

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : Sciences de l'ingénieur
Département : Génie Civil
Domaine : Sciences techniques
Filière : Génie Civil
Spécialité : Constructions Métalliques et Mixtes

Mémoire Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master Thème:

**ÉTUDE D'UN BATIMENT (R+4) EN CHARPENTE METALLIQUE A USAGE
D'HABITATION**

Présenté par : *M^{elle} BENTORKI MERIEM*
M^{elle} BENZAHOUA RANIA

Encadrant : *HAMMOUDA A/AZIZ* Grade : *MC A / UBMA*

Jury de Soutenance :

FELLAH FARID	MC B	UBMA	Président
HAMMOUDA A/AZIZ	MC A	UBMA	Encadrant
SLIMANI FAYCEL	MC B	UBMA	Examinateur

Année Universitaire : 2019/2020

Résumé

Notre projet est une étude de dimensionnement d'un bâtiment en Charpente Métallique de (R+4) à usage d'habitation implanté dans la wilaya d'Annaba.

L'étude a débuté par la descente de charges, puis le calcul des surcharges de Neige et du Vent. On a après le Pré-Dimensionnement des éléments porteurs et enfin une étude sismique.

Toutes ces étapes ont été réalisées suivant différents Règlements tels que : RNV 2013, CCM 97 et le RPA 99 version 2003. Finalement une étude des fondations termine ce travail.

Le logiciel de modélisation et calcul est ROBOT 2017.

المخلص

مشروعنا هو عبارة عن دراسة وتصميم بناء سكني بهيكل معدني مكون من أربعة طوابق + الطابق الأرضي. بدأنا بدراسة نزول الأحمال ثم حساب أحمال الثلوج والرياح وقبل التحجيم وبعدها قمنا بدراسة زلزالية وفقا لعدة أنظمة جزائرية مختلفة، خاصة بالهندسة المدنية مثل RPA 97, CCM 97, RNV 2013 فالنهاية قمنا بدراسة الأساسات و من أجل التحجيم قمنا بالتحقق بواسطة برنامج خاص بالحساب ROBOT 2017

Abstract

Our Project is a study and design of a steel structure in building for habitation use with 4 storeys and ground floor.

The study started by the descent of the load, calculation of overload of snow and wind as well as the pre-dimensioning and seismic study differ according to regulations as RNV 2013, CCM 97 and RPA99 version 2003. Finly we study the foundation and for sizing we conducted an audit by modeling software and computing ROBOT 2017.

Remerciements

Nous remercions avant tout Allah de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Au terme de notre travail, nous tenons à remercier très sincèrement notre encadreur Dr. HAMMOUDA A/Aziz pour tous les conseils, supports et l'aide qu'il nous a apporté, afin de mener à bien ce travail dans les délais répartis.

Nos remerciements également à l'ingénieur ZAIM et Dr CHENIA pour tous ses aides et soutien qui ont servi à la réalisation de ce modeste travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de département de génie civil qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Enfin, nos remerciements à tous nos amis, nos collègues qui nous ont soutenu et encouragé pour la réalisation de cet humble mémoire.

BENTORKI Meriem

BENZAHOUA Rania

Sommaire

Sommaire

Introduction générale.....	1
CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE	
I.1 Introduction.....	2
I.2 Généralités.....	2
I.2.1 Présentation du projet.....	3
I.2.2 Données géométriques du projet.....	3
I.2.3 Localisation et données concernant le site.....	3
I.3 Matériaux utilisés.....	3
I.3.1 Acier.....	3
I.3.2 Béton.....	3
I.4 Mode de construction	4
I.4.1 Structure verticale.....	4
I.4.2 Structure horizontale.....	4
I.5 Règlements techniques.....	5
CHAPITRE II : ÉVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	
II.1 Introduction	6
II.2 Charges permanentes.....	6
II.2.1 Plancher Terrasse.....	6
II.2.2 Plancher courant.....	7
II.2.3 Cloisons extérieurs	7
II.2.6 Acrotère.....	7
II.3 Charges climatiques.....	7
II.3.1 Effet de la neige.....	7
II.3.1.1 Introduction.....	8
II.3.1.2 Calcul des charges de la neige.....	8
II.3.2 Effet du vent	9
II.3.2.1 Introduction	9
II.3.2.2 Donnée relative au site.....	9
II.3.2.3 Calcul	9
II.3.2.3.1 Pression dynamique de pointe.....	10
II.3.2.3.2 Calcul de la pression due au vent.....	10
II.3.2.3.3 Détermination de coefficient de pression.....	10
II.3.2.3.4 Calcul des forces à l'aide des pressions de surface	27

Sommaire

CHAPITRE III : PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS PORTEUR

III.1 Pré-dimensionnement	37
III.1.1 Pré-dimensionnement des poutres secondaires.....	37
III.1.1.1 poutres secondaires de plancher terrasse.....	37
III.1.1.2 poutres secondaires de plancher courant	40
III.1.2 Pré-dimensionnement des poutres principales (sans connexion)	43
III.1.2.1 poutres principales du plancher terrasse.....	43
III.1.2.2 poutres principales de l'étage courant.....	46
III.1.3 Pré-dimensionnement des poteaux.....	49

CHAPITRE IV : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

IV.1 Définition de plancher mixte.....	59
IV.2 Méthode de calcul	59
IV.3 Etude de la dalle collaborant.....	59
IV.4 Phase de construction	60
IV.4.1 Pré-dimensionnement des solives	60
IV.4.1.1 Charge et surcharge.....	60
IV.5 Phase finale	63
IV.5.1 Combinaison de charge	63
IV.5.2 Largeur de la dalle participante (b_{eff})	64
IV.5.3 Détermination de la position de l'axe neutre plastique	65
IV.6 Calcul des goujons connecteurs.....	68
IV.6.1 Vérification des soudures	70
IV.7 Ferrailage de la dalle du plancher	71
IV.7.1 Combinaison d'action	71
IV.7.2 Calcul des sollicitations.....	71
IV.8 Définition de l'escalier.....	74
IV.8.1 Dimensionnement des éléments porteurs	75
IV.8.2 Pré dimensionnement de la poutre palière.....	76

Sommaire

CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE

V.1 Introduction	78
V.2 Modélisation de la structure étudiée	78
V.3 Choix de la méthode de calcul	79
V.4 Calcul par la méthode dynamique modale spectrale.....	79
V.4.1 Calcul de la force sismique V.....	80
V.4.2 Les étapes à suivre pour la modélisation de la structure sous [ROBOT]	84
V.4.3 Études des variantes.....	84
V.5 L'effet de deuxième ordre	92

CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

VI.1 Introduction.....	94
VI.2 Vérification des éléments avec le logiciel ROBOT	94
VI.3 Dimensionnement et vérification.....	94
VI.3.1 Vérification de la poutre principale IPE 300	94
VI.3.2 Vérification de la poutre secondaire IPE160	95
VI.3.3 Vérification de Solive IPE120	95
VI.3.4 Vérification des poteaux HEA 240	96
VI.3.5 Vérification des systèmes de contreventement	101

CHAPITRE VII : ÉTUDE DES ASSEMBLAGES

VII.1 Introduction	103
VII.2 Fonctionnement des assemblages.....	103
VII.3 Rôle des assemblages	104
VII.4 Calcul des assemblages.....	104
VII.4.1 Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale)	104
VII.4.2 Assemblage poteau-poutre principale	108
VII.5 Calcul des pieds de poteau	113
VII.5.1 Dimensionnement des tiges d'ancrages	113
VII.5.2 Dimensionnement de la platine	114
VII.5.3 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine.....	115

Sommaire

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII .1 Introduction.....	117
VIII .2 Choix de type de fondation	117
VIII .3 Pré-dimensionnement de la semelle.....	118
VIII .3.1 La condition de rigidité.....	118
VIII .4 Dimensionnement de la semelle	118
VIII .4.1 Vérification en tenant compte du poids de la semelle.....	119
VIII .4.2 Vérification des conditions de stabilité.....	120
VIII .5 Calcul du ferrailage	120
VIII .6 Longrines.....	121
VIII .6.1 Dimensionnement des longrines	121

CHAPITRE IX : PROTECTION DE LA STRUCTURE CONTRE LE FEU

IX.1 Introduction.....	124
IX.2 Définitions d'un incendie.....	125
IX.3 Le développement d'un incendie.....	125
IX.4 La caractérisation des éléments.....	126
IX.5 Le comportement des structures	127
IX.6 La protection des structures	128
Conclusion	130
Référence bibliographique	131
Annexe 1	132
Annexe 2	133
Annexe 3	134
Annexe 4	135
Annexe 5	136

Liste des Tableaux

Liste des Tableaux

CHAPITRE II

Tableau II.1 : Valeurs des pressions dynamiques.....	11
Tableau II.2 : C_{pe} pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire.....	12
Tableau II.3 : C_{pe} pour les toitures plates d'un bâtiment à base rectangulaire.....	14
Tableau II.4 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur le RDC (V1)	18
Tableau II.5 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur le 1 ^{er} étage (V1)	19
Tableau II.6 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur le 2 ^{eme} étage (V1)	19
Tableau II.7 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur le 3 ^{eme} étage (V1)	19
Tableau II.8 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur le 4 ^{eme} étage (V1)	20
Tableau II.9 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur la toiture (V1)	20
Tableau II.10 : C_{pe} pour les parois verticales des bâtiments à base rectangulaire.....	21
Tableau II.11 : C_{pe} pour les toitures plates des bâtiments à base rectangulaire.....	22
Tableau II.12 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur RDC (V2)	25
Tableau II.13 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur le 1 ^{er} étage (V2)	26
Tableau II.14 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur le 2 ^{eme} étage (V2)	26
Tableau II.15 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur le 3 ^{eme} étage (V2)	26
Tableau II.16 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur le 4 ^{eme} étage (V2)	27
Tableau II.17 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur la toiture (V2)	27
Tableau II.18 : Valeurs de coefficient dynamique C_d	28
Tableau II.19 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le RDC.....	28
Tableau II.20 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le 1 ^{er} étage.....	29
Tableau II.21 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le 2 ^{eme} étage.....	29
Tableau II.22 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le 3 ^{eme} étage.....	30
Tableau II.23 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le 4 ^{eme} étage.....	30
Tableau II.24 : Valeurs des forces de pression extérieures sur la toiture.....	31
Tableau II.25 : Valeurs des forces de pression intérieures sur les 4 étages.....	31
Tableau II.26 : Valeurs des forces de pression intérieures sur la toiture.....	32
Tableau II.27 : Valeurs des forces de frottement direction V1.....	32
Tableau II.28 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le RDC.....	33
Tableau II.29 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le 1 ^{er} étage.....	33
Tableau II.30 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le 2 ^{eme} étage.....	34
Tableau II.31 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le 3 ^{eme} étage.....	34
Tableau II.32 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le 4 ^{eme} étage.....	35

Liste des Tableaux

Tableau II.33 : Valeurs des forces pression extérieures sur la toiture.....	35
Tableau II.34 : Valeurs des forces de pression intérieures sur les 4 étages.....	36
Tableau II.35 : Valeurs des forces de pression intérieures sur la toiture.....	36
Tableau II.36 : Valeurs des forces de frottement dans la direction V2.....	36

CHAPITRE III

Tableau .III.1 : Caractéristiques du profilé IPE160.....	38
Tableau .III.2 : Caractéristiques du profilé IPE160.....	41
Tableau .III.3 : Caractéristiques du profilé IPE 300.....	44
Tableau .III.4 : Caractéristiques du profilé IPE 300.....	47
Tableau .III.5 : Caractéristiques du profilé HEA 240.....	54
Tableau III.6 : Caractéristiques du profilé HEB 160.....	58

CHAPITRE IV

Tableau IV.1 : Caractéristiques du profilé IPE120.....	61
---	----

CHAPITRE V

Tableau V.1 : Périodes caractéristiques (T1, T2)	81
Tableau V.2 : Coefficient CT.....	82
Tableau V.3 : Valeurs des pénalités (Pq)	83
Tableau V.4 : Combinaisons de calcul.....	85
Tableau V.5 : Pourcentage de participation de masse.....	86
Tableau V.6 : vérification de la force sismique (variante A)	88
Tableau V.7 : Pourcentage de participation de masse.....	90
Tableau V.8 : vérification de la force sismique (variante B)	92
Tableau V.9 : Tableaux général des variantes.....	92
Tableau V.10 : Effet de P- Δ sans X-X.....	93
Tableau V.11 : Effet de P- Δ sans Y-Y.....	93

CHAPITRE VI

Tableau VI.1 : la famille des poutres principales IPE 300.....	94
Tableau VI.2 : la famille des poutres secondaires IPE 160.....	95
Tableau VI.3 : la famille des solives IPE 120.....	95
Tableau VI.4 : la famille des poteaux HEA 240.....	96
Tableau VI.5 : la famille des contreventements CAI 90 x 65 x 6.....	101

CHAPITRE VII

Tableau VII.1 : Caractéristiques des boulons.....	103
Tableau VII.2 : Valeur de β_w	109

Liste des Figures

Liste des Figures

CHAPITRE I

Figure I.1 : vue de la structure en 3D.....	2
Figure I. 2 : Poutrelles en HEA /HEB.....	4
Figure I.3 : Pans de contreventement triangulés.....	4
Figure I.4 : Composition d'un plancher collaborant.....	5

CHAPITRE II

Figure II.1 : Dimensions de la dalle collaborant.....	6
Figure II.2 : Dimensions de l'acrotère.....	7
Figure II.3 : action de la neige.....	8
Figure II.4 : Action du vent à considérer suivant les deux directions V1 et V2.....	10
Figure II.5 : Légende pour les parois verticales.....	12
Figure II.6 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales.....	13
Figure II.7 : Légende pour les toitures plates.....	14
Figure II.8 : Valeurs de C_{pe} pour la toiture plate.....	14
Figure II.9 : Légende pour les parois verticales.....	21
Figure II.10 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales.....	22
Figure II.11 : Légende pour les toitures plates.....	22
Figure II.12 : Valeurs de C_{pe} pour les toitures plates.....	23

CHAPITRE III

Figure III.1 : Présentation schématique des poutres.....	37
Figure III.2 : Schéma statique de poutre secondaire.....	37
Figure III.3 : Dimension des poutres principales.....	43
Figure III.4 : Schéma statique de poutre principale.....	43
Figure III.5 : vue de poteau intermédiaire sur le plan.....	49

CHAPITRE IV

Figure IV.1 : Plancher mixte acier-béton.....	59
Figure IV.2 : Schéma statique de la solive la plus sollicitée.....	60
Figure IV.3 : largeur de la dalle participante.....	64
Figure IV.4 : caractéristique de connecteur.....	69
Figure IV.5 : schéma de ferrailage de la dalle.....	73
Figure IV.6 : Escalier en charpente métallique.....	74
Figure IV.7 : Inclinaison de la paillasse.....	75
Figure IV.8 : Charges appliqués sur limon.....	77

Liste des Figures

CHAPITRE V

Figure V.1 : Propagation du séisme.....	78
Figure V.2 : Structure vue (3D ROBOT) Variante (A).....	85
Figure V.3 : Schéma du spectre de réponse suivant X et Y.....	86
Figure V.4 : Mode de déformation (01)	87
Figure V.5 : Mode de déformation (02)	87
Figure V.6 : Mode de déformation (03)	88
Figure V.7 : Structure vue (3D ROBOT) Variante (A).....	89
Figure V.8 : Schéma du spectre de réponse suivant X et Y.....	89
Figure V.9 : Mode de déformation (01)	90
Figure V.10 : Mode de déformation (02)	91
Figure V.11 : Mode de déformation (03)	91

CHAPITRE VI

Figure VI.1 : Facteur de distribution aux nœuds d'un poteau.....	97
---	----

CHAPITRE VII

Figure VII.1 : vu 3D d'assemblage solive-poutre principale.....	104
Figure VII.2 : Disposition des boulons solive-poutre principale.....	106
Figure VII.3 : schéma de cisaillement du bloc.....	108
Figure VII.4 : vu 3D d'Assemblage poteau-poutre principale.....	108
Figure VII.5 : Disposition des boulons poteau - poutre principale.....	109
Figure VII.6 : Dispositions des tiges d'encrages.....	113
Figure VII.7 : Tiges d'encrages du pied du poteau.....	114
Figure VII.8 : Excentricité de l'effort normal.....	115

CHAPITRE VIII

Figure VIII.2 : Dessin du ferrailage.....	121
Figure VIII.3 : Disposition des cadres.....	123

CHAPITRE IX

Figure IX.1 : protection passive contre l'incendie.....	124
Figure IX.2 : triangle du feu.....	125
Figure IX.3 : phases de développement d'un incendie.....	126
Figure IX.4 : La protection de l'acier.....	129

Liste des Notations

Liste des Notations

A : Section brute d'une pièce

A_{net} : Section nette d'une pièce

A_{réf} : Surface élémentaire

A_w : Section de l'âme

A_v : Aire de cisaillement

b_f : La largeur de la solive

C_f : Coefficient de force

C_t : Coefficient de topographie

C_r : Coefficient de rugosité

C_{p,net} : Coefficient de pression nette

C_e : Coefficient d'exposition

C_d : Coefficient dynamique

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier

G : Charge permanente

G : Module de Young

I : Moment d'inertie

IV_(z) : Intensité de la turbulence

K : Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poutre – Poteau

K₀ : Coefficient de flambement

K_t : Facteur de terrain

M_{Sd} : Moment sollicitant en générale

M : Moment fléchissant

M_{Rd} : Moment résistant

M_{pl} : Moment plastique

M_{cr} : Moment critique

M_{b,Rd} : Valeur de calcul de la résistance au déversement

N_{pl,Rd} : Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute

N_{b,Rd} : Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement

N_{Sd} : Effort normal sollicitant

N_{t,Sd} : Effort normal de traction

N_{pl} : Effort normal plastique

N_{c,Rd} : La résistance de calcul a la compression de la section transversale

n : le coefficient d'équivalence acier/ béton

Liste des Notations

P_K : Poids total de la structure

Q : Charge d'exploitation

$q_{p(z_e)}$: Pression dynamique de pointe

R : Coefficient de comportement de la structure

S : Surface

S : Charge de la neige

S_k : Charge de la neige sur le sol

V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant

$V_{pl,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement

$V_{réf}$: Vitesse de référence du vent

W : Pression aérodynamique

$W_{(z_j)}$: Pression dynamique

W_e : Pression extérieure exercée sur la surface élémentaire de de la hauteur (z_e)

W_i : Pression intérieure exercée sur la surface élémentaire de de la hauteur (z_e)

W_{pl} : Module de résistance plastique

W_{el} : Module de résistance élastique

d : Diamètre d'une section circulaire

f : Flèche

f_y : Limite d'élasticité

f_u : Résistance à la traction

f_{cj} : Résistance à la compression

f_{bu} : Contrainte admissible de compression a l'état limite ultime

H : Hauteur d'une pièce

L : Longueur d'une pièce

L_f : Longueur de flambement

r : Rayon d'une section circulaire

t : Épaisseur d'une pièce

t_f : Épaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau)

t_w : Épaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau)

Z : Hauteur au-dessus du sol

Z_0 : Paramètre de rugosité

$Z_{éq}$: Hauteur équivalente

Z_{min} : Hauteur minimale

Liste des Notations

α : Coefficient du système statique et de la travée étudiée

χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié

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

β_w : Facteur de corrélation

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent

γ_M : Coefficient partiel de sécurité

γ_{M0} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections de classe (1, 2,3)

γ_{M1} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections de classe (4)

γ_{M2} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections nettes au droit des trous

γ_b : Coefficient de sécurité

λ : Élanement

λ_{LT} : Élanement de déversement

α : Facteur d'imperfection

ϕ : Rotation

ϕ_{lt} : Rotation de déversement

η : Contrainte limite de cisaillement en élasticité

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier

σ_a : Contrainte de l'acier

σ_b : Contrainte du béton

σ_{st} : La contrainte admissible de l'acier à l'ELU $\bar{\tau}$: Contrainte limite de cisaillement

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

η : Facteur de correction d'amortissement

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismique Fi

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 »

μ : Coefficient de forme de la charge de neige

Introduction générale

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Pour n'importe quel projet de construction, il existe divers procédés de conception et de réalisation selon les besoins et les capacités : construction en béton armé, en précontrainte, en charpente en bois ou charpente métallique.

Ces procédés sont réglementés par des normes et des codes et des règlements soit nationaux ou internationaux.

Notre projet de fin d'étude consiste une étude technique qui est l'analyse et le dimensionnement d'un bâtiment en (R+4) à usage d'habitation.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel.

Dans le cadre de notre formation Master en Génie Civil, nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (PFE) en charpente métallique. Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle concrète et réelle.

Notre étude sera menée en se basant sur les démarches suivantes :

- ❖ Le premier chapitre qui est consacré pour les Généralités.
- ❖ Le deuxième chapitre portera sur évaluation des charges et surcharges.
- ❖ Le troisième chapitre est le pré-dimensionnement des éléments.
- ❖ Le quatrième chapitre concernant l'étude des éléments secondaires.
- ❖ Le cinquième chapitre c'est l'étude sismique.
- ❖ Le sixième chapitre portera les vérifications des éléments.
- ❖ Le septième chapitre c'est les assemblages.
- ❖ Le huitième chapitre c'est l'étude de l'infrastructure.
- ❖ Enfin, le dernier chapitre sera consacré à la protection de la structure contre le feu.

L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cours de charpente métallique, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de master.

Présentation de L'ouvrage

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction

La structure est la colonne vertébrale du bâtiment, et l'élément essentiel qui assure le maintien de l'intégralité de la construction.

