</p>	<p>b c</p> <p>d d</p>
<p>Sections en I soudées</p> 	<p>$t_f \leq 40 \text{ mm}$</p> <p>$t_f > 40 \text{ mm}$</p>	<p>y - y z - z</p> <p>y - y z - z</p>	<p>b c</p> <p>c d</p>
<p>Sections creuses</p> 	<p>laminées à chaud</p> <p>formées à froid - en utilisant f_{yb}^*</p> <p>formées à froid - en utilisant f_{ya}^*</p>	<p>quel qu'il soit</p> <p>quel qu'il soit</p> <p>quel qu'il soit</p>	<p>a</p> <p>b</p> <p>c</p>
<p>Caissons soudés</p> 	<p>d'une manière générale (sauf ci-dessous)</p> <p>Soudures épaisses et</p> <p>$b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$</p>	<p>quel qu'il soit</p> <p>y - y z - z</p>	<p>b</p> <p>c c</p>
<p>Sections en U, L, T et sections pleines</p> 		<p>quel qu'il soit</p>	<p>c</p>

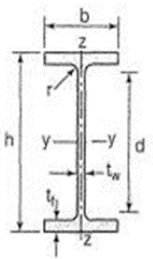
*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Tableau F.1.2 Coefficients C_1, C_2 et C_3, pour différentes valeurs de k, dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

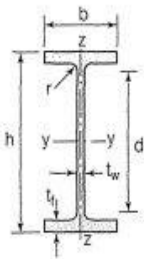
Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p style="text-align: center;">Moments d'extrémité</p>  <p style="text-align: center;">$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p style="text-align: center;">Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p style="text-align: center;">Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = MaxM \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

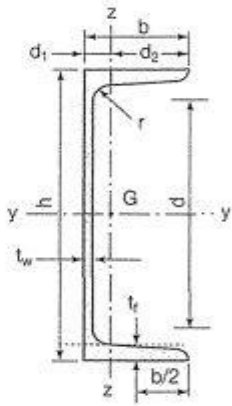
Annexes

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
IPE		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6
	IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
	IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
	IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
	IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
	IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
	IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
	IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
	IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
	IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
	IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
	IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
	IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5	
IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8	
IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5	
IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4	
IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0	

Annexes

Produits sidérurgiques - formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-205 Tolérances : NF EN 10034											
		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
I_x		I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	-	J	
I_y		$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t	
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	
IPE (suite)	IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70
	IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20
	IPE 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74
	IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45
	IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60
	IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79
	IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98
	IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07
	IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88
	IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94
	IPE 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
	IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15
	IPE 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32
	IPE 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08
	IPE 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87
	IPE 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29
IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24	
IPE 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42	

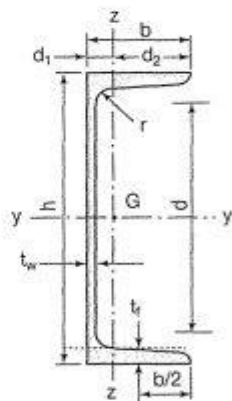
Annexes

Poutrelles												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
UPN	 <p>Inclinaison des ailes : $h \leq 300 : 8 \%$ $h > 300 : 5 \%$</p>											
	Profils	Dimensions							Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
		h	b	a	e	r	r ₁	h ₁	P	A	d ₁	d ₂ = v _y
		h	b	t _w	t _f	r	r ₁	d	P	A	d ₁	d ₂ = v _z
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm
	UPN 80	80	45	6,0	8,0	8,0	4,00	47	8,7	11,0	1,45	3,05
	UPN 100	100	50	6,0	8,5	8,5	4,50	64	10,6	13,5	1,55	3,45
	UPN 120	120	55	7,0	9,0	9,0	4,50	82	13,3	17,0	1,61	3,89
	UPN 140	140	60	7,0	10,0	10,0	5,00	98	16,0	20,4	1,76	4,24
	UPN 160	160	65	7,5	10,5	10,5	5,50	116	18,9	24,0	1,84	4,66
	UPN 180	180	70	8,0	11,0	11,0	6,00	133	21,9	27,9	1,92	5,08
	UPN 200	200	75	8,5	11,5	11,5	6,50	151	25,2	32,2	2,01	5,49
	UPN 220	220	80	9,0	12,5	12,5	6,50	167	29,4	37,4	2,14	5,86
	UPN 240	240	85	9,5	13,0	13,0	7,00	185	33,2	42,3	2,23	6,27
UPN 260	260	90	10,0	14,0	14,0	7,50	201	37,9	48,3	2,36	6,64	
UPN 280	280	95	10,0	15,0	15,0	8,00	216	41,9	53,4	2,53	6,97	
UPN 300	300	100	10,0	16,0	16,0	8,00	231	46,1	58,8	2,70	7,30	