Actuellement l'Algérie reste parmi les pays qui se basent essentiellement sur le matériau béton dans leurs constructions, par ailleurs l'utilisation de la charpente métallique est limitée, malgré que, les constructions métalliques sont très développées aujourd'hui dans le domaine du bâtiment et travaux publics « B.T.P ». L'acier est un matériau qui offre le privilège d'être léger favorisant une rapidité avérée, dans le montage et une résistance qui permet de franchir de longues portées, contrairement au béton, l'acier offre une ductilité qui présente une performance face aux efforts sismiques.

On va essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur ce projet réel. L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans la formation construction métallique

I.2 Généralités

I.2.1 Présentation du projet

Notre projet consiste à étudier un bâtiment R+4 à usage d'habitation, la structure est en charpente métallique et sur la base des nouveaux règlements parasismiques algériens RPA 99-version 2003.

L'ossature est formée d'une structure en charpente métallique (poteaux, poutres) et de planchers mixtes collaborant (béton acier)

La stabilité du bloc est assurée par des portiques auto-stables et par des palets de stabilité verticaux en X



Figure I.1 : vue de la structure en 3D.

Présentation de L'ouvrage

I.2.2 Données géométriques du projet

En plan le bâtiment est en forme rectangulaire dont les dimensions sont :

- LongueurL=25.2m
- Largeurl=11.8m
- Hauteur totale (y compris l'acrotère)H=18.6m
- Hauteur de l'acrotèreh=0.6m
- Hauteur d'étages :
 - ✓ étage 1 ,2 ,3 et 4h_e = 3.6m
 - ✓ étage RDCh_e = 3.6m

I.2.3 Localisation et données concernant le site

Le bâtiment est implanté à Annaba, Site classé dans la zone II-a

I.3 Matériaux utilisés

I.3.1 Acier

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

- ❖ La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa.
- ❖ La limite élastique : $f_y = 235$ MPa.
- ❖ Le module de Young : $E = 210\ 000$ MPa.
- ❖ Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- ❖ Module de Young : $G = E / (2(1+\nu)) = 80769 = 81000$ MPa.

I .3.2 Béton

- ❖ Le béton utilisé est dosé à 350 kg/m³.

I.3.2.1 Résistance de béton

➤ Caractéristiques du béton :

Le béton utilisé est défini, du point de vue mécanique par :

- ❖ La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa

Présentation de L'ouvrage

- ❖ La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de la Compression par la relation : $F_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$

➤ Contraintes limites :

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 F_{Cj}}{\gamma_b}$$

E.LS : La contrainte de compression limite de service est donnée par : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

I.4 Mode de construction

I.4.1 Structure verticale

✚ Les poteaux

. L'ossature de notre construction est constituée par des portiques (poteaux poutres) en acier dans les deux sens :

- les poteaux en profilés HEA, ou bien HEB en fonction de calcul par la suite
- les poutres en profilés IPE.

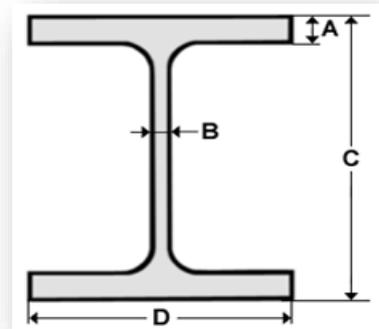


Figure I. 2 : Poutrelles en HEA /HEB.

✚ Les contreventements

Les systèmes de contreventements assureront la stabilité de la structure face aux efforts de vent et spécialement du séisme.

On a mis en disposition un système de contreventements en X

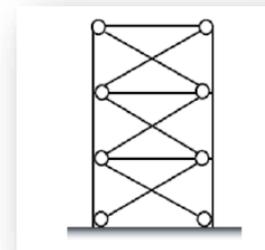


Figure I.3 : Pans de contreventement triangulés.

I.4.2 Structure horizontale

Elle désigne les planchers courants et terrasses

✚ Plancher terrasse et courant :

Évaluation des Charges et Surcharges

Les planchers sont mixtes à dalle collaborant dont la composition est illustrée sur la figure ci-dessous.

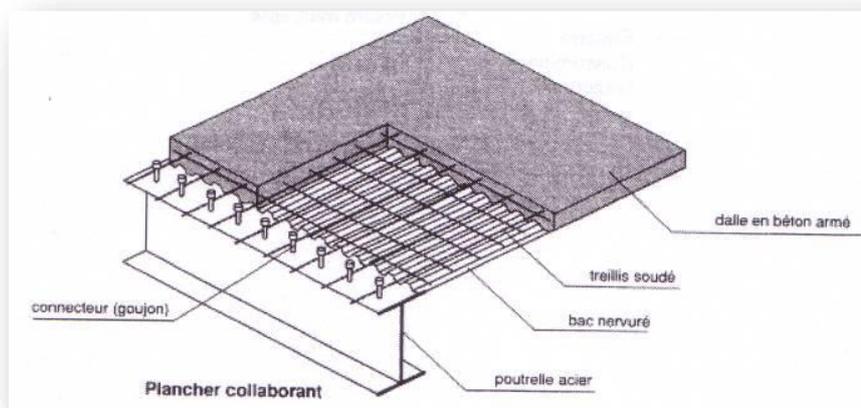


Figure I.4 : Composition d'un plancher collaborant.

I.5 Règlements techniques

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

DTR BC2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation. [1]

RNV2013 : Règles définissant les effets de la neige et du vent. [2]

CCM 97 : Règle de calcul des constructions en acier. [3]

RPA99 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003. [4]

CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armée. [5]

CALCUL DES STRUCTURES METALLIQUE SELON L'EUROCODE 3. Jean Morel. [6]

Évaluation des Charges et Surcharges

CHAPITRE II : ÉVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

II.1 Introduction :

Cette partie traite les différentes charges agissantes sur notre édifice, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation, des effets thermique et climatique. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrits dans le règlement technique DTR B.C.2.2 (charges et surcharges). [1] En suite l'étude climatique nous donnera les effets exercés sur la structure, par la neige et le vent en se basant sur le règlement neige et vent « RNV version 2013 ». [2]

II.2 Charges permanentes :

Elles désignent le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage.

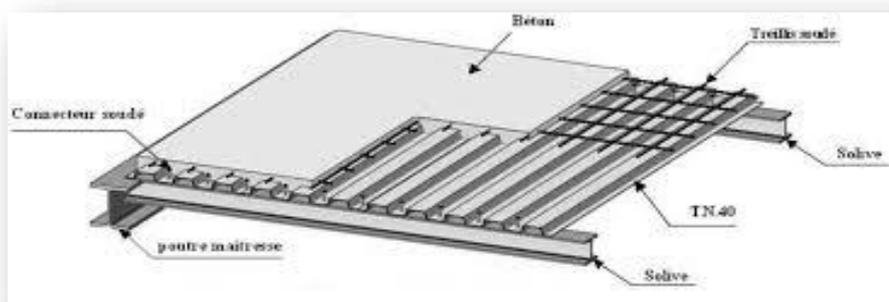


Figure II.1 : Dimensions de la dalle collaborant.

II.2.1 Plancher Terrasse :

L'épaisseur de la dalle pour le plancher terrasse est de 8 cm

Type :

Protection en gravillon roulés (5cm)

Étanchéité multicouche (e=2cm)

Forme de pente (e=10cm)

Isolation thermique (e=4cm)

Dalle BA (e=8cm)

Tôle profile (TN40)

Faux plafond

TOTAL

G (KN/m²) :

0,85

0,12

2,2

0,16

2

0,1

0,1

5,53

Plancher terrasse inaccessible -----Q=1 KN/m

Évaluation des Charges et Surcharges

II.2.2 Plancher courant :

L'épaisseur de la dalle pour le plancher courant est de **8 cm**

<u>Type :</u>	<u>G (KN/m²) :</u>
Dalle BA (e=8cm)	2
Tôle profile (TN40)	0,1
Faux plafond	0,1
Cloison légers (e=10cm)	0,75
Revêtement carrelage (e=2cm)	0,4
Mortier de pose (e=2cm)	0,4
TOTAL	3,75
Plancher courant -----	Q= 2,5 KN/m²

II.2.3 Cloisons extérieures :

Les murs extérieurs sont réalisés en double cloisons de **10 cm**

<u>Type :</u>	<u>G (KN/m²) :</u>
Brique (e=10cm)	1,80
Revêtement extérieur	0,18
Revêtement intérieur	0,10
TOTAL	2,08

II.2.6 Acrotère

La surface de l'acrotère est :

$$S = (0,03 \times 0,1) / 2 + (0,07 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0,0685m^2$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$P = (0,069 \times 2500) = 171,25 Kg/ml$$

$$G = G_{\text{Acrotère}} + G_{\text{Mortier}}$$

$$G = 171,25 + 2,76 = 174,01 Kg/ml$$

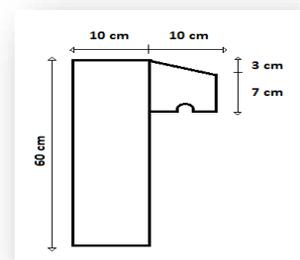


Figure II.2 : Dimensions de l'acrotère.

II. 3 Charges climatiques

II.3.1 Effet de la neige

II.3.1.1 Introduction :

Les structures sont soumises d'une façon directe à des charges d'origine variée. Ces charges sont considérées comme des actions directes et incluent les effets de pesanteur et environnementaux, tel que le vent et la neige.

Pour cela on a le règlement RNV2013 [2] s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

II.3.1.2 Calcul des charges de la neige

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toitures ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = u \times S_K \quad [\text{KN/m}^2] \quad (\text{\S 3.1.1. RNV2013}) [2]$$

- S_K (en kN/m^2) : est la charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de la zone de neige
 - μ : est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.
- ❖ Le projet est implanté à ANNABA qui appartient à la zone B selon la classification de RNV2013. [2] au niveau de la mer $H=0$ donc :

$$S_K = \frac{0,04 \times H + 10}{100} = 0,1 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Le projet ne présente pas des discontinuités de niveaux, et on a une pente comprise entre 0° et 30° (§6.2.2.1 Tableau 2. RNV2013) [2] donc : $\mu = 0,8$; ce qui donne : $S = 0,08 \text{ kN/m}^2$

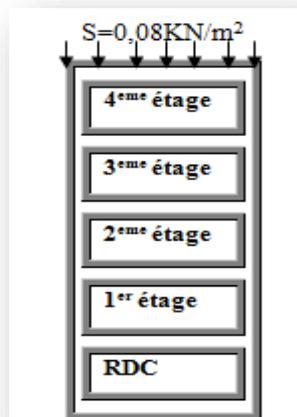


Figure II.3 : action de la neige.

II.3.2 Effet du vent :

II.3.2.1 Introduction :

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

Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent 2013. [2] . Il s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200 m.

II.3.2.2 Donnée relative au site :

- ❖ Catégorie du terrain **IV** (Tableau 2.4. RNV2013) [2]
 - ❖ Site plat : $C_T=1$ (Tableau 2.5. RNV2013) [2]
 - ❖ Zone du vent **III** (ANNEXE.1. RNV2013) [2]
 - ❖ $q_{réf} = 500 \text{ N/m}^2$ (Tableau 2.2. RNV2013) [2]
 - ❖ Facteur de terrain : $k_T = 0,234$
 - ❖ Paramètre de rugosité : $Z_0 = 1 \text{ m}$
 - ❖ Hauteur minimale : $Z_{min} = 10 \text{ m}$
 - ❖ ε : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d :
 $\varepsilon = 0,67$
- } (Tableau 2.4. RNV2013) [2]
- ❖ la vitesse de référence du vent : $V_{réf} = 29 \text{ m/s}$ (ANNEXE 1. RNV2013) [2]

II. 3.2.3 Calcul :

Selon le règlement RNV 2013, le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent, et perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

➤ Les directions sont comme suit :

- La direction **V1** du vent : perpendiculaire à la façade principale.
- La direction **V2** du vent : parallèle à la façade principale.

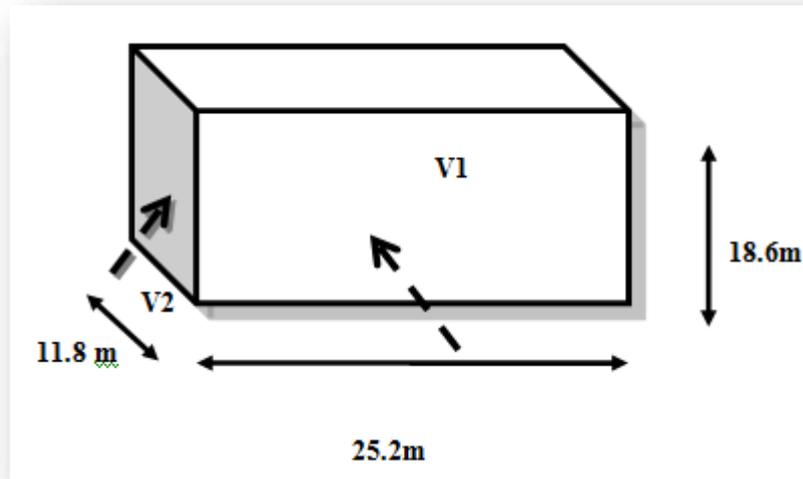


Figure II.4 : Action du vent à considérer suivant les deux directions V1 et V2.

II.3.2.3.1 Pression dynamique de pointe :

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

$$Q_p(z_e) = q_{\text{réf}} \times C_e(z_e) \quad [\text{N/m}^2]$$

- $q_{\text{réf}} = 500 \text{ N/m}^2$

- C_e : coefficient d'exposition au vent.

a- Détermination du coefficient d'exposition

$$C_{e(z_e)} = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)] \quad (\S 2.4.2. \text{ RNV2013}) [2]$$

❖ C_r : Coefficient de rugosité (Cf. § 2.4.4. RNV2013) [2]

❖ C_T : Coefficient de topographie (Cf. § 2.4.5. RNV2013) [2]

❖ $I_v(z)$: Intensité de la turbulence (Cf. § 2.4.6. RNV2013) [2]

❖ Z (en m) : hauteur considéré

❖ $C_T = 1$ pour $\phi < 0.05$ (site plat) (§ 2.4.5. RNV2013) [2]

$$\left. \begin{aligned} & \left\{ \begin{aligned} C_{r(z)} &= Kt \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) && \text{pour } Z_{\text{min}} \leq Z \leq 200\text{m} \\ C_{r(z)} &= Kt \times \ln\left(\frac{z_{\text{min}}}{z_0}\right) && \text{pour } Z < Z_{\text{min}} \end{aligned} \right\} \end{aligned} \right\} (\S 2.4.4. \text{ RNV2013}) [2]$$

Évaluation des Charges et Surcharges

$$* \left\{ \begin{array}{ll} I_{v(z)} = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{pour } Z > Z_{min} \\ I_{v(z)} = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} & \text{pour } Z \leq Z_{min} \end{array} \right\} \quad (\S 2.4.6. RNV2013) [2]$$

Niveau	H (m)	Z (m)	C _r	C _t	C _e	I _v	q _p (N/m ²)
RDC	3,6	1,8	0,54	1	1,177	0,434	588,5
1 ^{er} étage	3,6	5,4	0,54	1	1,177	0,434	588,5
2 ^{eme} étage	3,6	9	0,54	1	1,177	0,434	588,5
3 ^{eme} étage	3,6	12,6	0,593	1	1,324	0,395	662
4 ^{eme} étage	3,6	16,2	0,652	1	1,493	0,359	746,5

Tableau II.1 : Valeurs des pressions dynamiques.

II.3.2.3.2 Calcul de la pression due au vent :

a- Détermination de la pression aérodynamique :

La pression dynamique $W_{(z)}$ agissante sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante :

$$W_{(z)} = q_{p(z_e)} \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [N/m}^2 \text{]} \quad (\S 2.5.2. RNV2013) [2]$$

II.3.2.3.3 Détermination de coefficient de pression :

1- Calcul des coefficients de pressions extérieures :

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} C_{pe} = C_{pe.1} \quad \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe,10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe.10} \quad \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{array} \right\} \quad (\S 5.1. RNV2013)$$

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$

Évaluation des Charges et Surcharges

S : est la surface chargée de la paroi considérée

Alors : $C_{pe} = C_{pe.10}$

❖ Direction du vent V1 :

b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent V1 ; $b = 25.2\text{m}$.

d : La dimension parallèle à la direction du vent V1 ; $d=11.8\text{m}$

$e = \min [b ; 2h] = \min [25.2 ; 36] \quad e=25.2\text{m}$

$d < e \rightarrow$ La paroi est divisée en 2 zones de pression A', B', D et E qui sont illustrées sur la figure suivante :

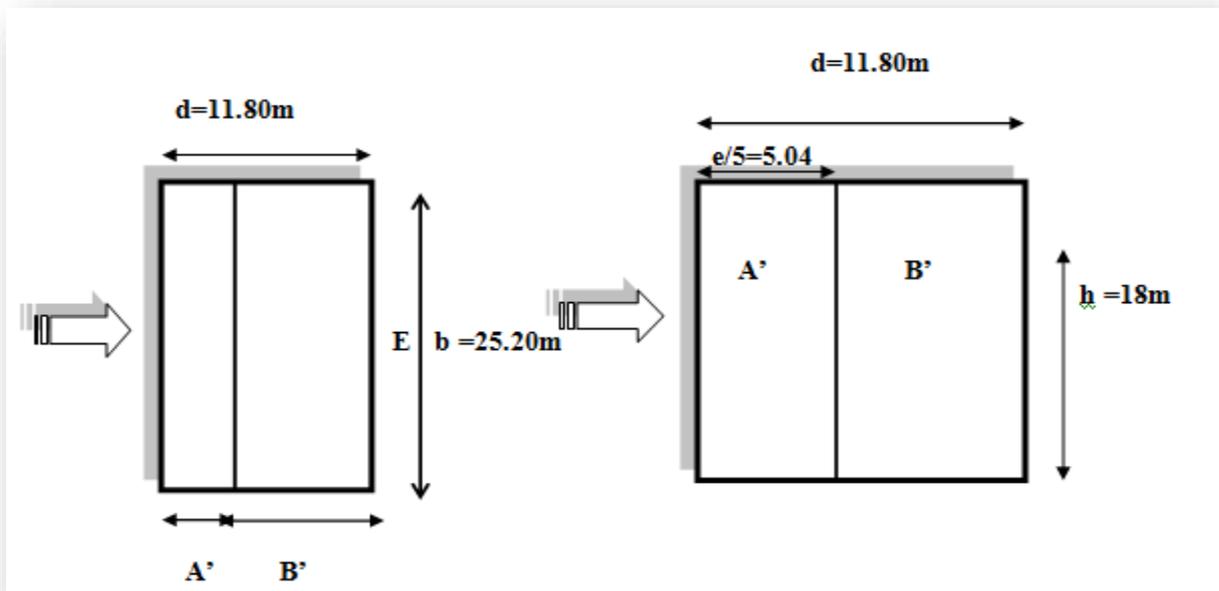


Figure II.5 : Légende pour les parois verticales.

Les aires des différentes zones étant supérieures à 10 m^2 ($S > 10\text{m}^2$) Selon la formule (§5.1. RNV2013) [2] donc $C_{pe} = C_{pe.10}$

D'après le tableau (5.1.RNV2013) [2] on a :

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

Tableau II.2 : C_{pe} pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire.

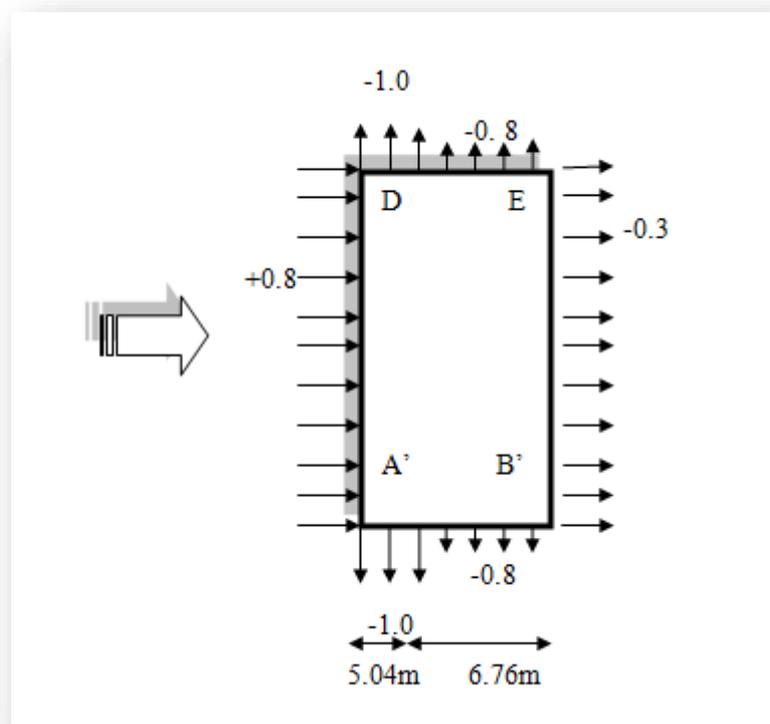


Figure II.6 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales.

b. Terrasse :

La hauteur de l'acrotère $h_p = 0,6$ m

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 5° .

Selon (§1.1.5 chap5.RNV2013) [2] les différentes zones de pression F, G, H et I sont représentées sur la figure ci-dessous.

$$e = \text{Min} [b ; 2h] = 25,20\text{m}$$

b : Dimension du côté perpendiculaire au vent

$$d = 11,80\text{m}$$

Évaluation des Charges et Surcharges

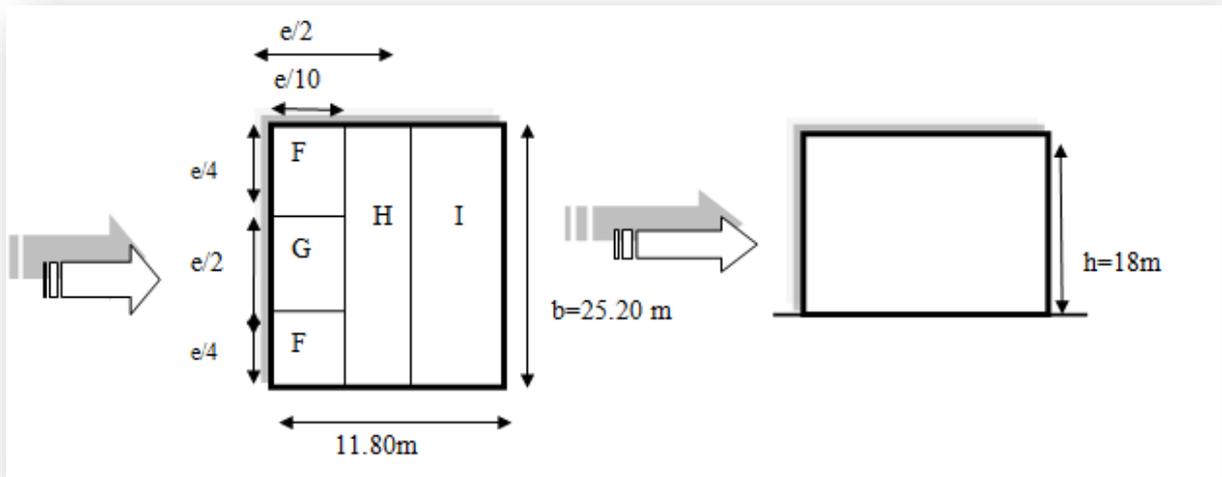


Figure II.7 : Légende pour les toitures plates.

Selon le tableau (5.2. RNV2013) [2] on a :

Dans notre cas $h_p/h = 0,6/18 = 0,033$

Par interpolation linéaire entre les valeurs $h_p/h=0,025$ et $h_p/h = 0,05$ on trouve :

F	G	H	I
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1,54	-1,04	-0,7	± 0.2

Tableau II.3 : C_{pe} pour les toitures plates d'un bâtiment à base rectangulaire.

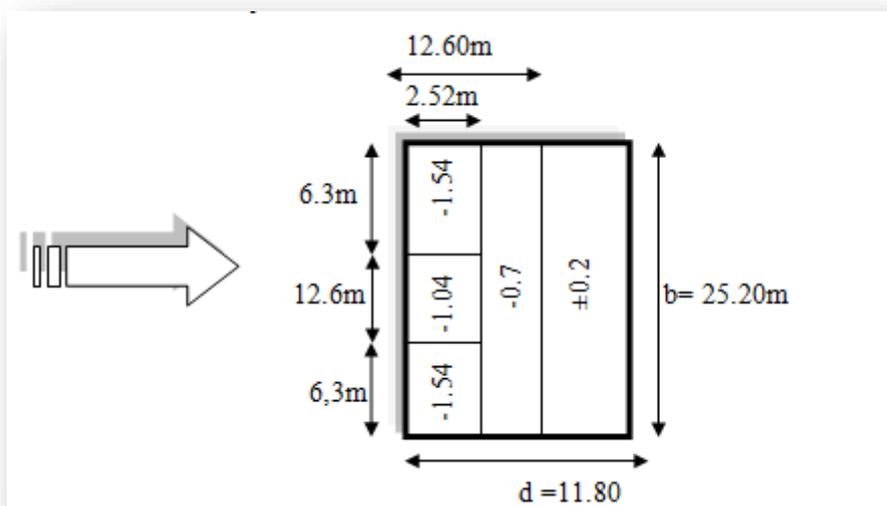


Figure II.8 : Valeurs de C_{pe} pour la toiture plate.

Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

D'après le paragraphe (§2.2.2 chap5.RNV2013) [2] on doit utiliser les deux valeurs du C_{pi} :

$C_{pi1}=-0.5$ et $C_{pi2}=+0.8$

❖ Coefficient dynamique C_d :

Il est donné par la formule suivant :

$$C_{Pe} = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(z_{eq})}$$

❖ Direction V1 :

$b = 25.20$ m et $h = 18$ m

- Z_{eq} : Hauteur équivalente de la construction

$Z_{eq} = 0,6 \times h \geq Z_{min}$ avec $h=18$ m (figure 3.1 §3.3. RNV2013) [2]

$Z_{eq} = 0,6 \times 18 = 10,8$ m $\geq Z_{min} = 10$ m

- $I_v(z_{eq})$: Intensité de la turbulence pour $z = z_{eq}$

$I_v(z_{eq}) = \frac{1}{c_t \times \ln(\frac{z_{eq}}{z_0})}$ pour $Z > Z_{min}$ (§2.4.6. RNV2013) [2]

$I_v(z_{eq}) = 0,420$

- Q^2 : Partie quasi statique

$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9(\frac{b+h}{li(z_{eq})})^{0,6\epsilon}}$ (§3.3.1. RNV2013) [2]

$li(z) = 300 \times \left(\frac{z}{200}\right)^\epsilon$ pour $Z_{min} \leq Z \leq 200$ m (§3.3.1. RNV2013) [2]

$li(z_{eq}) = 300 \times \left(\frac{z_{eq}}{200}\right)^\epsilon$

Évaluation des Charges et Surcharges

$$li(zeq) = 300 \times \left(\frac{10.8}{200}\right)^{0.67} = 42.44 \text{ m}$$

$$Q^2 = \frac{1}{1+0.9\left(\frac{25.2+18}{42.44}\right)^{0.63}} = 0.524$$

- R^2 : Partie résonnante

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b \quad (\S 3.3.2 \text{ RNV2013}) [2]$$

δ : Décrément logarithmique d'amortissement structural

$$\delta = \delta_s + \delta_a$$

$$\delta_s = 0.05$$

$$\delta_a = 0$$

$$\delta = 0.05 + 0 = 0.05$$

n_{lx} : Fréquence propre de mode fondamentale dans la direction x

R_N : Fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance

$$R_N = \frac{6.8 \times N_x}{(1 + 10.2 \times N_x)^{5/3}} \quad (\S 3.3.2. \text{ RNV2013}) [2]$$

N_X : Fréquence adimensionnelle dans la direction x du vent donnée par :

$$N_X = \frac{n_{lx} \times li(zeq)}{V_{m(zeq)}} \quad (\S 3.3.2. \text{ RNV2013}) [2]$$

- $V_{m(z)} = C_{r(z)} \times C_{t(z)} \times V_{ref}$ (ANNEXE 2. RNV2013) [2]

$$V_{m(zeq)} = C_{r(zeq)} \times C_{t(zeq)} \times V_{ref} \quad (\text{II.6.5})$$

$$C_{r(zeq)} = K_t \times \ln\left(\frac{zeq}{z_0}\right) \quad \text{Pour } Z_{min} < Z < 200 \text{ m}$$

$$C_{r(zeq)} = 0.234 \times \ln\left(\frac{10.8}{1}\right) = 0.56$$

$$C_{t(zeq)} = 1$$

Évaluation des Charges et Surcharges

$$V_{\text{ref}} = 29 \text{ m/s}$$

(ANNEXE 2. RNV2013) [2]

$$V_{m(\text{zeq})} = 0.56 \times 1 \times 29 = 16.24 \text{ m/s}$$

- Calcul de la fréquence propre du mode fondamentale dans la direction V1

$$N_{1x} = \frac{0.5}{\sqrt{f}} \quad [\text{Hz}] \quad (\text{\S}3.3.4. \text{RNV2013}) [2]$$

f : est la flèche de la structure due au poids propre appliqué dans la direction de vibration.

$$f = \frac{h}{100} = \frac{18}{100} = 0.18 \text{ m}$$

$$n_{1x} = \frac{0.5}{\sqrt{0.18}} = 1.18 \quad [\text{Hz}]$$

$$N_x = \frac{1.18 \times 42.44}{16.24} = 3,08$$

$$R_N = \frac{6.8 \times 3.08}{(1 + 10.2 \times 3.08)^{5/3}} = 0,064$$

- 2- R_h et R_b : Fonctions d'admittance aérodynamique

$$R_h = \left(\frac{1}{\eta h} \right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta h^2} \right) \times (1 - e^{-2 \times \eta h}) \quad \text{pour } \eta h > 0$$

$$R_b = \left(\frac{1}{\eta b} \right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta b^2} \right) \times (1 - e^{-2 \times \eta b}) \quad \text{pour } \eta b > 0$$

Avec :

$$\eta h = \frac{4.6 \times N_x \times h}{li(\text{zeq})} = 6,01$$

$$\eta b = \frac{4.6 \times N_x \times b}{li(\text{zeq})} = 8,4$$

$$R_h = \left(\frac{1}{6.01} \right) - \left(\frac{1}{2 \times 6.01^2} \right) \times (1 - e^{-2 \times 6.01}) = 0,153$$

$$R_b = \left(\frac{1}{8.4} \right) - \left(\frac{1}{2 \times 8.4^2} \right) \times (1 - e^{-2 \times 8.4}) = 0,11$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times 0.05} \times 0,064 \times 0,153 \times 0,11 = 0,1$$

- Calcul de facteur de pointe « g » :

Évaluation des Charges et Surcharges

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times V)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times V)}} \geq 3 \quad (\S 3.3.3. RNV2013) [2]$$

- Calcul de la fréquence moyenne :

$$V = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0,08 \text{ [Hz]}$$

$$V = 1.18 \times \sqrt{\frac{0.1}{0.524 + 0.1}} = 0.472 \text{ Hz}$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0.472)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0.472)}} = 3,539 \geq 3$$

$$C_d = \frac{1 + 2 \times 3.539 \times 0.420 \times \sqrt{0.524 + 0.1}}{1 + 7 \times 0.420} = 0.85$$

Les valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sont données dans le tableau suivant :

RDC +3,6 m :

Zone	C_d	q_p (N / m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W_{(zj)1}$ (N/m ²)	$W_{(zj)2}$ (N/m ²)
A'	0,85	588,5	-1	-0,5	0,8	-294,25	-1059,3
B'	0,85	588,5	-0,8	-0,5	0,8	-176,55	-941,6
D	0,85	588,5	+0,8	-0,5	0,8	765,05	0
E	0,85	588,5	-0,3	-0,5	0,8	177,7	-647,35

Tableau II.4 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur le RDC (V1).

Évaluation des Charges et Surcharges

(R+1) +3,6 m :

Zone	C_d	q_p (N /m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W_{(zj)1}$ (N/m ²)	$W_{(zj)2}$ (N/m ²)
A'	0,85	588,5	-1	-0,5	0,8	-294,25	-1059,3
B'	0,85	588,5	-0,8	-0,5	0,8	-176,55	-941,6
D	0,85	588,5	+0,8	-0,5	0,8	765,05	0
E	0,85	588,5	-0,3	-0,5	0,8	177,7	-647,35

Tableau II.5 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur le 1^{er} étage (V1).

(R+2) +3,6 m :

Zone	C_d	q_p (N /m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W_{(zj)1}$ (N/m ²)	$W_{(zj)2}$ (N/m ²)
A'	0,85	588,5	-1	-0,5	0,8	-294,25	-1059,3
B'	0,85	588,5	-0,8	-0,5	0,8	-176,55	-941,6
D	0,85	588,5	+0,8	-0,5	0,8	765,05	0
E	0,85	588,5	-0,3	-0,5	0,8	177,7	-647,35

Tableau II.6 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur le 2^{eme} étage (V1).

(R+3) +3,6 m :

Zone	C_d	q_p (N /m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W_{(zj)1}$ (N/m ²)	$W_{(zj)2}$ (N/m ²)
A'	0,85	662	-1	-0,5	0,8	-331	-1191,6
B'	0,85	662	-0,8	-0,5	0,8	-198,6	-1059,2
D	0,85	662	+0,8	-0,5	0,8	860,6	0
E	0,85	662	-0,3	-0,5	0,8	132,4	-728,2

Tableau II.7 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur le 3^{eme} étage (V1).

Évaluation des Charges et Surcharges

(R+4) +3,6 m :

Zone	C_d	q_p (N /m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W_{(zj)1}$ (N/m ²)	$W_{(zj)2}$ (N/m ²)
A'	0,85	746,5	-1	-0,5	0,8	-373,25	-1343,7
B'	0,85	746,5	-0,8	-0,5	0,8	-223,95	-1194,4
D	0,85	746,5	+0,8	-0,5	0,8	970,45	0
E	0,85	746,5	-0,3	-0,5	0,8	149,3	-821,15

Tableau II.8 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur le 4^{ème} étage (V1).

Toiture :

Zone	C_d	q_p (N /m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W_{(zj)1}$ (N/m ²)	$W_{(zj)2}$ (N/m ²)
F	0,85	746,5	-1,54	-0,5	0,8	-776,4	-1746,81
G	0,85	746,5	-1,04	-0,5	0,8	-403,11	-1373,6
H	0,85	746,5	-0,7	-0,5	0,8	-149,3	-1119,75
I	0,85	746,5	-0,2	-0,5	0,8	223,95	-746,5
	0,85	746,5	+0,2	-0,5	0,8	522,55	-447,9

Tableau II.9 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur la toiture (V1).

❖ Direction V2 du vent :

On suit les mêmes étapes que pour la direction V1.

✚ Coefficient de pression extérieure C_{pe} :

a. Parois verticales :

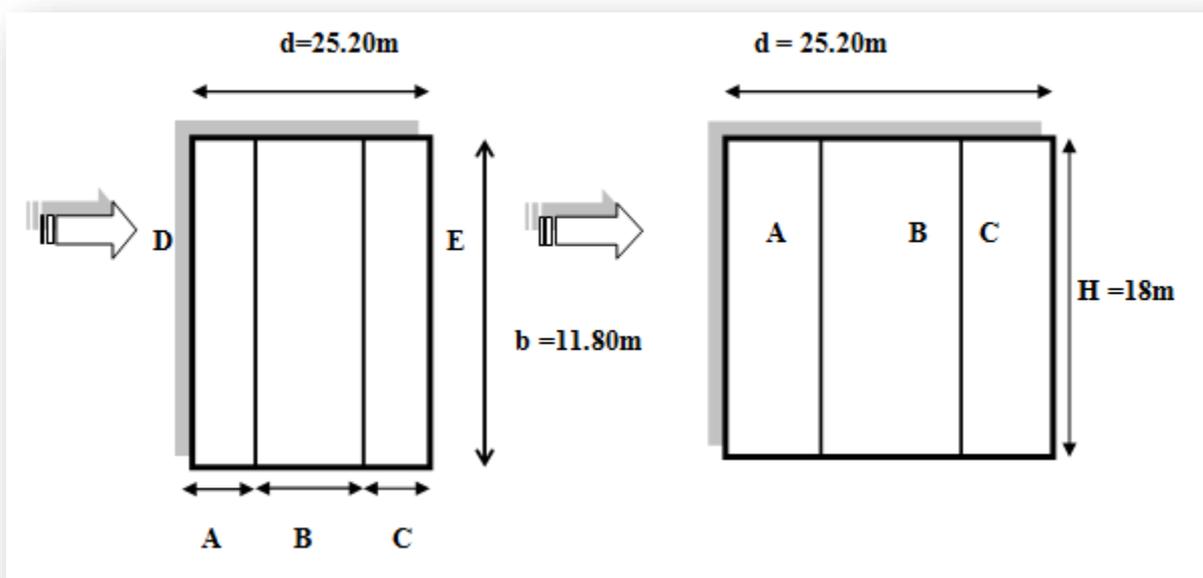


Figure II.9 : Légende pour les parois verticales.

$b = 11,8\text{m}$; $d = 25,20\text{m}$; $e = 11,8\text{m}$

$d > e \rightarrow$ la paroi est divisée en 5 zones de pression A, B, C, D et E qui sont illustrées sur la figure suivante.

les aires des différentes zones étant supérieures à 10 m^2 ($S > 10\text{ m}^2$). Selon la formule (5.1. RNV2013) [2] donc : $C_{pe} = C_{pe.10}$

-D'après le tableau (5.1. RNV2013) [2] on a :

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

Tableau II.10 : C_{pe} pour les parois verticales des bâtiments à base rectangulaire.

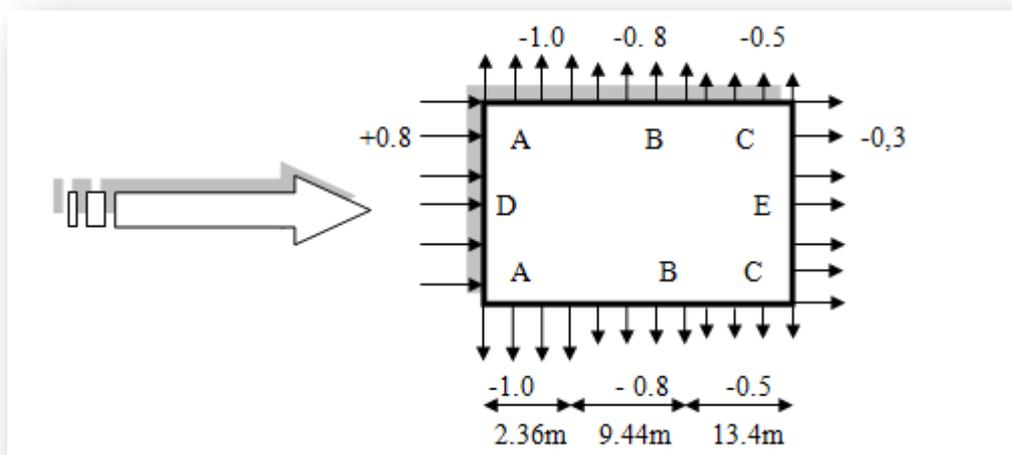


Figure II.10 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales.

b- la Terrasse

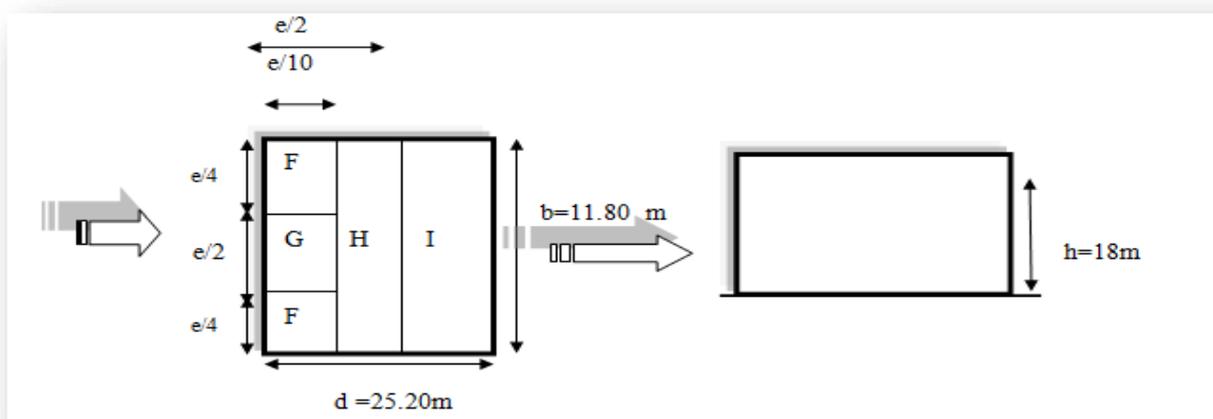


Figure II.11 : Légende pour les toitures plates.

Selon le tableau (5.2. RNV2013) [2] on a :

Dans notre cas $h_p/h = 0,6/18 = 0,033$

Par interpolation linéaire entre les valeurs $h_p/h=0,025$ et $h_p/h = 0,05$ on trouve :

F	G	H	I
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1,54	-1,04	-0,7	± 0.2

Tableau II.11 : C_{pe} pour les toitures plates des bâtiments à base rectangulaire.

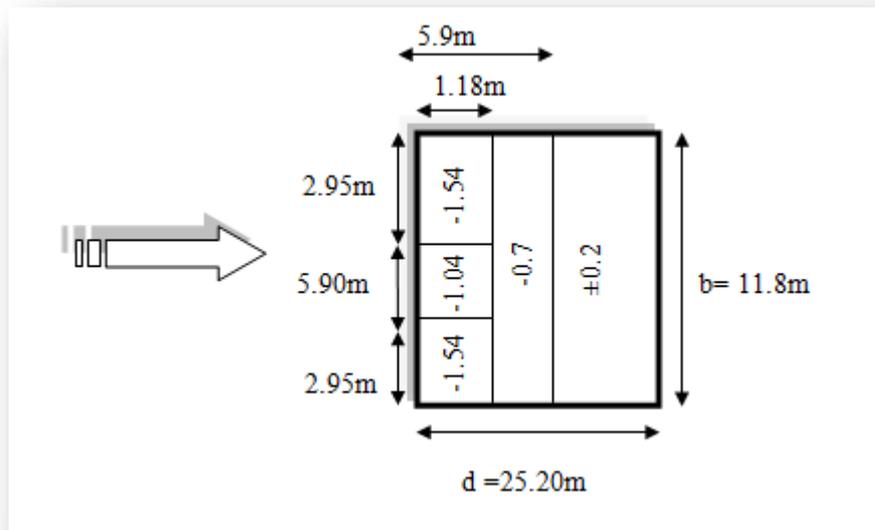


Figure II.12 : Valeurs de C_{pe} pour les toitures plates.