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE

Dimensions : NF A 45-202
Tolérances : NF A 45-210



Inclinaison des ailes :
 $h \leq 300$: 8 %
 $h > 300$: 5 %

**UPN
(suite)**

Profils	Caractéristiques de calcul									Moment d'inertie de torsion
	I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	J
	I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	I_t
cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	
UPN 80	106	26,5	3,1	31,8	5,10	19,4	6,4	1,33	12,1	2,16
UPN 100	206	41,2	3,9	49,0	6,46	29,3	8,5	1,47	16,2	2,81
UPN 120	364	60,7	4,6	72,6	8,80	43,2	11,1	1,59	21,2	4,15
UPN 140	605	86,4	5,5	103,0	10,41	62,7	14,8	1,75	28,3	5,68
UPN 160	925	116,0	6,2	138,0	12,60	85,3	18,3	1,89	35,2	7,39
UPN 180	1350	150,0	7,0	179,0	15,09	114,0	22,4	2,02	42,9	9,55
UPN 200	1910	191,0	7,7	228,0	17,71	148,0	27,0	2,14	51,8	11,90
UPN 220	2690	245,0	8,5	292,0	20,62	197,0	33,6	2,30	64,1	16,00
UPN 240	3600	300,0	9,2	358,0	23,71	248,0	39,6	2,42	75,7	19,70
UPN 260	4820	371,0	10,0	442,0	27,12	317,0	47,7	2,56	91,6	25,50
UPN 280	6280	448,0	10,9	532,0	29,28	399,0	57,2	2,74	109,0	31,00
UPN 300	8030	535,0	11,7	632,0	31,77	495,0	67,8	2,90	130,0	37,40

3.2.2. Propriétés des aciers laminés

3.2.2.1. Résistance

(1) Des valeurs nominales de la résistance limite d'élasticité f_y et celles de la résistance à la traction f_u pour 3 nuances d'acier courantes, sont transitoirement données dans le tableau 3.1 (valeurs conformes à la norme EN 10025).

Nuance d'acier (EN10025)	Epaisseur t en mm			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 100 mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

Tableau 3.1 : Valeurs nominales de f_y et de f_u

3.2.3. Valeurs de calcul de coefficients usuels

(1) Les valeurs de calcul de quelques coefficients usuels de l'acier sont indiquées au tableau 3.2.

Module d'élasticité longitudinale	$E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$
Module de cisaillement	$G = E/[2(1+\nu)]$
Coefficient de Poisson	$\nu = 0,3$
Coefficient de dilatation	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ par } ^\circ\text{C}$
Masse volumique	$\rho = 7\,850 \text{ kg/m}^3$

Tableau 3.2 : Valeurs de calcul de coefficients usuels de l'acier

Résumé

Notre projet concerne l'étude de la structure d'un bâtiment R+4 en charpente métallique à usage administratif en RDC et habitation dans les autres étages, situé dans la ville d'El Khroub (wilaya de Constantine) classé en zone de moyenne sismicité.

Cette étude qui a pris en charge tous les aléas de l'ouvrage (bâtiment et environnement), à savoir les conditions climatiques (neige et vents) et le risque sismique, conformément aux normes en vigueur applicables en Algérie pour ce type d'ouvrages (CCM97, étude climatique neige et vents selon RNV99 version 2013, étude dynamique Selon RPA99 version 2003, BAEL91 révisé99, Eurocode 3 et Eurocode 4), a englobé les calculs allant de la partie haute du bâtiment jusqu'à son niveau bas en procédant à toutes les vérifications nécessaires pour la stabilité de l'ouvrage. A noter que la superstructure est composée de profilés métalliques (poteaux, poutres, solives) et d'un plancher mixte (tôle nervurée type cofraplus 55 avec connecteurs et dalle en béton armé).en analysant l'effet des assemblages sur la stabilité de l'ouvrage.

ملخص:

يتعلق مشروعنا بدراسة بناية ذات هيكل معدني R + 4 للاستخدام الإداري للطابق الأرضي والسكن في الطوابق الأخرى الواقعة في مدينة الخروب (ولاية قسنطينة) المصنفة كمنطقة زلزالية متوسطة. أخذت هذه الدراسة في الاعتبار جميع مخاطر العمل (البناء والبيئة)، وهي الظروف المناخية (الثلوج والرياح) وخطر (دراسة مناخية للثلج والرياح وفقاً لـ CCM97 الزلازل، وفقاً للمعايير المعمول بها في الجزائر لهذا النوع من الهياكل) Eurocode 99 و BAEL91، تمت مراجعة RPA99 2003، دراسة ديناميكية وفقاً لإصدار RNV99 2013 لإصدار (وتضمنت الحسابات من الجزء العلوي من المبنى إلى المستوى السفلي من خلال تنفيذ جميع الفحوصات 4 و Eurocode 3 اللازمة لاستقرار العمل. وتجدر الإشارة إلى أن الهيكل العلوي يتكون من أقسام معدنية (أعمدة، عوارض، روافد) وأرضية مع موصلات وبلاطة خرسانية مسلحة) عن طريق تحليل تأثير الروابط على 55 cofraplus مختلطة (صفيحة مضلعة نوع استقرار الهيكل.

Abstract :

Our project concerns the study of the structure of an R+4 building in metal frame for administrative use in the RDC and dwelling in the other floors, located in the city of El Khroub (wilaya of Constantine) classified in zone of average seismicity.

This study, which took over all the hazards of the structure (building and environment), namely the climatic conditions (snow and wind) and the seismic risk, in accordance with the standards in force in Algeria for this type of structure (CCM97, Snow and Wind Climate Study as per RNV99 version 2013, Dynamic Study As per RPA99 version 2003, BAEL91 revised 99, Eurocode 3 and Eurocode 4), has included calculations from the upper part of the building to its lower level by carrying out all necessary checks for the stability of the structure. Note that the superstructure is composed of metal profiles (columns, beams, joists) and a mixed floor (ribbed sheet type cofraplus 55 with connectors and reinforced concrete slab). analysing the effect of assemblies on the stability of the structure.