❖ **Coefficient de pression intérieure C_{pi} :**

D'après le paragraphe (§2.2.2 chap5.RNV2013) [2] on doit utiliser les deux valeurs du C_{pi} :

$C_{pi1} = -0.5$ et $C_{pi2} = +0.8$

❖ **Coefficient dynamique C_d :**

Il est donné par la formule suivant :

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(z_{eq})}$$

❖ **Direction V2 :**

$b = 11,8 \text{ m}$ et $h = 18 \text{ m}$

Z_{eq} : Hauteur équivalente de la construction

$Z_{eq} = 0,6 \times h \geq Z_{min}$ avec $h = 18 \text{ m}$

$Z_{eq} = 0,6 \times 18 = 10,8 \text{ m} \geq Z_{min} = 10 \text{ m}$

- $I_v(z_{eq})$: Intensité de la turbulence pour $z = z_{eq}$

Évaluation des Charges et Surcharges

$$I_v(z_{eq})=0,420$$

- Q^2 : Partie quasi statique

$$li(z_{eq}) = 300 \times \left(\frac{10,8}{200}\right)^{0,67} = 42,44 \text{ m}$$

$$Q^2 = \frac{1}{1+0,9\left(\frac{11,8+18}{42,44}\right)^{0,63}} = 0,58$$

- R^2 : Partie résonnante

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$$

δ : Décrément logarithmique d'amortissement structural

$$\delta = 0,05 + 0 = 0,05$$

- n_{1x} : Fréquence propre de mode fondamentale dans la direction AB

$$n_{1x} = \frac{0,5}{\sqrt{0,18}} = 1,18 \quad [Hz]$$

$$N_x = \frac{1,18 \times 42,44}{16,24} = 3,08$$

$$R_N = \frac{6,8 \times 3,08}{(1+10,2 \times 3,08)^{5/3}} = 0,064$$

- R_b et R_h : Fonctions d'admittance aérodynamique

Avec :

$$\eta_h = 6,01$$

$$\eta_b = 3,94$$

$$R_h = \left(\frac{1}{6,01}\right) - \left(\frac{1}{2 \times 6,01^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times 6,01}) = 0,153$$

$$R_b = \left(\frac{1}{3,94}\right) - \left(\frac{1}{2 \times 3,94^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times 3,94}) = 0,22$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times 0,05} \times 0,064 \times 0,153 \times 0,22 = 0,21$$

Évaluation des Charges et Surcharges

- Calcul de facteur de pointe « g » :

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times V)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times V)}} \geq 3$$

- Calcul de la fréquence moyenne :

$$V = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0,08 \text{ [Hz]}$$

$$V = 1.18 \times \sqrt{\frac{0.21}{0.58 + 0.21}} = 0,61 \text{ Hz} \geq 0,08$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,61)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,61)}} = 3,61 \geq 3$$

$$C_d = \frac{1 + 2 \times 3.61 \times 0.420 \times \sqrt{0.58 + 0.21}}{1 + 7 \times 0.420} = 0.94$$

Les valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sont données dans le tableau suivant :

RDC +3,6 m :

Zone	C_d	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W_{(zj)1}$ (N /m ²)	$W_{(zj)2}$ (N /m ²)
A	0,94	588,5	-1	-0,5	0,8	-294,25	-1059, 3
B	0,94	588,5	-0,8	-0,5	0,8	-176,55	-941,6
C	0,94	588,5	-0,5	-0,5	0,8	0	-765,05
D	0,94	588,5	+0,8	-0,5	0,8	765,05	0
E	0,94	588,5	-0,3	-0,5	0,8	117,7	-647,35

Tableau II.12 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur RDC (V2).

Évaluation des Charges et Surcharges

(R+1) +3,6 m :

Zone	C_d	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W_{(zj)1}$ (N /m ²)	$W_{(zj)2}$ (N /m ²)
A	0,94	588,5	-1	-0,5	0,8	-294,25	-1059,3
B	0,94	588,5	-0,8	-0,5	0,8	-176,55	-941,6
C	0,94	588,5	-0,5	-0,5	0,8	0	-765,05
D	0,94	588,5	+0,8	-0,5	0,8	765,05	0
E	0,94	588,5	-0,3	-0,5	0,8	117,7	-647,35

Tableau II.13 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur le 1^{er} étage (V2).

(R+2) +3,6 m :

Zone	C_d	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W_{(zj)1}$ (N /m ²)	$W_{(zj)2}$ (N /m ²)
A	0,94	588,5	-1	-0,5	0,8	-294,25	-1059,3
B	0,94	588,5	-0,8	-0,5	0,8	-176,55	-941,6
C	0,94	588,5	-0,5	-0,5	0,8	0	-765,05
D	0,94	588,5	+0,8	-0,5	0,8	765,05	0
E	0,94	588,5	-0,3	-0,5	0,8	117,7	-647,35

Tableau II.14 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur le 2^{eme} étage (V2).

(R+3) +3,6 m :

Zone	C_d	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W_{(zj)1}$ (N /m ²)	$W_{(zj)2}$ (N /m ²)
A	0,94	662	-1	-0,5	0,8	-331	-1191,6
B	0,94	662	-0,8	-0,5	0,8	-198,6	-1059,2
C	0,94	662	-0,5	-0,5	0,8	0	-860,6
D	0,94	662	+0,8	-0,5	0,8	860,6	0
E	0,94	662	-0,3	-0,5	0,8	132,4	-728,2

Tableau II.15 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur le 3^{eme} étage (V2).

Évaluation des Charges et Surcharges

(R+4) +3,6 m :

Zone	C _d	q _p (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	W _{(zj)1} (N /m ²)	W _{(zj)2} (N /m ²)
A	0,94	746,5	-1	-0,5	0,8	-373,25	-1343,7
B	0,94	746,5	-0,8	-0,5	0,8	-223,95	-1194,4
C	0,94	746,5	-0,5	-0,5	0,8	0	-970,45
D	0,94	746,5	+0,8	-0,5	0,8	970,45	0
E	0,94	746,5	-0,3	-0,5	0,8	149,3	-821,15

Tableau II.16 : Valeurs des pressions W_(zj) sur le 4^{eme} étage (V2).

Toiture :

Zone	C _d	q _p (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	W _{(zj)1} (N /m ²)	W _{(zj)2} (N /m ²)
F	0,94	746,5	-1,54	-0,5	0,8	-776,4	-1746,81
G	0,94	746,5	-1,04	-0,5	0,8	-403,11	-1373,6
H	0,94	746,5	-0,7	-0,5	0,8	-149,3	-1119,75
I	0,94	746,5	-0,2	-0,5	0,8	223,95	-746,5
	0,94	746,5	+0,2	-0,5	0,8	522,55	-447,9

Tableau II.17 : Valeurs des pressions W_(zj) sur la toiture (V2).

II 3.2.3.4 Calcul des forces à l'aide des pressions de surface :

La force exercée par le vent FW agissant sur une construction ou un élément de construction ou un élément de construction peut être déterminée par sommation vectorielle des forces F_{w,e} ; F_{w,i} et F_{fr} donnée par :

$$\text{Force extérieure } \mathbf{F}_{w,e} = \mathbf{cd} \times \sum \mathbf{W}_e \times \mathbf{A}_{ref} \quad (\S 2.6.2. RNV2013) [2]$$

$$\text{Force intérieure } \mathbf{F}_{w,i} = \sum \mathbf{W}_i \times \mathbf{A}_{ref} \quad (\S 2.6.2. RNV2013) [2]$$

$$\text{Force de frottement } \mathbf{F}_{fr} = \mathbf{Cfr} \times \mathbf{qp}(ze) \times \mathbf{A}_{fr} \quad (\S 2.6.2. RNV2013) [2].$$

W_e : Pression extérieur exercée sur la surface élémentaire de d'hauteur z_e donnée par :

$$\mathbf{W}_e = \mathbf{qp}(ze) \times \mathbf{C}_{pe}$$

W_i : Pression intérieure exercée sur la surface élémentaire d'hauteur z_e donnée par :

$$\mathbf{W}_i = \mathbf{qp}(zj) \times \mathbf{C}_{pi}$$

A_{fr} : Aire de la surface extérieure parallèle au vent

z_e; z_i : Hauteur de référence des pressions extérieures et intérieures

Évaluation des Charges et Surcharges

C_{fr} : Coefficient de frottement

(Tableau 2.8 §2.6.3RNV2013) [2]

$C_{fr} = 0,01$

	La direction du vent	Le coefficient dynamique C_d
H= 18,6 m b =25,20 m	V1	0,85
H=18,6 m b =11,80m	V2	0,94

Tableau II.18 : Valeurs de coefficient dynamique C_d .

❖ **Direction V1** :

1- Calcul des forces de pression extérieur

Niveau	Zone	C_d	C_{pe}	qp (daN/m ²)	W_e (N/m ²)	$A_{réf}$ (m ²)	$F_{w,e}$ (N)
RDC	A'	0,85	-1	588,5	-588,5	90,72	-58994,54
RDC	B'	0,85	-0,8	588,5	-470,8	90,72	
RDC	D	0,85	+0,8	588,5	470,8	90,72	
RDC	E	0,85	-0,3	588,5	-176,55	90,72	
					$\Sigma W_e = -765,05$	90,72	

Tableau II.19 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le RDC.

Évaluation des Charges et Surcharges

Niveau	Zone	C_d	C_{pe}	qp (daN/m ²)	W_e (N/m ²)	$A_{réf}$ (m ²)	$F_{w,e}$ (N)
1 ^{er} étage	A'	0,85	-1	588,5	-588,5	90,72	-58994,54
1 ^{er} étage	B'	0,85	-0,8	588,5	-470,8	90,72	
1 ^{er} étage	D	0,85	+0,8	588,5	470,8	90,72	
1 ^{er} étage	E	0,85	-0,3	588,5	-176,55	90,72	
$\Sigma W_e = -765,05$						90,72	

Tableau II.20 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le 1^{er} étage.

Niveau	Zone	C_d	C_{pe}	qp (daN/m ²)	W_e (N/m ²)	$A_{réf}$ (m ²)	$F_{w,e}$ (N)
2 ^{eme} étage	A'	0,85	-1	588,5	-588,5	90,72	-58994,54
2 ^{eme} étage	B'	0,85	-0,8	588,5	-470,8	90,72	
2 ^{eme} étage	D	0,85	+0,8	588,5	470,8	90,72	
2 ^{eme} étage	E	0,85	-0,3	588,5	-176,55	90,72	
$\Sigma W_e = -765,05$						90,72	

Tableau II.21 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le 2^{eme} étage.

Évaluation des Charges et Surcharges

Niveau	Zone	C_d	C_{pe}	qp (daN/m ²)	W_e (N/m ²)	$A_{réf}$ (m ²)	$F_{w,e}$ (N)
3 ^{ème} étage	A'	0,85	-1	662	-662	90,72	-66362,6
3 ^{ème} étage	B'	0,85	-0,8	662	-529,6	90,72	
3 ^{ème} étage	D	0,85	+0,8	662	529,6	90,72	
3 ^{ème} étage	E	0,85	-0,3	662	-198,6	90,72	
$\Sigma W_e = -860,6$						90,72	

Tableau II.22 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le 3^{ème} étage.

Niveau	Zone	C_d	C_{pe}	qp (daN/m ²)	W_e (N/m ²)	$A_{réf}$ (m ²)	$F_{w,e}$ (N)
4 ^{ème} étage	A'	0,85	-1	746,5	-746,5	90,72	-74833,3
4 ^{ème} étage	B'	0,85	-0,8	746,5	-597,2	90,72	
4 ^{ème} étage	D	0,85	+0,8	746,5	597,2	90,72	
4 ^{ème} étage	E	0,85	-0,3	746,5	-223,95	90,72	
$\Sigma W_e = -$ 970,45						90,72	

Tableau II.23 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le 4^{ème} étage.

Évaluation des Charges et Surcharges

Niveau	Zone	C_d	C_{pe}	qp (daN/m ²)	W_e (N/m ²)	A_{ref} (m ²)	$F_{w,e}$ (N)
Toiture	F	0,85	-1,54	746,5	-1149,61	90,72	-188814,13
Toiture	G	0,85	-1,04	746,5	-776,36	90,72	
Toiture	H	0,85	-0,7	746,5	-522,6	90,72	
Toiture	I	0,85	-0,2	746,5	-149,3	90,72	
Toiture	I	0,85	+0,2	746,5	149,3	90,72	
					$\Sigma w_e = -$ 2448,57	90,72	

Tableau II.24 : Valeurs des forces de pression extérieures sur la toiture.

2- Calcul des forces de pression intérieure :

Niveau	Q_p (ze)	C_{pi1}	C_{pi2}	W_{i1} (N/m ²)	W_{i2} (N/m ²)	A_{ref} (m ²)	F_{wi1} (N)	F_{wi2} (N)
RDC	588,5	-0,5	0,8	-294,25	470,8	90,72	143972,64	230356,2
1 ^{er} étage	588,5	-0,5	0,8	-294,25	470,8	90,72		
2 ^{eme} étage	588,5	-0,5	0,8	-294,25	470,8	90,72		
3 ^{eme} étage	662	-0,5	0,8	-331	529,6	90,72		
4 ^{eme} étage	746,5	-0,5	0,8	-373,25	597,2	90,72		

Tableau II.25 : Valeurs des forces de pression intérieures sur les 4 étages.

Évaluation des Charges et Surcharges

Niveau	$Q_{p(z_e)}$	C_{pi1}	C_{pi2}	W_{i1} (N/m ²)	W_{i2} (N/m ²)	A_{ref} (m ²)	F_{wi1} (N)	F_{wi2} (N)
Toiture	746,5	-0,5	0,8	-373,25	597,2	90,72	-33861,24	54177,98

Tableau II.26 : Valeurs des forces de pression intérieures sur la toiture.

3- Calcul de A_{fr} :

$A_{fr} = d \times h_i$ Paroi vertical

$$A_{fr} = 11,8 \times 3,6 = 42,5 \text{ m}^2$$

$A_{fr} = b \times d$ Toiture plate ou couverture

$$A_{fr} = 25,2 \times 11,8 = 297,4 \text{ m}^2$$

Niveau	C_{fr}	$Q_{p(z_e)}$	A_{fr}	F_{fr}
RDC	0,01	588,5	42,5	250,11
1 ^{er} étage	0,01	588,5	42,5	250,11
2 ^{eme} étage	0,01	588,5	42,5	250,11
3 ^{eme} étage	0,01	662	42,5	281,35
4 ^{eme} étage	0,01	746,5	42,5	317,3
Toiture	0,01	746,5	297,4	2220,1

Tableau II.27 : Valeurs des forces de frottement direction V1.

Évaluation des Charges et Surcharges

Direction V2 :

1- Calcul des forces de pression extérieur :

Niveau	Zone	C_d	C_{pe}	qp (daN/m ²)	W_e (N/m ²)	$A_{réf}$ (m ²)	$F_{w,e}$ (N)
RDC	A'	0,94	-1	588,5	-588,5	42,5	-42319,04
RDC	B'	0,94	-0,8	588,5	-470,8	42,5	
RDC	C	0,94	-0,5	588,5	-294,25	42,5	
RDC	D	0,94	+0,8	588,5	470,8	42,5	
RDC	E	0,94	-0,3	588,5	-176,55	42,5	
$\Sigma w_e = -1059,3$						42,5	

Tableau II.28 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le RDC.

Niveau	Zone	C_d	C_{pe}	qp (daN/m ²)	W_e (N/m ²)	$A_{réf}$ (m ²)	$F_{w,e}$ (N)
1 ^{er} étage	A'	0,94	-1	588,5	-588,5	42,5	-42319,04
1 ^{er} étage	B'	0,94	-0,8	588,5	-470,8	42,5	
1 ^{er} étage	C	0,94	-0,5	588,5	-294,25	42,5	
1 ^{er} étage	D	0,94	+0,8	588,5	470,8	42,5	
1 ^{er} étage	E	0,94	-0,3	588,5	-176,55	42,5	
$\Sigma w_e = -1059,3$						42,5	

Tableau II.29 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le 1^{er} étage.

Évaluation des Charges et Surcharges

Niveau	Zone	C _d	C _{pe}	qp (daN/m ²)	W _e (N/m ²)	A _{réf} (m ²)	F _{w,e} (N)
2 ^{eme} étage	A'	0,94	-1	588,5	-588,5	42,5	-42319,04
2 ^{eme} étage	B'	0,94	-0,8	588,5	-470,8	42,5	
2 ^{eme} étage	C	0,94	-0,5	588,5	-294,25	42,5	
2 ^{eme} étage	D	0,94	+0,8	588,5	470,8	42,5	
2 ^{eme} étage	E	0,94	-0,3	588,5	-176,55	42,5	
						Σw _e =-	42,5
						1059,3	

Tableau II.30 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le 2^{eme} étage.

Niveau	Zone	C _d	C _{pe}	qp (daN/m ²)	W _e (N/m ²)	A _{réf} (m ²)	F _{w,e} (N)
3 ^{eme} étage	A'	0,94	-1	662	-662	42,5	-47604,42
3 ^{eme} étage	B'	0,94	-0,8	662	-529,6	42,5	
3 ^{eme} étage	C	0,94	-0,5	662	-331	42,5	
3 ^{eme} étage	D	0,94	+0,8	662	529,6	42,5	
3 ^{eme} étage	E	0,94	-0,3	662	-198,6	42,5	
						Σw _e =-1191,6	42,5

Tableau II.31 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le 3^{eme} étage.

Évaluation des Charges et Surcharges

Niveau	Zone	C _d	C _{pe}	qp (daN/m ²)	W _e (N/m ²)	A _{réf} (m ²)	F _{w,e} (N)
4 ^{ème} étage	A'	0,94	-1	746,5	-746,5	42,5	-53680,82
4 ^{ème} étage	B'	0,94	-0,8	746,5	-597,2	42,5	
4 ^{ème} étage	C	0,94	-0,5	746,5	-373,25	42,5	
4 ^{ème} étage	D	0,94	+0,8	746,5	597,2	42,5	
4 ^{ème} étage	E	0,94	-0,3	746,5	-223,95	42,5	
$\Sigma w_e = -1343,7$						42,5	

Tableau II.32 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le 4^{ème} étage.

Niveau	Zone	C _d	C _{pe}	qp (daN/m ²)	W _e (N/m ²)	A _{réf} (m ²)	F _{w,e} (N)
Toiture	F	0,94	-1,54	746,5	-1149,61	42,5	-97820,4
Toiture	G	0,94	-1,04	746,5	-776,36	42,5	
Toiture	H	0,94	-0,7	746,5	-522,6	42,5	
Toiture	I	0,94	-0,2	746,5	-149,3	42,5	
Toiture	I	0,94	+0,2	746,5	149,3	42,5	
$\Sigma w_e = -2448,57$						42,5	

Tableau II.33 : Valeurs des forces pression extérieures sur la toiture.

2- Calcul des forces de pression intérieure :

Évaluation des Charges et Surcharges

Niveau	$Q_p(z_e)$	C_{pi1}	C_{pi2}	W_{i1} (N/m ²)	W_{i2} (N/m ²)	A_{ref} (m ²)	F_{wi1} (N)	F_{wi2} (N)
RDC	588,5	-0,5	0,8	-294,25	470,8	42,5	-67447,5	107916
1 ^{er} étage	588,5	-0,5	0,8	-294,25	470,8	42,5		
2 ^{eme} tage	588,5	-0,5	0,8	-294,25	470,8	42,5		
3 ^{eme} étage	662	-0,5	0,8	-331	529,6	42,5		
4 ^{eme} étage	746,5	-0,5	0,8	-373,25	597,2	42,5		

Tableau II.34: Valeurs des forces de pression intérieures sur les 4 étages.

Niveau	$Q_p(z_e)$	C_{pi1}	C_{pi2}	W_{i1} (N/m ²)	W_{i2} (N/m ²)	A_{ref} (m ²)	F_{wi1} (N)	F_{wi2} (N)
Toiture	746,5	-0,5	0,8	-373,25	597,2	42,5	-15863,13	25381

Tableau II.35 : Valeurs des forces de pression intérieures sur la toiture.

4- Calcul de A_{fr} :

$A_{fr} = d \times h_i$ Paroi vertical

$$A_{fr} = 25,2 \times 3,6 = 90,72 \text{ m}^2$$

$A_{fr} = b \times d$ Toiture plate ou couverture

$$A_{fr} = 25,2 \times 11,8 = 297,4 \text{ m}^2$$

Niveau	C_{fr}	$Q_p(z_e)$	A_{fr}	F_{fr}
RDC	0,01	588,5	90,72	533,9
1 ^{er} étage	0,01	588,5	90,72	533,9
2 ^{eme} étage	0,01	588,5	90,72	533,9
3 ^{eme} étage	0,01	662	90,72	600,6
4 ^{eme} étage	0,01	746,5	90,72	677,22
Toiture	0,01	746,5	297,4	2220,1

Tableau II.36 : Valeurs des forces de frottement dans la direction V2.

CHAPITRE III : PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS PORTEUR

III.1 Pré-dimensionnement :

Le pré dimensionnement d'une structure consiste à fixer les dimensions de différents éléments de la structure ou de l'ouvrage en respectant certain règles et principes pratique de la construction.

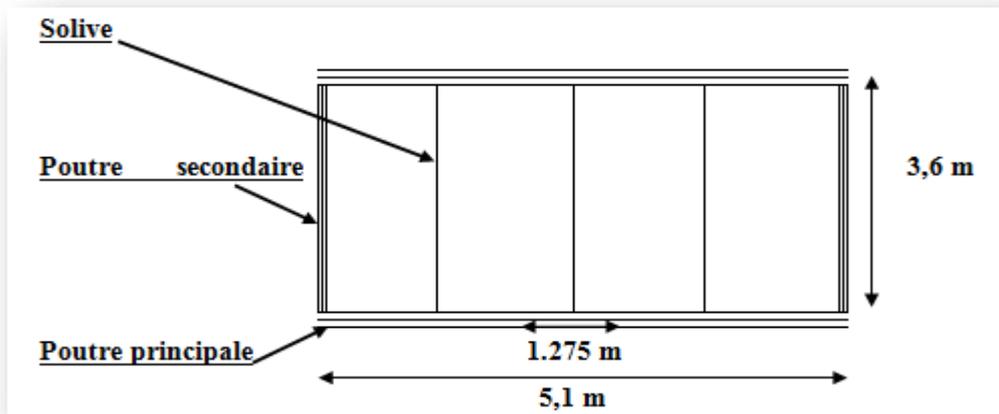


Figure III.1 : Présentation schématique des poutres.

❖ Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $F_{\max} \leq F_{\text{adm}}$

Pour une poutre bi-articulée : (Calcul D.S.M ; 4.2) [6]

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{\text{adm}} \leq \frac{1}{250} \quad \text{pour planchers en général} \\ F_{\max} = \frac{5QsI^4}{384EI} \end{array} \right.$$

III.1.1 Pré-dimensionnement des poutres secondaires :

III.1.1.1 poutres secondaires de plancher terrasse

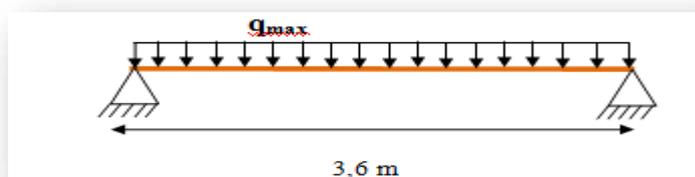


Figure III.2 : Schéma statique de poutre secondaire.

Pré-dimensionnement des Éléments Porteur

- Longueur des poutres secondairesL= 3,6 m.
- L'entraxe des poutres secondairesl=1,275 m.

1- Charges permanentes G:

- $G_{pt}=5,53 \times 1,275 = 7,05 \text{ KN/ml}$

2- Surcharge Q :

- $Q_{pt}=1 \times 1,275 = 1,275 \text{ KN/ml}$
- $S = 0,08 \times 1,275 = 0,102 \text{ KN/ml}$

3- Combinaison de charge :

ELU :

$$q_{u1} = 1,35G + 1,5 \max (Q;S)$$

$$q_{u1} = 11,43 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u2} = 1,35G + 1,35 (Q+S)$$

$$q_{u2} = 11,38 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = \text{Max} (q_{u1} ; q_{u2}) = 11,43 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_{s1} = G + \max (Q;S)$$

$$q_{s1} = 8,325 \text{ KN/m}$$

$$q_{s2} = G + 0,9 (Q+S)$$

$$q_{s2} = 8,29 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \text{Max} (q_{s1} ; q_{s2}) = 8,325 \text{ KN/m}$$

4- Dimensionnement du profilé :

$$F_{adm} = \frac{L'}{250} = \frac{360}{250} = 1,44 \text{ cm}$$

$$I_y = \frac{5 \times 8,325 \times 3,6^4}{384 \times 2,1 \times 10^8 \times 0,0144} = 602,07 \text{ cm}^4$$

En prend **IPE 160** profile acquis condition vérifié.

A	I_y	W_{ely}	W_{ply}	t_f (mm)	t_w	h	b	A_{vz}	P
(cm ²)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm ³)		(mm)	(mm)	(mm)	(cm ²)	(Kg/m)
20,1	869	109	124	7,4	5	160	82	9,66	15,8

Tableau III.1: Caractéristiques du profilé IPE160.

Pré-dimensionnement des Éléments Porteur

1- Vérification de la classe de la section transversale :

On a :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ et } f_y = 235 \text{ Mpa} \rightarrow \varepsilon = 1$$

➤ **Semelle comprimée :**

$$b = 82 \text{ mm} ; t_f = 7,4 \text{ mm}$$

$$C = b/2 = 41 \text{ mm}$$

$$C/t_f < 10 \varepsilon \rightarrow 5,54 \text{ mm} < 10 \text{ (condition vérifiée)}$$

Donc la semelle est de **classe 1**

➤ **Ame fléchie :**

$$d = 127,2 \text{ mm} , t_w = 5 \text{ mm}$$

$$d/t_w < 72 \varepsilon \rightarrow 25,44 \text{ mm} < 72 \text{ (condition vérifiée)}$$

Donc l'âme est de **classe 1**

5- Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :

ELU :

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

$$q_u = 11,64 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = (G + G_P) + Q$$

$$q_s = 8,483 \text{ KN/ml}$$

6- Vérification de la flèche :

Condition à vérifier : $F_{\max} < F_{\text{adm}}$

$$F_{\text{adm}} = \frac{L'}{250} = \frac{360}{250} = 1,44 \text{ cm}$$

$$F_{\max} = \frac{5QsI^4}{384EI} = \frac{5 \times 8,483 \times 3,6^4}{384 \times 2,1 \times 10^8 \times 869 \times 10^{-8}} = 1,02 \text{ cm}$$

$$F_{\max} = 1,02 \text{ cm} < F_{\text{adm}} = 1,44 \text{ cm} \text{ Donc la condition vérifiée}$$

7- Vérification de la condition de résistance :

$$M_{Sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{11,64 \times 3,6^2}{8} = 18,86 \text{ KN.m}$$

$$M_{PL,rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 10^3 \times 124 \times 10^{-6}}{1,1} = 26,5 \text{ KN.m}$$

$M_{Sd} = 18,86 \text{ KN.m} < M_{PL,rd} = 26,5 \text{ KN.m}$ Donc la condition vérifiée

8- Vérification de la condition du cisaillement :

$$V_{Sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{11,64 \times 3,6}{2} = 20,952 \text{ KN.m}$$

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

Avec:

$$A_v = A - 2btf + (tw + 2r)tf = 9,66 \text{ cm}^2$$

$$V_{PL,rd} = \frac{(235 \times (9,66 \times 10^2)) \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 119,15 \text{ KN.m}$$

$V_{Sd} = 20,952 \text{ KN.m} < V_{PL,rd} = 119,15 \text{ KN.m}$ Donc la condition vérifiée

$V_{Sd} = 20,952 \text{ KN.m} < 0,5V_{PL,rd} = 59,575 \text{ KN.m} \rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

III.1.1.2 poutres secondaires de plancher courant :

1- Charges permanentes G:

- $G_{pc} = 3,75 \text{ KN/m}^2 \rightarrow 3,75 \times 1,275 = 4,781 \text{ KN/ml}$

2- Surcharge Q :

- $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow 2,5 \times 1,275 = 3,19 \text{ KN/ml}$

3- Combinaison de charge :

Pré-dimensionnement des Éléments Porteur

ELU :

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

$$q_u = 11,24 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 7,971 \text{ KN/ml}$$

4- Dimensionnement du profilé :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{adm} = \frac{L'}{250} = \frac{360}{250} = 1,44 \text{ cm} \\ I_y = \frac{5 \times 7,971 \times 3,6^4}{384 \times 2,1 \times 10^8 \times 0,0144} = 576,47 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

En prend **IPE 160** profile acquis condition vérifié.

A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	t _f (mm)	t _w (mm)	h (mm)	b (mm)	A _{vz} (cm ²)	P (Kg/m)
20,1	869	109	124	7,4	5	160	82	9,66	15,8

Tableau III.2 : Caractéristiques du profilé IPE160.

5- Vérification de la classe de la section transversale :

On a :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ et } f_y = 235 \text{ Mpa} \rightarrow \varepsilon = 1$$

➤ Semelle comprimée :

$$b = 82 \text{ mm}; t_f = 7,4 \text{ mm}$$

$$C = b/2 = 41 \text{ mm}$$

$$C/t_f < 10 \varepsilon \rightarrow 5,54 \text{ mm} < 10 \text{ (condition vérifiée)}$$

Donc la semelle est de **classe 1**

➤ Ame fléchie :

$$d = 127,2 \text{ mm}, t_w = 5 \text{ mm}$$

$$d/t_w < 72 \varepsilon \rightarrow 25,44 \text{ mm} < 72 \text{ (condition vérifiée)}$$

Donc l'âme est de **classe 1**

6- Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :

Pré-dimensionnement des Éléments Porteur

ELU :

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

$$q_u = 11,45 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = (G + G_p) + Q$$

$$q_s = 8,129 \text{ KN/ml}$$

7- Vérification de la flèche :

Condition à vérifier : $F_{\max} < F_{\text{adm}}$

$$F_{\text{adm}} = \frac{L'}{250} = \frac{360}{250} = 1,44 \text{ cm}$$

$$F_{\max} = \frac{5QsI^4}{384EI} = \frac{5 \times 8,129 \times 3,6^4}{384 \times 2,1 \times 10^8 \times 869 \times 10^{-8}} = 0,97 \text{ cm}$$

$$F_{\max} = 0,97 \text{ cm} < F_{\text{adm}} = 1,44 \text{ cm} \quad \text{Donc la condition vérifiée}$$

8- Vérification de la condition de résistance

$$M_{\text{Sd}} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{11,45 \times 3,6^2}{8} = 18,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{pl.rd}} = \frac{f_y \times W_{\text{ply}}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 10^3 \times 124 \times 10^{-6}}{1,1} = 26,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Sd}} = 18,55 \text{ KN.m} < M_{\text{pl.rd}} = 26,5 \text{ KN.m} \quad \text{Donc la condition vérifiée}$$

9- Vérification de la condition du cisaillement :

$$V_{\text{Sd}} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{11,45 \times 3,6}{2} = 20,61 \text{ KN.m}$$

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

Avec:

$$A_v = A - 2btf + (tw + 2r)tf = 9,66 \text{ cm}^2$$

$$V_{\text{pl.rd}} = \frac{(235 \times (9,66 \times 10^2)) \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 119,15 \text{ KN.m}$$

$$V_{\text{Sd}} = 20,61 \text{ KN.m} < V_{\text{pl.rd}} = 119,15 \text{ KN.m} \quad \text{Donc la condition vérifiée}$$

$$V_{\text{Sd}} = 20,61 \text{ KN.m} < 0,5V_{\text{pl.rd}} = 59,575 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.}$$

Pré-dimensionnement des Éléments Porteur

III.1.2 Pré-dimensionnement des poutres principales (sans connexion) :

Les poutres sont des éléments porteurs qui travaillent essentiellement à la flexion.

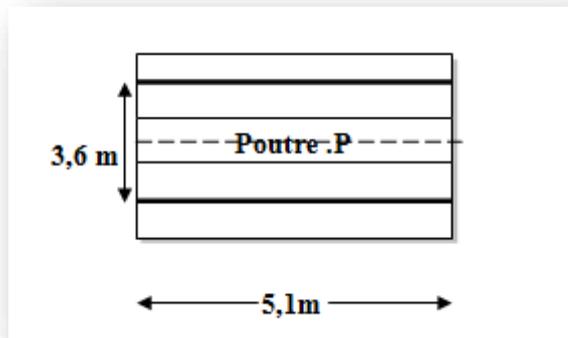


Figure III.3 : Dimension des poutres principales.

- Longueur des poutres principales..... $L= 5,1$ m
- L'entraxe des poutres principales..... $l=3,6$ m.

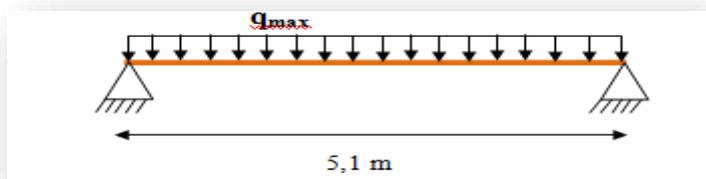


Figure III.4 : Schéma statique de poutre principale.

III.1.2.1 poutres principales du plancher terrasse :

1- Charges permanentes G:

- $G_{pt} = 5,53 \times 3,6 = 19,908$ KN/m
 - $G_s = (3 \times 0,104 \times 3,6) / 5,1 = 0,22$ KN/ml
- } $G_{tot} = 20,13$ KN/ml

2- Surcharge Q :

- $Q = 1 \times 3,6 = 3,6$ KN/ml

Pré-dimensionnement des Éléments Porteur

- $S = 0,08 \times 3,6 = 0,288 \text{ KN/ml}$

3- Combinaison de charge :

ELU :

$$q_{u1} = 1,35G + 1,5 \max (Q;S)$$

$$q_{u1} = 32,57 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u2} = 1,35G + 1,35 (Q+S)$$

$$q_{u2} = 32,42 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = \text{Max} (q_{u1} ; q_{u2}) = 32,57 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_{s1} = G + \max (Q;S)$$

$$q_{s1} = 23,73 \text{ KN/m}$$

$$q_{s2} = G + 0,9 (Q+S)$$

$$q_{s2} = 23,63 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \text{Max} (q_{s1} ; q_{s2}) = 23,73 \text{ KN/m}$$

4- Dimensionnement du profilé :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{adm} = \frac{L'}{250} = \frac{510}{250} = 2,04 \text{ cm} \\ I_y = \frac{5 \times 23,73 \times 5,1^4}{384 \times 2,1 \times 10^8 \times 0,0204} = 4879,415 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

En prend **IPE 300** profile acquis condition vérifié.

A	I _y	W _{ely}	W _{ply}	t _f (mm)	t _w	h	b	A _{vz}	P
(cm ²)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm ³)		(mm)	(mm)	(mm)	(cm ²)	(Kg/m)
53,8	8356	557	628	10,7	7,1	300	150	25,7	42,2

Tableau III.3 : Caractéristiques du profilé IPE 300.

5- Vérification de la classe de la section transversale :

On a :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ et } f_y = 235 \text{ Mpa} \rightarrow \varepsilon = 1$$

➤ **Semelle comprimée :**

$$b = 150 \text{ mm} ; t_f = 10,7 \text{ mm}$$

$$C = b/2 = 75 \text{ mm}$$

$$C/t_f < 10 \varepsilon \rightarrow 7,01 \text{ mm} < 10 \text{ (condition vérifiée)}$$

Donc la semelle est de **classe 1**

Pré-dimensionnement des Éléments Porteur

➤ Ame fléchie :

$$d = 248,6 \text{ mm}, t_w = 7,1 \text{ mm}$$

$$d/t_w < 72 \varepsilon \rightarrow 35,01 \text{ mm} < 72 \text{ (condition vérifiée)}$$

Donc l'âme est de **classe 1**

6- Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :

ELU :

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

$$q_u = 33,15 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = (G + G_P) + Q$$

$$q_s = 24,15 \text{ KN/ml}$$

7- Vérification de la flèche :

Condition à vérifier : $F_{\max} < F_{\text{adm}}$

$$F_{\text{adm}} = \frac{L'}{250} = \frac{510}{250} = 2,04 \text{ cm}$$

$$F_{\max} = \frac{5QsI^4}{384EI} = \frac{5 \times 24,23 \times 5,1^4}{384 \times 2,1 \times 10^8 \times 8356 \times 10^{-8}} = 1,21 \text{ cm}$$

$$F_{\max} = 1,21 \text{ cm} < F_{\text{adm}} = 2,04 \text{ cm} \text{ Donc la condition vérifiée}$$

8- Vérification de la condition de résistance :

$$M_{\text{Sd}} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{33,15 \times 5,1^2}{8} = 107,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{pl.rd}} = \frac{f_y \times W_{\text{PLY}}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 10^3 \times 628 \times 10^{-6}}{1,1} = 134,2 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Sd}} = 107,78 \text{ KN.m} < M_{\text{pl.rd}} = 134,2 \text{ KN.m} \text{ Donc la condition vérifiée}$$

9- Vérification de la condition du cisaillement :

$$V_{Sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{33,15 \times 5,1}{2} = 84,53 \text{ KN.m}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{f_y * A_v}{\sqrt{3} * \gamma_{m0}}$$

Avec:

$$A_v = A - 2btf + (tw + 2r)tf = 25,7 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.rd} = \frac{(235 \times (25,7 \times 10^2)) \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 317 \text{ KN.m}$$

$$V_{Sd} = 84,53 \text{ KN.m} < V_{pl.rd} = 317 \text{ KN.m} \quad \text{Donc la condition vérifiée}$$

$V_{Sd} = 84,53 \text{ KN.m} < 0,5V_{pl.rd} = 158,5 \text{ KN.m} \rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

III.1.2.2 poutres principales de l'étage courant :

1- Charges permanentes G:

- $G_{pc} = 3,75 \times 3,6 = 13,5 \text{ KN/ml}$
 - $G_s = (3 \times 0,104 \times 3,6) / 5,1 = 0,22 \text{ KN/ml}$
- } $G_{tot} = 13,72 \text{ KN/ml}$

2- Surcharge Q :

- $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow 2,5 \times 3,6 = 9 \text{ KN/ml}$

3- Combinaison de charge :

ELU :

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

$$q_u = 32,02 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 22,72 \text{ KN/ml}$$

4- Dimensionnement du profilé :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{adm} = \frac{L'}{250} = \frac{510}{250} = 2,04 \text{ cm} \\ I_y = \frac{5 \times 22,72 \times 5,1^4}{384 \times 2,1 \times 10^8 \times 0,0204} = 4671,74 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

En prend **IPE 300** profile acquis condition vérifié.

A	I _y	W _{ely}	W _{ply}	t _f (mm)	t _w	h	b	A _{vz}	P
(cm ²)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm ³)		(mm)	(mm)	(mm)	(cm ²)	(Kg/m)
53,8	8356	557	628	10,7	7,1	300	150	25,7	42,2

Tableau III.4 : Caractéristiques du profilé IPE 300.

5- Vérification de la classe de la section transversale :

On a :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ et } f_y = 235 \text{ Mpa} \rightarrow \varepsilon = 1$$

➤ **Semelle comprimée :**

$$b = 150 \text{ mm}; t_f = 10,7 \text{ mm}$$

$$C = b/2 = 75 \text{ mm}$$

$$C/t_f < 10 \varepsilon \rightarrow 7,01 \text{ mm} < 10 \text{ (condition vérifiée)}$$

Donc la semelle est de **classe 1**

➤ **Ame fléchie :**

$$d = 248,6 \text{ mm}, t_w = 7,1 \text{ mm}$$

$$d/t_w < 72 \varepsilon \rightarrow 35,01 \text{ mm} < 72 \text{ (condition vérifiée)}$$

Donc l'âme est de **classe 1**

6- Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :

Pré-dimensionnement des Éléments Porteur

ELU :

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

$$q_u = 32,6 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = (G + G_p) + Q$$

$$q_s = 23,14 \text{ KN/ml}$$

7- Vérification de la flèche :

Condition à vérifier : $F_{\max} < F_{\text{adm}}$

$$F_{\text{adm}} = \frac{L'}{250} = \frac{510}{250} = 2,04 \text{ cm}$$

$$F_{\max} = \frac{5QsI^4}{384EI} = \frac{5 \times 23,14 \times 5,1^4}{384 \times 2,1 \times 10^8 \times 8356 \times 10^{-8}} = 1,16 \text{ cm}$$

$$F_{\max} = 1,16 \text{ cm} < F_{\text{adm}} = 2,04 \text{ cm} \quad \text{Donc la condition vérifiée}$$

8- Vérification de la condition de résistance :

$$M_{\text{Sd}} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{32,6 \times 5,1^2}{8} = 105,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{pl.rd}} = \frac{f_y \times W_{\text{PLY}}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 10^3 \times 628 \times 10^{-6}}{1,1} = 134,2 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Sd}} = 105,99 \text{ KN.m} < M_{\text{pl.rd}} = 134,2 \text{ KN.m} \quad \text{Donc la condition vérifiée}$$

9- Vérification de la condition du cisaillement :

$$V_{\text{Sd}} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{32,6 \times 5,1}{2} = 83,13 \text{ KN.m}$$

$$V_{\text{pl.rd}} = \frac{f_y * A_v}{\sqrt{3} * \gamma_{m0}}$$

Avec:

$$A_v = A - 2btf + (tw + 2r)tf = 25,7 \text{ cm}^2$$

$$V_{\text{pl.rd}} = \frac{(235 \times (25,7 \times 10^2)) \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 317 \text{ KN.m}$$

$$V_{\text{Sd}} = 83,13 \text{ KN.m} < V_{\text{pl.rd}} = 317 \text{ KN.m} \quad \text{Donc la condition vérifiée}$$

$$V_{\text{Sd}} = 83,13 \text{ KN.m} < 0,5V_{\text{pl.rd}} = 158,5 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.}$$

Pré-dimensionnement des Éléments Porteur

III.1.3 Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les surcharges, et qui transmettent ces derniers aux fondations, ils sont généralement des profilés en HEA ou HEB.

Les poteaux seront pré dimensionné à L'ELU en compression simple

Le pré dimensionnement se fera selon la formule

suivante : (Calculé D.S.M ; 4.4.1)[6]

$$N_{\text{Max}} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

La surface (S) :

$$S = 5,1 \times 3,6 = 18,36 \text{ m}^2$$

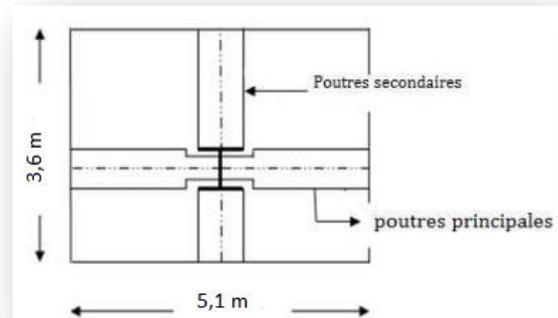


Figure III.5 : vue de poteau intermédiaire sur le plan.

✚ Détermination de N_{max} par la descente de charges :

Plancher terrasse :

- Poids du plancher terrasse : $G_{\text{pt}} = 5,53 \times 18,36 = 101,5308 \text{ KN}$
- Surcharges d'exploitation : $Q_{\text{pt}} = 1 \times 18,36 = 18,36 \text{ KN}$
- Surcharges de neige : $S = 0,08 \times 18,36 = 1,47 \text{ KN}$
- Poids P.P : $G_{\text{pp}} = 0,422 \times 5,1 = 2,152 \text{ KN}$
- Poids P.S : $G_{\text{ps}} = 0,158 \times 3,6 = 0,57 \text{ KN}$
- Poids solive : $G_s = 0,104 \times 3,6 \times 3 = 1,12 \text{ KN}$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_G = 105,753 \text{ KN} \\ N_Q = 18,36 \text{ KN} \\ N_S = 1,47 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Plancher étages courants :

- Poids du plancher étages courants : $G_{\text{pc}} = 3,75 \times 18,36 = 68,85 \text{ KN}$
- Surcharges d'exploitation : $Q_{\text{pc}} = 2,5 \times 18,36 = 45,9 \text{ KN}$
- Poids P.P : $G_{\text{pp}} = 0,422 \times 5,1 = 2,152 \text{ KN}$
- Poids P.S : $G_{\text{ps}} = 0,158 \times 3,6 = 0,57 \text{ KN}$

Pré-dimensionnement des Éléments Porteur

- Poids solive : $G_s = 0,104 \times 3,6 \times 3 = 1,12 \text{ KN}$

$$\begin{cases} N_G = 73,072 \text{ KN} \\ N_Q = 45,9 \text{ KN} \end{cases}$$

Pré dimensionnement :

On a deux variantes du type de poteau :

- Variante 1 : poteau type profile HEA
- Variante 2 : poteau type profile HEB

✓ HEA :

1- poteau niveau 5 :

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} qu_1 = 1,35N_G + 1,5 \max(N_Q; N_S) = 170,306 \text{ KN} \\ qu_2 = 1,35N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 169,537 \text{ KN} \end{cases} \quad N_{\max} = 170,306 \text{ KN}$$

N_{\max} doit vérifier la condition suivante :

$$A = N_{sd} \times \frac{\gamma_{m0}}{F_y} = \left(\frac{170,306 \times 10^3 \times 1,1}{235} \right) \times 10^{-2} = 7,971 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEA 240** avec : **A= 76,8 cm²**

2- poteau niveau 4 :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_{G\text{terraase}} + N_{G\text{etage}} + \text{poids HEA 240} \times H_{\text{etage}} = 180,99 \text{ KN}$$

$$N_Q = N_{Q\text{terraase}} + N_{Q\text{etage}} = 64,26 \text{ KN}$$

$$N_S = 1,47 \text{ KN}$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} qu_1 = 1,35N_G + 1,5 \max(N_Q; N_S) = 340,726 \text{ KN} \\ qu_2 = 1,35N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 333,072 \text{ KN} \end{cases} \quad N_{\max} = 340,726 \text{ KN}$$

N_{\max} doit vérifier la condition suivante :

$$A = N_{sd} \times \frac{\gamma_{m0}}{F_y} = \left(\frac{340,726 \times 10^3 \times 1,1}{235} \right) \times 10^{-2} = 15,95 \text{ cm}^2$$

Pré-dimensionnement des Éléments Porteur

On prend un **HEA 240** avec : **A= 76,8 cm²**

3- poteau niveau 3:

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_{G\text{terraase}} + N_{G\text{etage}} + 2 \times \text{poids HEA 240} \times H_{\text{etage}} = 183,166 \text{ KN}$$

$$N_Q = N_{Q\text{terraase}} + 2 \times N_{Q\text{etage}} = 110,16 \text{ KN}$$

$$N_S = 1,47 \text{ KN}$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{aligned} qu_1 &= 1,35N_G + 1,5 \max(N_Q; N_S) = 412,51 \text{ KN} \\ qu_2 &= 1,35N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 397,975 \text{ KN} \end{aligned} \right\} N_{\max} = 412,51 \text{ KN}$$

N_{\max} doit vérifier la condition suivante :

$$A = N_{sd} \times \frac{\gamma_{m0}}{F_y} = \left(\frac{412,51 \times 10^3 \times 1,1}{235} \right) \times 10^{-2} = 19,31 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEA 240** avec : **A= 76,8 cm²**

4- poteau niveau 2:

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_{G\text{terraase}} + N_{G\text{etage}} + 3 \times \text{poids HEA 240} \times H_{\text{etage}} = 185,337 \text{ KN}$$

$$N_Q = N_{Q\text{terraase}} + 3 \times N_{Q\text{etage}} = 156,06 \text{ KN}$$

$$N_S = 1,47 \text{ KN}$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{aligned} qu_1 &= 1,35N_G + 1,5 \max(N_Q; N_S) = 484,295 \text{ KN} \\ qu_2 &= 1,35N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 462,870 \text{ KN} \end{aligned} \right\} N_{\max} = 484,295 \text{ KN}$$

N_{\max} doit vérifier la condition suivante :

$$A = N_{sd} \times \frac{\gamma_{m0}}{F_y} = \left(\frac{484,295 \times 10^3 \times 1,1}{235} \right) \times 10^{-2} = 22,67 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEA 240** avec : **A= 76,8 cm²**

5- poteau niveau 1:

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_{G\text{terraase}} + N_{G\text{etage}} + 4 \times \text{poids HEA 224} \times H_{\text{etage}} = 187,508 \text{ KN}$$

$$N_Q = N_{Q\text{terraase}} + 4 \times N_{Q\text{etage}} = 201,96 \text{ KN}$$

$$N_S = 1,47 \text{ KN}$$

Pré-dimensionnement des Éléments Porteur

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{aligned} qu_1 &= 1,35N_G + 1,5 \max(N_Q; N_S) = 556,076 \text{ KN} \\ qu_2 &= 1,35N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 527,766 \text{ KN} \end{aligned} \right\} N_{\max} = 556,076 \text{ KN}$$

N_{\max} doit vérifier la condition suivante :

$$A = N_{sd} \times \frac{\gamma_{m0}}{F_y} = \left(\frac{556,076 \times 10^3 \times 1,1}{235} \right) \times 10^{-2} = 26,03 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEA 240** avec : **A = 76,8 cm²**

Vérification au flambement :

$$N_{brd} = x \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{F_y}{\gamma_{M1}}$$

Vérification de la classe de la section transversale :

On a :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ et } F_y = 235 \text{ Mpa} \rightarrow \varepsilon = 1$$

➤ **Semelle comprimée :**

$$\left\{ \begin{aligned} b &= 240 \text{ mm} ; t_f = 12 \text{ mm} \\ C &= b/2 = 120 \text{ mm} \\ C/t_f &< 10 \varepsilon \rightarrow 10 \text{ mm} \leq 10 \text{ (condition vérifiée)} \\ \text{Donc la semelle est de } &\mathbf{classe 1} \end{aligned} \right.$$

➤ **Ame fléchie :**

$$\left\{ \begin{aligned} d &= 164 \text{ mm} , t_w = 7,5 \text{ mm} \\ d/t_w &< 72 \varepsilon \rightarrow 21,86 \text{ mm} < 72 \text{ (condition vérifiée)} \\ \text{Donc l'âme est de } &\mathbf{classe 1} \end{aligned} \right.$$

Calcul de l'élanement réduit $\bar{\lambda}_i$

$$\left\{ \begin{aligned} \beta_A &= 1 \rightarrow \text{pour les sections de classe 1 et 2} \\ \lambda_K &= \pi \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{F_y}} = 93,9 \\ l_f &= l = 360 \text{ cm (poteau bi articulé).} \\ \lambda_y &= \frac{l_f}{i_y} = 0,7 \times \frac{360}{10,05} = 25,07 \end{aligned} \right.$$

Pré-dimensionnement des Éléments Porteur

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \lambda_y/93,9 = 0,27 > 0,2 \\ \lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = 0,7 \times \frac{360}{6} = 42 \\ \bar{\lambda}_z = \lambda_z/93,9 = 0,45 > 0,2 \end{cases}$$

Donc, il ya lieu de tenir compte du risque de flambement autour de Z – Z et Y-Y.

(CCM97.5.5.1.2)[3]

Le choix de la courbe de flambement se fait par :

$$\frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0,96 < 1,2$$

Donc :

$$Y-Y \rightarrow \text{Courbe b} \rightarrow \alpha = 0,34 \rightarrow \chi_y = 0,9748$$

[Tab 55.2 CCM97]

$$t_f = 12 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm}$$

Donc :

$$Z-Z \rightarrow \text{Courbe c} \rightarrow \alpha = 0,49 \rightarrow \chi_z = 0,8701$$

[Tab 55.2 CCM97]

$\chi_{\min} = \chi_z = 0,8701 \rightarrow$ Donc l'axe de flambement est Z-Z

$$N_{brd} = 0,8701 \times 7680 \times \frac{235}{1,1} = 1427,6 \text{ KN}$$

Pour le 5^{ème} niveau :

$$N'_{\max} = N_{\max} + (G_{\text{profilé}} \times H_{\text{etage}}) = 170,306 + (0,603 \times 3,6) = 172,477 \text{ KN} < N_{brd} = 1427,6 \text{ KN}$$

\rightarrow OK

La condition est vérifiée, donc le profilé HEA240 convient comme un poteau au 5^{ème} niveau.

Pour le 4^{ème} niveau :

$$N'_{\max} = N_{\max} + (G_{\text{profilé}} \times H_{\text{etage}}) = 340,726 + (0,603 \times 3,6) = 342,9 \text{ KN} < N_{brd} = 1427,6 \text{ KN} \rightarrow$$

OK

La condition est vérifiée, donc le profilé HEA240 convient comme un poteau au 4^{ème} niveau.

Pour le 3^{ème} niveau :

$$N'_{\max} = N_{\max} + (G_{\text{profilé}} \times H_{\text{etage}}) = 412,51 + (0,603 \times 3,6) = 414,68 \text{ KN} < N_{brd} = 1427,6 \text{ KN} \rightarrow$$

OK

La condition est vérifiée, donc le profilé HEA240 convient comme un poteau au 3^{ème} niveau.

Pour le 2^{ème} niveau :

$$N'_{\max} = N_{\max} + (G_{\text{profilé}} \times H_{\text{etage}}) = 484,295 + (0,603 \times 3,6) = 486,46 \text{ KN} < N_{brd} = 1427,6 \text{ KN}$$

\rightarrow OK

La condition est vérifiée, donc le profilé HEA240 convient comme un poteau au 2^{ème} niveau.

Pour le 1^{er} niveau :

Pré-dimensionnement des Éléments Porteur

$$N'_{\max} = N_{\max} + (G_{\text{profilé}} \times H_{\text{etage}}) = 556,076 + (0,603 \times 3,6) = 558,25 \text{ KN} < N_{\text{brd}} = 1427,6 \text{ KN}$$

→ OK

La condition est vérifiée, donc le profilé HEA240 convient comme un poteau au 1er niveau.

A	I _y	W _{ely}	W _{ply}	t _f (mm)	t _w	h	b	A _{vz}	P
(cm ²)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm ³)		(mm)	(mm)	(mm)	(cm ²)	(Kg/m)
76,8	7763	675,1	744,6	12	7,5	230	240	25,18	60,3

Tableau III.5 : Caractéristiques du profilé HEA 240.

✓ HEB :

1- poteau niveau 5 :

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{aligned} qu_1 &= 1,35N_G + 1,5 \max(N_Q; N_S) = 170,306 \text{ KN} \\ qu_2 &= 1,35N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 169,537 \text{ KN} \end{aligned} \right\} N_{\max} = 170,306 \text{ KN}$$

N_{max} doit vérifier la condition suivante :

$$A = N_{sd} \times \frac{\gamma_{m0}}{F_y} = \left(\frac{170,306 \times 10^3 \times 1,1}{235} \right) \times 10^{-2} = 7,971 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEB 160** avec : **A = 54,3 cm²**

2- poteau niveau 4 :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_{G\text{terraase}} + N_{G\text{etage}} + \text{poids HEB 160} \times H_{\text{etage}} = 179,251 \text{ KN}$$

$$N_Q = N_{Q\text{terraase}} + N_{Q\text{etage}} = 64,26 \text{ KN}$$

$$N_S = 1,47 \text{ KN}$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{aligned} qu_1 &= 1,35N_G + 1,5 \max(N_Q; N_S) = 338,378 \text{ KN} \\ qu_2 &= 1,35N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 330,724 \text{ KN} \end{aligned} \right\} N_{\max} = 338,378 \text{ KN}$$

N_{max} doit vérifier la condition suivante :

$$A = N_{sd} \times \frac{\gamma_{m0}}{F_y} = \left(\frac{338,378 \times 10^3 \times 1,1}{235} \right) \times 10^{-2} = 15,84 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEB 160** avec : **A = 54,25cm²**

Pré-dimensionnement des Éléments Porteur

3- poteau niveau 3:

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_{G\text{terraase}} + N_{G\text{etage}} + 2 \times \text{poids HEB 160} \times H_{\text{etage}} = 181,89 \text{ KN}$$

$$N_Q = N_{Q\text{terraase}} + 2 \times N_{Q\text{etage}} = 110,16 \text{ KN}$$

$$N_S = 1,47 \text{ KN}$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{aligned} qu_1 &= 1,35N_G + 1,5 \max(N_Q; N_S) = 410,79 \text{ KN} \\ qu_2 &= 1,35N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 396,252 \text{ KN} \end{aligned} \right\} N_{\max} = 410,79 \text{ KN}$$

N_{\max} doit vérifier la condition suivante :

$$A = N_{sd} \times \frac{\gamma_{m0}}{F_y} = \left(\frac{410,79 \times 10^3 \times 1,1}{235} \right) \times 10^{-2} = 19,23 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEB 160** avec : **A=54,25 cm²**

4- poteau niveau 2:

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_{G\text{terraase}} + N_{G\text{etage}} + 3 \times \text{poids HEB 160} \times H_{\text{etage}} = 183,426 \text{ KN}$$

$$N_Q = N_{Q\text{terraase}} + 3 \times N_{Q\text{etage}} = 156,06 \text{ KN}$$

$$N_S = 1,47 \text{ KN}$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{aligned} qu_1 &= 1,35N_G + 1,5 \max(N_Q; N_S) = 481,715 \text{ KN} \\ qu_2 &= 1,35N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 460,30 \text{ KN} \end{aligned} \right\} N_{\max} = 481,715 \text{ KN}$$

N_{\max} doit vérifier la condition suivante :

$$A = N_{sd} \times \frac{\gamma_{m0}}{F_y} = \left(\frac{481,715 \times 10^3 \times 1,1}{235} \right) \times 10^{-2} = 22,55 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEB 160** avec : **A=54,25cm²**

5- poteau niveau 1:

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_{G\text{terraase}} + N_{G\text{etage}} + 4 \times \text{poids HEB 160} \times H_{\text{etage}} = 184,959 \text{ KN}$$

$$N_Q = N_{Q\text{terraase}} + 4 \times N_{Q\text{etage}} = 201,96 \text{ KN}$$

$$N_S = 1,47 \text{ KN}$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

Pré-dimensionnement des Éléments Porteur

$$\left. \begin{aligned} qu_1 &= 1,35N_G + 1,5 \max(N_Q; N_S) = 552,635 \text{ KN} \\ qu_2 &= 1,35N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 524,325 \text{ KN} \end{aligned} \right\} N_{\max} = 552,635 \text{ KN}$$

N_{\max} doit vérifier la condition suivante :

$$A = N_{sd} \times \frac{\gamma_{m0}}{F_y} = \left(\frac{552,635 \times 10^3 \times 1,1}{235} \right) \times 10^{-4} = 25,87 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEB 160** avec : **A=54,25cm²**

Vérification au flambement :

Vérification de la classe de la section transversale :

On a :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ et } F_y = 235 \text{ Mpa} \rightarrow \varepsilon = 1$$

➤ **Semelle comprimée :**

$$\left\{ \begin{aligned} b &= 160 \text{ mm} ; t_f = 13 \text{ mm} \\ C &= b/2 = 80 \text{ mm} \\ C/t_f &< 10 \varepsilon \rightarrow 6,15 \text{ mm} < 10 \text{ (condition vérifiée)} \\ \text{Donc la semelle est de classe } &\mathbf{1} \end{aligned} \right.$$

➤ **Ame fléchie :**

$$\left\{ \begin{aligned} d &= 104 \text{ mm} , t_w = 8 \text{ mm} \\ d/t_w &< 72 \varepsilon \rightarrow 13 \text{ mm} < 72 \text{ (condition vérifiée)} \\ \text{Donc l'âme est de classe } &\mathbf{1} \end{aligned} \right.$$

Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_i$

$\beta_A = 1 \rightarrow$ pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_K = \pi \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{F_y}} = 93,9$$

$l_f = l = 360 \text{ cm}$ (poteau bi articulé).

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = 0,7 \times \frac{360}{6,78} = 37,17$$

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y / 93,9 = 0,4 > 0,2$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = 0,7 \times \frac{360}{4,05} = 62,22$$

$$\bar{\lambda}_z = \lambda_z / 93,9 = 0,66 > 0,2$$

Pré-dimensionnement des Éléments Porteur

Donc, il ya lieu de tenir compte du risque de flambement autour de Z – Z et Y-Y.

(CCM97.5.5.1.2)[3]

Le choix de la courbe de flambement se fait par :

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{160} = 1 < 1,2$$

$$t_f = 13 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm}$$

Donc :

$$Y-Y \rightarrow \text{Courbe b} \rightarrow \alpha = 0,34 \rightarrow \chi_y = 0,9261$$

[Tab 55.2 CCM97]

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{160} = 1 < 1,2$$

$$t_f = 13 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

Donc :

$$Z-Z \rightarrow \text{Courbe c} \rightarrow \alpha = 0,49 \rightarrow \chi_z = 0,7489$$

[Tab 55.2 CCM97]

$$\chi_{\min} = \chi_z = 0,7489 \rightarrow \text{Donc l'axe de flambement est Z-Z}$$

$$N_{brd} = \frac{1 \times 235 \times 5430 \times 0,7489}{1,1} = 868,76 \text{ KN}$$

Pour le 5^{ème} niveau :

$$N'_{\max} = N_{\max} + (G_{\text{profilé}} \times H_{\text{poteau}}) = 170,306 + (0,426 \times 3,6) = 171,84 \text{ KN} < N_{brd} = 868,76 \text{ KN}$$

→ OK

La condition est vérifiée, donc le profilé HEB 160 convient comme un poteau au 5ème niveau.

Pour le 4^{ème} niveau :

$$N'_{\max} = N_{\max} + (G_{\text{profilé}} \times H_{\text{etage}}) = 338,378 + (0,426 \times 3,6) = 339,91 \text{ KN} < N_{brd} = 868,76 \text{ KN}$$

→ OK

La condition est vérifiée, donc le profilé HEB 160 convient comme un poteau au 4ème niveau.

Pour le 3^{ème} niveau :

$$N'_{\max} = N_{\max} + (G_{\text{profilé}} \times H_{\text{etage}}) = 410,79 + (0,426 \times 3,6) = 412,32 \text{ KN} < N_{brd} = 868,76 \text{ KN} \rightarrow$$

OK

La condition est vérifiée, donc le profilé HEB 160 convient comme un poteau au 3ème niveau.

Pour le 2^{ème} niveau :

Pré-dimensionnement des Éléments Porteur

$$N'_{\max} = N_{\max} + (G_{\text{profilé}} \times H_{\text{étage}}) = 481,715 + (0,426 \times 3,6) = 483,25 \text{ KN} < N_{\text{brd}} = 868,76 \text{ KN}$$

→ OK

La condition est vérifiée, donc le profilé HEB 160 convient comme un poteau au 2ème niveau.

Pour le 1^{er} niveau :

$$N'_{\max} = N_{\max} + (G_{\text{profilé}} \times H_{\text{étage}}) = 552,635 + (0,426 \times 3,6) = 554,17 \text{ KN} < N_{\text{brd}} = 868,76 \text{ WKN}$$

→ OK

La condition est vérifiée, donc le profilé HEB 160 convient comme un poteau au 1er niveau.

A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	t _f (mm)	t _w (mm)	h (mm)	b (mm)	A _{vz} (cm ²)	P (Kg/m)
54,3	2492	311,5	354	13	8	160	160	17,59	42,6

Tableau III.6 : Caractéristiques du profilé HEB 160.

✓ **Conclusion :**

- Les poteaux sont majoritairement appelés à reprendre des efforts de compression transmis verticalement des étages supérieurs au sol à travers les fondations.
- Dans notre cas on a besoin de l'inertie dans les deux sens c'est pour ça qu'on choisit un profilé en H.
- Les profilés en HEA, les plus légers, présentent le meilleur rapport performance/poids : Alors on adopte HEA 240 pour les poteaux.

CHAPITRE IV :
ÉTUDE DES ÉLÉMENTS
SECONDAIRES

CHAPITRE IV : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

❖ ÉTUDE DU PLANCHER MIXTE

IV.1 Définition

Un plancher mixte est constitué d'une dalle mixte (composée d'un treillis d'armatures, une couche de béton et d'un bac d'acier), et des solives qui reposent sur des poutres principales et ces dernières sont connectées à la dalle par des connecteurs de différent type.

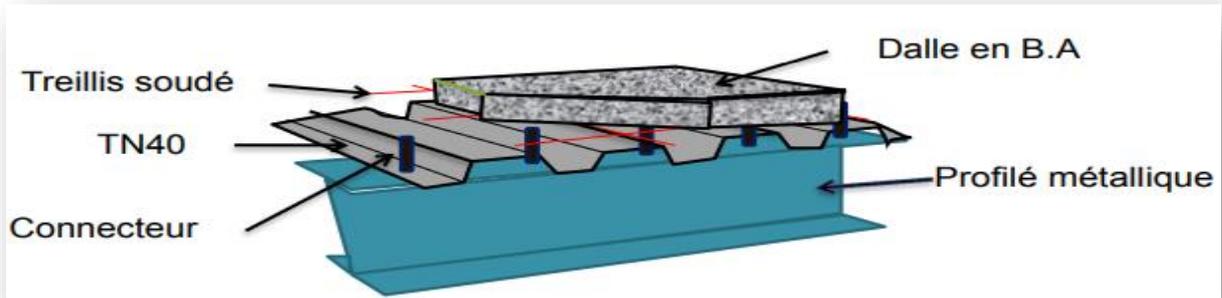


Figure IV.1 : Plancher mixte acier-béton.

IV.2 Méthode de calcul

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

✚ Phase de construction

✚ Phase finale

a) Phase de construction : Le profilé d'acier travaille seul

Les charges de la phase de construction :

- Poids propre du profilé et la tôle.
- Poids propre du béton frais.
- Surcharge de construction (ouvrier).

b) Phase finale : Le béton ayant durci, donc le profilé et la dalle travaillent ensemble.

✓ Les charges de la phase finale sont:

- Poids propre du profilé et la tôle.
- Poids propre du béton.
- Surcharge d'exploitation.
- Finition.

IV.3 Etude de la dalle collaborant

✚ Dalle en béton armé d'épaisseur $t = 8\text{cm}$.

✚ Entraxe des solives : $1,275\text{m}$

✚ L'épaisseur de la TN40 = 4cm

Étude des Éléments Secondaires

- ✚ Coefficient d'équivalence (acier – béton) : $n = 15$
- ✚ Coefficient de retrait du béton : $\varepsilon = 4 \cdot 10^{-6}$
- ✚ Contraintes admissibles des matériaux : Acier S235 $\Rightarrow f_y = 235$ MPa et pour le béton $F_{c28} = 25$ MPa

IV.4 Phase de construction

IV.4.1 Pré-dimensionnement des solives

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent en flexion simple.

- Longueur des solives..... $L = 3,6$ m.
- L'entraxe des solives..... $l = 1,275$ m.

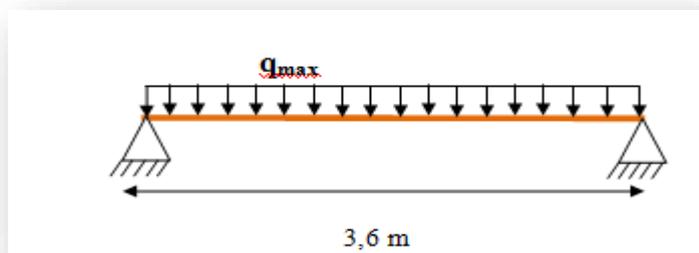


Figure III.2 : Schéma statique de la solive la plus sollicitée.

IV.4.1.1 Charge et surcharge

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

1- Charges permanentes G:

- Béton frais : $25 \times 0,08 \times 1,275 = 2,55$ KN/ml
 - Tôle profilé : $0,1 \times 1,275 = 0,1275$ KN/ml
- } $G_{tot} = 2,68$ KN/ml

2- Surcharge Q :

- Q (chantier) : $1 \times 1,275 = 1,275$ KN/ml

3- Combinaison de charge :

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$
$$q_u = 5,5305 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = G + Q$$
$$q_s = 3,955 \text{ KN/m}$$

4- Dimensionnement du profilé :

$$\left\{ \begin{array}{l}
 F_{adm} = \frac{L'}{250} = \frac{360}{250} = 1,44 \text{ cm} \\
 I_y = \frac{5 \times 3,955 \times 3,6^4}{384 \times 2,1 \times 10^8 \times 0,0144} = 286,031 \text{ cm}^4
 \end{array} \right.$$

En prend **IPE 120** profile acquis condition vérifié.

A	I _y	W _{ely}	W _{ply}	t _f (mm)	t _w	h	b	A _{vz}	P
(cm ²)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm ³)		(mm)	(mm)	(mm)	(cm ²)	(Kg/m)
13,2	318	53	60,7	6,3	4,4	120	64	6,31	10,4

Tableau IV.1: Caractéristiques du profilé IPE120.

5- Vérification de la classe de la section transversale :

On a :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ et } F_y = 235 \text{ Mpa} \rightarrow \varepsilon = 1$$

➤ Semelle comprimée :

$$b = 64 \text{ mm} ; t_f = 6,3 \text{ mm}$$

$$C = b/2 = 32 \text{ mm}$$

$$C/t_f < 10 \varepsilon \rightarrow 5,08 \text{ mm} < 10 \text{ (condition vérifiée)}$$

Donc la semelle est de **classe 1**

➤ Ame fléchie :

$$d = 93,4 \text{ mm} , t_w = 4,4 \text{ mm}$$

$$d/t_w < 72 \varepsilon \rightarrow 21,23 \text{ mm} < 72 \text{ (condition vérifiée)}$$

Donc l'âme est de **classe 1**

6- Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :

ELU :

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

$$q_u = 5,671 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = (G + G_p) + Q$$

$$q_s = 4,059 \text{ KN/ml}$$

7- Vérification de la flèche :

Condition à vérifier : $F_{\max} < F_{\text{adm}}$

$$F_{\text{adm}} = \frac{L}{250} = \frac{360}{250} = 1,44 \text{ cm}$$

$$F_{\max} = \frac{5QsI^4}{384EI} = \frac{5 \times 4,059 \times 3,6^4}{384 \times 2,1 \times 10^8 \times 318 \times 10^{-8}} = 1,33 \text{ cm}$$

$F_{\max} = 1,33 \text{ cm} < F_{\text{adm}} = 1,44 \text{ cm}$ Donc la condition vérifiée

8- Vérification de la condition de résistance :

$$M_{\text{Sd}} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{5,671 \times 3,6^2}{8} = 9,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{pl.rd}} = \frac{f_y \times W_{\text{ply}}}{\gamma_{\text{m0}}} = \frac{235 \times 10^3 \times 60,7 \times 10^{-6}}{1,1} = 12,97 \text{ KN.m}$$

$M_{\text{Sd}} = 9,19 \text{ KN.m} < M_{\text{pl.rd}} = 12,97 \text{ KN.m}$ Donc la condition vérifiée

9- Vérification de la condition du cisaillement

$$V_{\text{Sd}} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{5,671 \times 3,6}{2} = 10,208 \text{ KN.m}$$

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

Avec:

$$A_v = A - 2btf + (tw + 2r)tf = 6,31 \text{ cm}^2$$

$$V_{\text{pl.rd}} = \frac{(235 \times (6,31 \times 10^2)) \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 77,83 \text{ KN.m}$$

$V_{\text{Sd}} = 10,208 \text{ KN.m} < V_{\text{pl.rd}} = 77,83 \text{ KN.m}$ Donc la condition vérifiée.

$V_{\text{Sd}} = 10,208 \text{ KN.m} < 0,5V_{\text{pl.rd}} = 38,915 \text{ KN.m}$ → Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

IV.5 Phase finale

IV.5.1. Combinaison de charge

L'entre axe entre les solives est de 1,275 m

- **Plancher terrasse :**

$$G_{\text{solive}} = 0,104 \text{ KN/ml}$$

$$G = (5,53 \times 1,275) + 0,104 = 7,155 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \times 1,275 = 1,275 \text{ KN/ml}$$

$$S = 0,08 \times 1,275 = 0,102 \text{ KN/ml}$$

ELU :

$$qu_1 = 1,35G + 1,5 \max (Q;S)$$

$$qu_1 = 11,572 \text{ KN/ml}$$

$$qu_2 = 1,35G + 1,35 (Q+S)$$

$$qu_2 = 11,52 \text{ KN/ml}$$

$$qu_{\text{Max}} = 11,572 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$qs_1 = G + \max (Q;S)$$

$$qs_1 = 8,43 \text{ KN/ml}$$

$$qs_2 = G + 0,9 (Q+S)$$

$$qs_2 = 8,39 \text{ KN/ml}$$

$$qs_{\text{Max}} = 8,43 \text{ KN/ml}$$

- **Etage courant :**

$$G_{\text{solive}} = 0,104 \text{ KN/ml}$$

$$G = (3,75 \times 1,275) + 0,104 = 4,88 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2,5 \times 1,275 = 3,19 \text{ KN/ml}$$

ELU :

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

$$qu = 11,373 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$qs = G + Q$$

$$qs = 8,07 \text{ KN/ml}$$

Étude des Éléments Secondaires

- Étant donné que les combinaisons de charge sur le plancher terrasse, et plus défavorable que celle de l'étage courant. Et le même profilé adopte comme solive, donc les vérifications seront mené uniquement pour le plancher terrasse.

IV.5.2 Largeur de la dalle participante (b_{eff})

Selon l'article 4.2.2.1 et la figure 4.3 de l'EC04 [7] :

$$b_{\text{eff}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 \times \frac{L_0}{8} \quad \text{Avec } l : \text{ Longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \quad b : \text{ Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

$$b_{\text{eff}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 \times 3,6/8 = 0,9 \text{ m} \\ b = 1,275 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow b_{\text{eff}} = 0,9 \text{ m}$$

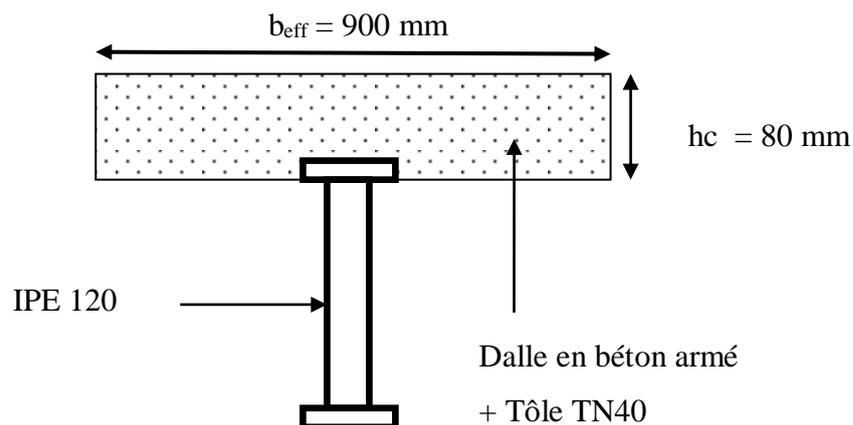


Figure IV.3 : largeur de la dalle participante.

IV.5.3 Détermination de la position de l'axe neutre plastique

$$F_a = \frac{F_y}{\gamma_a} \times Aa = 13,2 \cdot 10^2 \times \frac{235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 282 \text{ KN}$$

$$F_c = 0,85 \times b_{eff} \times h_c \times \frac{F_{CK}}{\gamma_c} = 0,85 \times 900 \times 80 \times \frac{25}{1,5} = 1020 \text{ KN}$$

$F_c > F_a$ Donc : L'axe neutre plastique (ANP) est situé dans la dalle

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0,85 \times \frac{F_{CK}}{\gamma_c}} = \frac{282 \times 10^3}{900 \times 0,85 \times \frac{25}{1,5}} = 2,21 \text{ cm} < h_c = 8 \text{ cm}$$

1- Vérification de la résistance à L'ELU :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M^{+}_{pl,Rd}$$

$$M_{sd} = Q_u \times \frac{l^2}{8} = 11,572 \times \frac{3,6^2}{8} = 18,75 \text{ KN.m}$$

$$M^{+}_{pl,Rd} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{z}{2} \right) = 282 \times \left(\frac{0,12}{2} + 0,04 + 0,08 - \frac{0,0221}{2} \right) = 47,64 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_{sd} = 18,75 \text{ KN.m} \leq M^{+}_{pl,Rd} = 47,64 \text{ KN.m}$ [condition vérifiée]

2- Vérification au cisaillement :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < 0,5V_{Rd}$$

$$V_{sd} = Q_u \times \frac{L}{2} = 11,572 \times \frac{3,6}{2} = 20,83 \text{ KN.m}$$

$$V_{rd} = \frac{f_y \cdot A_v}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = V_{pl,rd} = \frac{(235 \times (6,31 \times 10^2)) \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 77,83 \text{ KN.m}$$

Donc : $V_{sd} < 0,5V_{Rd} = 38,92 \text{ KN}$ → Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

3- Vérification au déversement :

La solive étant entièrement connectée au plancher, elle ne risque pas de se déverser d'où la non nécessité de la vérifier au déversement.

4- Vérification de la flèche en service :

Il faut vérifier la condition suivante

$$F_{adm} > F_{cal}$$

Avec :

$$F_{adm} = l/200 = 360/200 = 1,8 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = \frac{5QsI^4}{384Elm}$$

❖ Calcul de I_m :

$$I_m = I_a + A_a \times d^2 + \frac{b_{eff} \times (h_c + h_p)^3}{12 \times \eta} + \frac{b_{eff} \times (h_c + h_p)}{\eta} \times F^2$$

$$S = A_a + \frac{b_{eff} \times (h_c + h_p)}{\eta} = 13,2 + \frac{90 \times (8 + 4)}{15} = 85,2 \text{ cm}$$

$$d = \frac{b_{eff} \times (h_c + h_p)}{\eta} \times \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2 \times s} = \frac{90 \times (8 + 4)}{15} \times \frac{8 + 4 + 12}{2 \times 85,2} = 10,14 \text{ cm}$$

$$f = \frac{h_c + h_p + h_a}{2} - d = \frac{8 + 4 + 12}{2} - 10,14 = 1,86 \text{ cm}$$

$$I_m = 318 + 13,2 \times 10,14^2 + \frac{90 \times (8 + 4)^3}{12 \times 15} + \frac{90 \times (8 + 4)}{15} \times 1,86^2 = 1547,11 \text{ cm}^4$$

$$F_{cal} = \frac{5 \times 8,43 \times 3,6^4}{384 \times 2,1 \times 10^8 \times 1547,11 \times 10^{-8}} = 0,57 \text{ cm}$$

Donc : $F_{adm} = 1,8 \text{ cm} > F_{cal} = 0,57 \text{ cm}$

[condition vérifiée]

5- Calcul des contraintes :

5-1 Contrainte dans la poutre acier :

$$v_i = \frac{h_a}{2} + d = \frac{12}{2} + 10,14 = 16,14 \text{ cm}$$

➤ **Traction dans la fibre inférieure :**

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{Sd}}{I_m} \times v_i = \frac{18,75 \times 10^6 \times 161,4}{1547,11 \times 10^4} = 195,61 \text{ MPa}$$

➤ **Compression dans la fibre supérieure :**

$$\sigma_{as} = \frac{M_{Sd}}{I_m} \times [v_i - (h_c + h_p)] = \frac{18,75 \times 10^6}{1547,11 \times 10^4} \times [16,14 - (8 + 4)] \times 10 = 50,17 \text{ MPa}$$

5-2 Contrainte dans la dalle béton :

$$v_s = \frac{h_a}{2} + (h_c + h_p) - d = \frac{12}{2} + (8 + 4) - 10,14 = 7,86 \text{ cm}$$

➤ **Traction dans la fibre inférieure :**

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{Sd}}{\eta \times I_m} \times v_s = \frac{18,75 \times 10^6 \times 78,6}{15 \times 1547,11 \times 10^4} = 6,35 \text{ MPa}$$

➤ **Compression dans la fibre supérieure :**

$$\begin{aligned} \sigma_{bs} &= \frac{M_{Sd}}{\eta \times I_m} \times [v_s - (h_c + h_p)] = \frac{18,75 \times 10^6}{15 \times 1547,11 \times 10^4} \times [7,86 - (8 + 4)] \times 10 \\ &= -3,34 \text{ MPa} \end{aligned}$$

5-3 Contraintes dues au retrait :

β : Distance entre le CDG de l'acier et CDG du béton

$$\beta = \frac{h_a + h_c + h_p}{2} = \frac{12 + 8 + 4}{2} = 12 \text{ cm}$$

α : Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \times \beta} = \frac{318}{13,2 \times 12} = 2,01 \text{ cm}$$

$$K = \frac{B \times E_a \times \varepsilon \times \beta \times A_a}{(\eta \times I_y \times A_a) + (B \times I_y) + (B \times A_a \times \beta^2)}$$

$$B = b_{eff} \times (h_c + h_p) = 90 \times (8 + 4) = 1080 \text{ cm}^2$$

$$E_a = 2.1 \times 10^4 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon = 4 \times 10^{-6} \text{ (coefficient de retrait)}$$

$$K = \frac{108 \times 10^3 \times 2.10000 \times 4 \times 10^{-6} \times 120 \times 1320}{(15 \times 318 \times 10^4 \times 1320) + (108 \times 10^3 \times 318 \times 10^4) + (108 \times 10^3 \times 1320 \times 120^2)}$$

$$K = 0,0584 \text{ kN/m}^3$$

Y_1 : Distance entre l'interface et l'AN de la section homogène

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{12}{2} + 2,01 = 8,01 \text{ cm}$$

Y_2 : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 8,01 + 8 + 4 = 20,01 \text{ cm}$$

D'où les valeurs de contraintes sont :

$$\sigma_{as} = K \times Y_1 = 0,0584 \times 8,01 \times 10^{-2} = 0,0047 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = K \times (h_a - Y_1) = 0,0584 \times (12 - 8,01) \times 10^{-2} = 0,0023 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{bi} &= \frac{1}{\eta} \times (E_a \times \varepsilon - K \times Y_1) = \frac{1}{15} \times (2.1 \times 10^4 \times 4 \times 10^{-6} - 0,0584 \times 10^{-6} \times 80,1) \\ &= 0,0056 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{bs} &= \frac{1}{\eta} \times (E_a \times \varepsilon - K \times Y_2) = \frac{1}{15} \times (2.1 \times 10^4 \times 4 \times 10^{-6} - 0,0584 \times 10^{-6} \times 200,1) \\ &= 0,0056 \text{ MPa} \end{aligned}$$

5-4 Contraintes finales :

$$\begin{cases} \sigma_{as} = 50,17 + 0,0047 \times 10^{-3} = 50,17001 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \sigma_{ai} = 195,6 + 0,0023 \times 10^{-3} = 195,6000023 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \sigma_{bs} = -3,34 + 0,0056 = -3,3344 \text{ MPa} < f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \sigma_{bi} = 6,35 + 0,0056 = 6,356 \text{ MPa} < f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Donc : **L'IPE120** convient pour les solives.

IV.6 Calcul des goujons connecteurs

Les connecteurs choisis sont des goujons à tête soudée, qui sont des boulons HR et de classe **4.6** et de diamètre **Ø=18**

➤ les caractéristiques de connecteurs :

$$d = 18 \text{ mm}$$

$$h = 75 \text{ mm}$$

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

$$f_u = 400$$

$$h/d > 4 \rightarrow h > 4d$$

$$\text{On a } d = 18 \text{ mm} \rightarrow h > 4 \times 18 = 72 \text{ mm}$$

Donc on prend $h = 75 \text{ mm}$

$$h/d > 4 \rightarrow 75/18 = 4,16 > 4 \rightarrow \alpha = 1$$

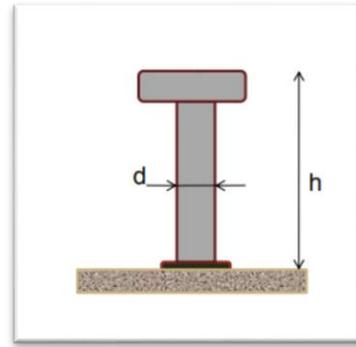


Figure IV.4 : caractéristique de connecteur.

Béton de la classe C 25/30 $\rightarrow f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut :

$$P_{rd} = \min (P_{rd1} , P_{rd2})$$

Avec :

P_{rd1} : effort résistant au cisaillement du goujon lui-même.

P_{rd2} : effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{rd1} = 0,8 \times \frac{F_u \times \pi \times d^2}{\gamma_v \times 4} = 65.144 \text{ KN} \\ P_{rd2} = 0,29 \times \frac{\alpha \times d^2}{\gamma_v} \times \sqrt{F_{ck} \times E_{cm}} = 65,638 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Avec :

F_u : la résistance ultime en traction spécifiée de l'acier de goujon ; $F_u = 400 \text{ N/mm}^2$

γ_v : facteur partiel de sécurité égal à 1,25

Donc : $P_{rd} = 65,638 \text{ KN}$ (Résistance d'un goujon)

$$d = 18 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm}$$

$$\rightarrow P'_{rd} = r \times P_{rd} = 1 \times 65.144 = 65.144 \text{ KN}$$

$$h_p = 40 \text{ mm} \leq 85 \text{ mm}$$

❖ **Effort de cisaillement V_{if} :**

$$V_{if} = \min \left(\frac{A_a \times F_y}{\gamma_a} ; 0,85 \times b_{\text{eff}} \times \frac{(h_c + h_p) \times F_{ck}}{\gamma_c} \right)$$

$$V_{if} = \min(282 \text{ KN}; 1530 \text{ KN})$$

$$V_{if} = 282 \text{ KN}$$

❖ Nombre des goujons N :

$$N \geq \frac{V_{if}}{P'rd} = \frac{282}{65.144} = 4,33 \approx 5 \text{ goujons}$$

Soit N=5 goujon sur longueur $L_{cr} = L/2 = 3,6/2 = 1,80$ m Donc on prend 10 goujons sur 3,6 m

❖ L'espacement des goujons :

$$e = \frac{3,6}{10} = 0,36 \text{ m} = 36 \text{ cm}$$

VI .6.1. Vérification des soudures :

a = la gorge

On prend a = 8 mm

l= longueur du cordon de soudure circulaire

$$l = \pi \times d = \pi \times 18 = 56.549 \text{ mm}$$

Acier 235 : $\beta_w = 0,8$; $\gamma_{mw} = 1,25$; $F_u = 360 \text{ N/mm}^2$

❖ L'effort résistant de cisaillement :

$$F_{wrd} = a \times l \times \frac{F_u}{\beta \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3}}$$

$$F_{wrd} = 8 \times 56.549 \times \frac{360 \times 10^{-3}}{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}} = 94,03 \text{ KN}$$

❖ L'effort sollicitant est donné par :

$$F_{sd} = \frac{V_{if}}{N} = \frac{282}{5} = 56,4 \text{ KN}$$

Quelle que soit la direction de l'effort sollicitant F_{sd} par rapport au cordon, on a :

$$F_{sd} \leq F_{wrd} \rightarrow 56,4 \text{ KN} \leq 94,03 \quad (\text{condition vérifiée})$$

IV.7 Ferrailage de la dalle du plancher

Pour notre cas, On a une dalle mixte nervurée qui porte sur un seul sens, les nervures sont perpendiculaire aux solives.

IV.7.1 Combinaison d'action :

▪ Plancher terrasse :

$$G = 5,53 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0,08 \text{ KN/m}^2$$

ELU :

$$q_{u1} = 1,35G + 1,5 \max (Q;S)$$

$$q_{u1} = 8,97 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{u2} = 1,35G + 1,35 (Q+S)$$

$$q_{u2} = 8,92 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{u\text{Max}} = 8,97 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$q_{s1} = G + \max (Q;S)$$

$$q_{s1} = 6,53 \text{ KN/m}$$

$$q_{s2} = G + 0,9 (Q+S)$$

$$q_{s2} = 6,502 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{s\text{Max}} = 6,53 \text{ KN/m}^2$$

▪ Plancher étage courant

$$G = 3,75 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

ELU :

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

$$q_u = 8,81 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 6,25 \text{ KN/m}^2$$

- Nous constatons que le plancher terrasse est le plus sollicité, donc on ferraille les dalles de ce dernier et on adopte le même ferrailage pour les dalles du plancher courant.

IV.7.2 Calcul des sollicitations

$$q_u = 8,97 \text{ KN/m}^2$$

$$L_x = 1 \text{ m (une bande de 1m)}$$

$$L_y = 3,6 \text{ m}$$

$$e = 8 \text{ cm}$$

$$L_x/L_y = 0,28 < 0,4 \quad \text{La dalle travaille selon la petite portée } L_x.$$

$$M_0 = q_u \times \frac{L_x^2}{8} = 1,12 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée est : $M_t = 0,75 \times M_0 = 0,84 \text{ KN.m}$

Le moment en appuis est : $M_a = 0,5 \times M_0 = 0,56 \text{ KN.m}$

▪ **Calcul des armatures en travée :**

$$M_t = 0,84 \text{ KN.m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 8 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h = 7,2 \text{ cm}$$

$$F_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,01 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,013$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,072 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = 0,34 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec : 5HA8=2,51cm²

Les armatures de répartition sont données par :

$$A_r = \frac{2,51}{4} = 0,627 \text{ cm}^2$$

On choisit : 4HA8=2,01cm²

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{F_t}{F_e} = 0,87 \text{ cm}^2 < 2,51 \text{ cm}^2 \quad [\text{Vérfiée}]$$

▪ **Calcul des armatures en appui :**

$$M_a = 0,56 \text{ KN.m}$$

$$b = 1$$

$$h = 8 \text{ cm}$$

$$d = 7,2 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,008 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,01$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,071 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = 0,23 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec : **4HA8 = 2,01cm²**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{F_t}{F_e} = 0,87 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \quad [\text{Vérfiée}]$$

▪ **Espacement des barres :**

$$S_{tx} = \min[(3 \times h), 33] \rightarrow S_{tx} = 24 \text{ cm}$$

On a :

$$S_{tx} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 24 \text{ cm} \quad [\text{Vérfiée}]$$

$$S_{tx} = \min[(4 \times h), 45] \rightarrow S_{tx} = 32 \text{ cm}$$

On a :

$$S_{tx} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 32 \text{ cm} \quad [\text{Vérfiée}]$$

▪ **Vérfication de l'effort tranchant :**

$$V_x = \frac{qu \times l}{2} = \frac{8,97 \times 1}{2} = 4,49 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_x}{b \times d} = \frac{4,49 \times 10^3}{1000 \times 72} = 0,062 \text{ MPa}$$

$$\tau' = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} > \tau \quad [\text{Vérfiée}]$$

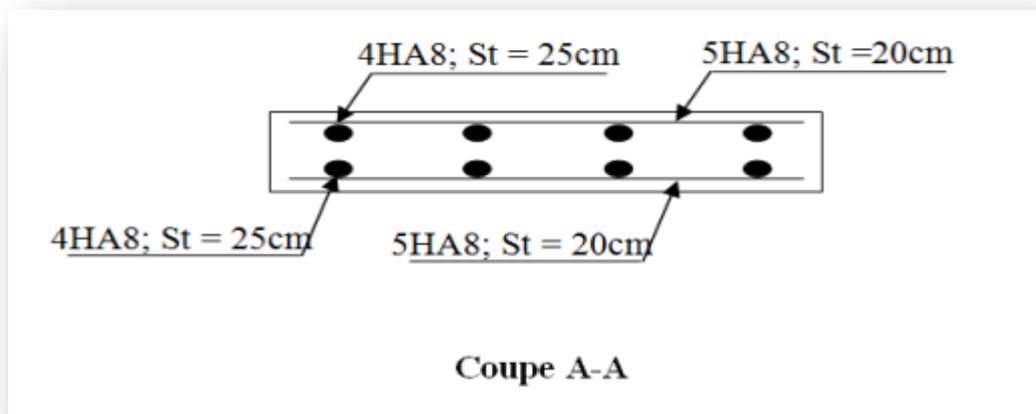


Figure IV.5 : schéma de ferrailage de la dalle.

❖ Pré dimensionnement des escaliers

IV.8 Définition

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction. Longtemps réservé aux escaliers extérieurs et intérieurs pour sa durabilité et sa résistance aux intempéries, le métal s'invite aujourd'hui de plus en plus dans nos intérieurs.



Figure IV.6 : Escalier en charpente métallique.

Les escaliers sont en charpente métallique : Pour dimensionnement des marches (g : giron) et contre marche (h), on utilise la formule de **BLONDEL**

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

h : varie de 14 cm à 20 cm

g : varie de 22 cm à 30 cm

Donc :

Hauteur d'étage : $h_e = 3.6$ m

Giron g : $g = 30$ cm

On a : $59\text{cm} = (30 + 2h) = 66\text{cm}$

$$14.5\text{ cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

Pour $h = 18$ cm on a 10 marches pour le 1er volée et 11 pour le 2eme volée

$$N = H/2h \rightarrow n = 360/2(18) = 10 \rightarrow n = 10 \text{ contre marches.}$$

✓ **La longueur de la ligne de la foulée sera**

$$L = g (n-1) = 30(10-1) \quad L = 2,7 \text{ m} = 270\text{cm}$$

✓ **L'inclinaison de la pailleasse (LIMON)**

$$\tan \alpha = \frac{180}{270} = 0,66 \rightarrow \alpha = 33,69^\circ$$

✓ **La longueur de la pailleasse**

$$L = \frac{180}{\sin \alpha} = 3,24m$$

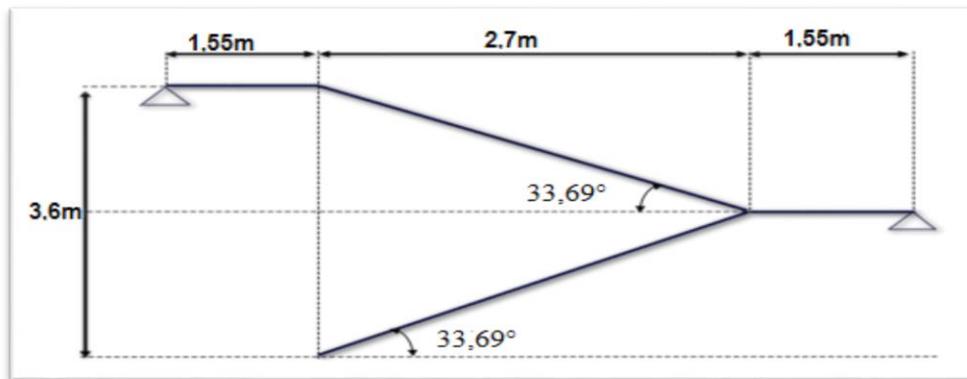


Figure IV.7 : Inclinaison de la pailleasse.

IV.8.1 Dimensionnement des éléments porteurs

Volée : $G=1,29 \text{ KN /m}^2$

Palier : $G=2,93 \text{ KN /m}^2$

$G \text{ garde-corps} = 0,1 \text{ KN /m}^2$

Charge d'exploitation $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$

✓ **Cornière de marche :**

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée :

$G_{\text{volée}} + G \text{ garde corps} = 1,39 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1,5 \text{ KN / m}^2$

$q = (G+Q) g = (1,39+1,50) \times 0,3 = 0,867 \text{ KN / ml}$

Avec $g = 30 \text{ cm} = 0,3 \text{ m}$

Le pré dimensionnement se fait à partir de la condition de la flèche suivant : $F_{\text{max}} \leq F_{\text{adm}}$

$$\frac{5QL^4}{384EI} \leq \frac{L}{250}$$

$$I_y = \frac{5 \times 0,867 \times 120^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 2,32 \text{ cm}^4$$

On adopte pour une cornière à ailes égales **L 40 x 40 x 4**

$$I_y = 4.47 \text{ cm}^4$$

$$P = 2.42 \text{ kg/ml}$$

$$W = 1.55 \text{ cm}^3$$

Vérification

$$\sigma_f \leq \sigma_e$$

$$\sigma_e = 24 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{w}$$

$$q = 1.35 (G+P) + 1.5Q = 1.35(1.39 \times 0.3 + 0.0242) + 1.5(1.5 \times 0.3) = 1.27 \text{ KN/ml}$$

$$\sigma_f = \frac{ql^2}{8 \times w} = \frac{1.27 \times 120^2}{8 \times 1.55} = 14.74 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_e = 24 \text{ KN/cm}^2 \text{ Vérifier}$$

✓ **Limon UPN (poutre)**

$$q_1 = 1.26/2 \times (1.39 + 1.50) = 1.82 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = 1.26/2 \times (2.93 + 1.50) = 2.80 \text{ KN/ml}$$

On vérifie selon le critère de déformation que :

$$L = 270 \text{ cm}$$

$$Q_{\max} = 2.80 \text{ KN/ml}$$

$$I_y = \frac{5 \times 2.80 \times 270^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 85.42 \text{ cm}^4$$

On optera pour le limon le profilé **UPN 80** :

$$I_y = 106 \text{ cm}^4$$

$$q_1 = 1.26/2 \times (1.39 \times 1.35 + 1.5 \times 1.50) = 2.60 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = 1.26/2 \times (2.93 \times 1.35 + 1.5 \times 1.50) = 3.90 \text{ KN/ml}$$

✓ **La charge équivalente**

$$L_1 = 2.7 \text{ m} ; L_2 = 1.55 \text{ m}$$

$$q_e = (q_1 L_1 + q_2 L_2) / (L_1 + L_2) = 3.07 \text{ KN/ml}$$

✓ **La condition de résistance**

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{w} = \frac{ql^2}{8 \times w} = \frac{3.07 \times 270^2}{8 \times 26.5} = 10.55 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \leq \sigma_e = 24 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \text{ Vérifier}$$

IV.8.2 Pré dimensionnement de la poutre palière

La charge offerte à la poutre palière est due aux deux demis de volées et de cloison ci-dessus plus le palier

$$\left. \begin{array}{l} G_{\text{cloison}} = 1,456 \text{ kN/m}^2 \\ G_{\text{volée}} = 1,25 \text{ kN/m}^2 \\ G_{\text{palier}} = 2,93 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right\} G_t = 5,636 \text{ kN/m}^2 \quad Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 1,35 \times G_t + 1,5 \times Q$$

$$q = (1,35 \times 5,636 + 1,5 \times 1,5) = 9,85 \text{ kN/m}^2$$

$$I_y = \frac{5 \times 9,85 \times 270^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 300,79 \text{ cm}^4$$

La poutre palière est de profilée **IPE120**.

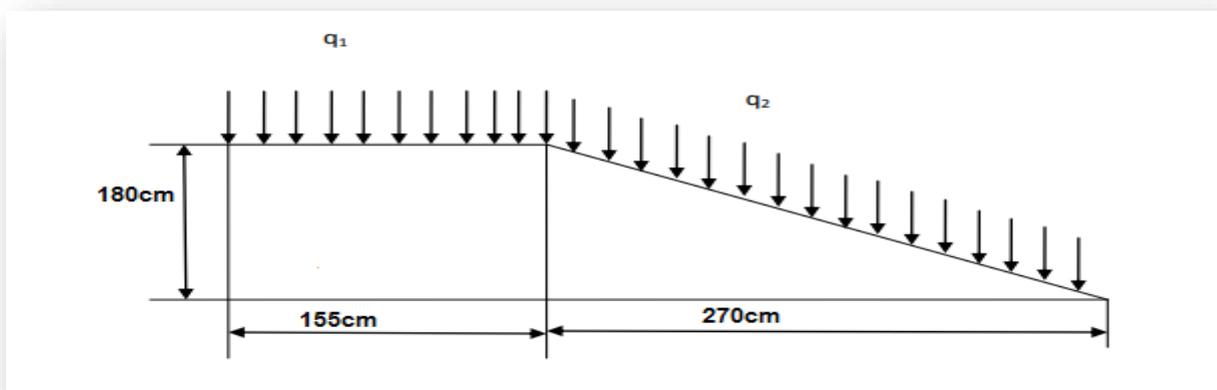


Figure IV.8 : Charges appliqués sur limon.

CHAPITRE V :
ÉTUDE SISMIQUE

CHAPITRE V : ÉTUDE SISMIQUE

V.1 Introduction

Les secousses sismiques peuvent causer des dégâts matériels et des pertes humaines considérables. Face à ce risque et l'impossibilité de le prévoir, peut-être la seule prévention est la construction parasismique. La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères de construction à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents. Alors une étude dynamique est indispensable pour réduire au maximum les dégâts sur les éléments structuraux et pour éviter l'effondrement de la structure

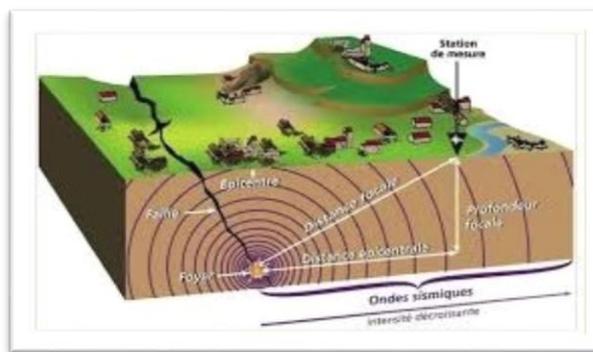


Figure V.1 : Propagation du séisme.

V.2 Modélisation de la structure étudiée

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux, etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis ROBOT est utilisé.

❖ Description de ROBOT

Le logiciel Robot est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée.

Les caractéristiques principales du progiciel Robot sont les suivantes :

- La définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier, p. ex. au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel (CAO/DAO)).
- La possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de ouvertures etc.).

- La possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- La possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels).
- La possibilité d'affecter le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier (très utile pour accélérer le dimensionnement).

Le logiciel Robot regroupe plusieurs modèles de structure, calcul de la structure, dimensionnement). Les modules fonctionnent dans le même environnement.

V.3. Choix de la méthode de calcul

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente.
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale.
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

❖ Condition d' RPA99/Version 2003

L'une des vérifications préconisée par le RPA99 / Version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

$V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moment ...) Si dans le rapport : $r = 0.8V / V_t$

V.4 Calcul par la méthode dynamique modale spectrale

❖ Principe

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des efforts maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par :

- La sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.
- Le comportement supposé élastique de la structure permettant le calcul des modes propres.
- Le comportement de la structure pour ces fréquences particulières est appelé mode de vibration.

- Le comportement global peut être considéré comme la somme des contributions des différents modes.
- cette méthode peut être appliquée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.
- méthode statique équivalente n'est pas permise.

V.4.1 Calcul de la force sismique « V »

D'après (l'Art 4.2.3 de RPA99 /version2003) [4] La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

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

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q : Facteur de qualité.
- R : Coefficient de comportement.
- W : Poids total de la structure.

❖ Conditions d'application de la méthode statique équivalente

- a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, (paragraphe 3.5 du RPA)[4] avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées (RPA-page 33) [4].

Zone IIa : Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

a) Détermination des coefficients

A : coefficient d'accélération de zone (dépend de la zone sismique et de groupe d'usage du Bâtiment).

Étude Sismique

On a un bâtiment de groupe 2 dans une Zone (IIa) → **A= 0,15**

R : Sa valeur est donnée par le tableau (4.3) [4] du RPA 99/v2003, en fonction du système de contreventement.

Dans notre structure on a un système de contreventement Mixte portique/palées triangulées en X → **R_{x,y} = 5**

D : facteur d'amplification dynamique en fonction de la catégorie de site du facteur de la correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \left\{ \begin{array}{ll} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{array} \right\}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule (4.3) [4] du RPA99/version 2003

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. donnée par le tableau (4.2.RPA99V2003) [4].

Nous avons un portique en Acier avec remplissage dense → **$\xi = 5 \%$**

D'où : **$\eta = 1 > 0.7$**

❖ Les Périodes caractéristiques (T1, T2)

Les périodes caractéristiques associées à la catégorie du site sont déterminées dans le tableau (4.7) [4] du RPA 99/v2003.

Site	T ₁ (S)	T ₂ (S)
S ₃	0,15	0,5

Tableau V.1 : Périodes caractéristiques (T1, T2).

❖ Estimation de la période fondamentale (T)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. La formule empirique est donnée par le RPA 99/V2003:

$$T = C_t \cdot h_N^{3/4} \quad \text{RPA99/2003 (4.6.Art.4.2.4) [4]}$$

Avec : h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 18$ m

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6) [4] du RPA 99/V2003.

SYSTEME DE CONTREVENTEMENT	COEFFICIENT (C_T)
Contreventement assuré par portiques auto stables en acier avec remplissage en maçonnerie	0,05

Tableau V.2 : Coefficient C_T .

Donc :

$$T = 0.05 \times 18^{3/4} = 0,44 \text{ s}$$

Pour notre cas, on peut utiliser la formule suivante :

$$T = 0.09 \times h_N / \sqrt{D} \quad \text{RPA99/2003 (4.7.Art.4.2.4) [4]}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$D = \begin{cases} D_x = 25,2 \text{ m} \\ D_y = 11,8 \text{ m} \end{cases}$$

On à : $T = 0,44$ s

$$T_X = 0.09 \times (18 / \sqrt{25,2}) = 0,32 \text{ s} \rightarrow T_X = \min(0,44 ; 0,32) \rightarrow T_X = 0,32 \text{ s} \leq T_2 = 0,5 \text{ s}$$

$$T_Y = 0.09 \times (18 / \sqrt{11,8}) = 0,5 \text{ s} \rightarrow T_Y = \min(0,44 ; 0,5) \rightarrow T_Y = 0,44 \text{ s} \leq T_2 = 0,5 \text{ s}$$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D_{X,Y} = 2,5\eta = 2,5 \times 1 = 2,5$$

Étude Sismique

Q : facteur de qualité

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_{qi}$ (4.4.RPA99V2003) [4]

Critère	P _{qx}	P _{qy}
Condition minimale sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la quantité des matériaux	0	0
Contrôle de la quantité de l'exécution	0.1	0.1
$\sum P_{qi}$	0.1	0.1

Tableau V.3 : Valeurs des pénalités (P_q).

Donc pour les deux directions on a : $Q = 1.1$

W : Poids de la structure :

Combinaison de calcul du poids total : $W_T = \sum_{i=1}^n W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + B W_{Qi}$

Donc le poids total de la structure est donné par les résultats ROBOT :

Variante (A) :

$$W_T = 4116,043 \text{ KN}$$

Variante (B) :

$$W_T = 4124,847 \text{ KN}$$

➤ Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul défini dans l'Art (4.3.3) [4] du RPA

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

V.4.2 Les étapes à suivre pour la modélisation de la structure sous ROBOT

- Entrer la géométrie du modèle étudié.
- Spécifier les propriétés des matériaux utilisées.
- Définir les sections des éléments frames et les éléments Shell de l'ouvrage.
- Définir le spectre de réponse pour la structure.
- Définir les cas de charges (statiques, dynamiques) et les assigner aux nœuds et éléments.
- Définir les combinaisons d'action (sismique, ultime et service).
- Définir la masse source des planchers.
- Spécifier les conditions aux limites (appuis et diaphragme).
- Spécifier le nombre de mode à considérer.
- Démarrer l'exécution du problème, analyser les résultats obtenues selon les recommandations du RPA, apporter des corrections au modèle s'il ya lieu

V.4.3 Études des variantes

Deux variantes sont proposées.

- Les éléments de structure : poteaux, poutres, planchers (poutres et planchers reste inchangés pour les différentes variantes.)
 - La disposition et l'implantation et le positionnement des contreventements c'est les paramètres qui définissant chaque variante.
 - La disposition des contreventements sont repartis au centre et aux extrémités du bâtiment en tenir compte de la symétrie
-
- **Remarque** : Les combinaisons de calcul adoptées pour les 2 variantes (A et B) selon les règlements sont données dans le tableau suivant :

ELU	ELS	ACC
1,35G+1,5Q	G+Q	G+Q+EX
1,35(G+Q+N)	G+N	G+Q-EX
	G+0,9(Q+N)	G+Q+EY
		G+Q-EY
		0,8G+EX
		0,8G-EX
		0,8G+EY
		0,8G-EY
		G+Q+1.2EX
		G+Q-1.2EX
		G+Q+1.2EY
		G+Q-1.2EY

Tableau V.4 : Combinaisons de calcul.

✚ Choix A

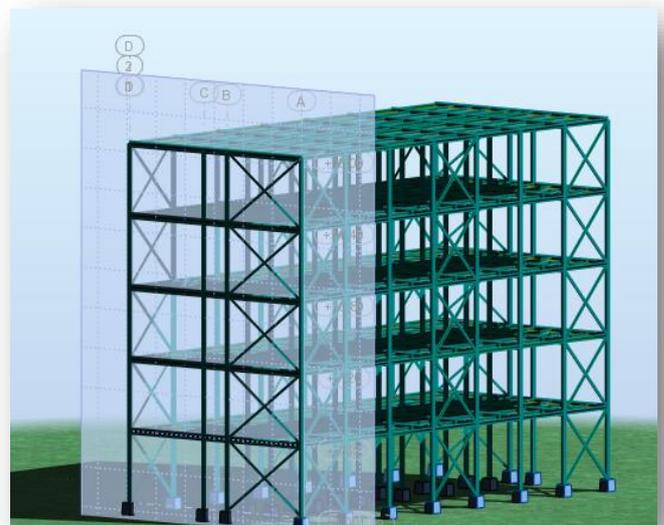
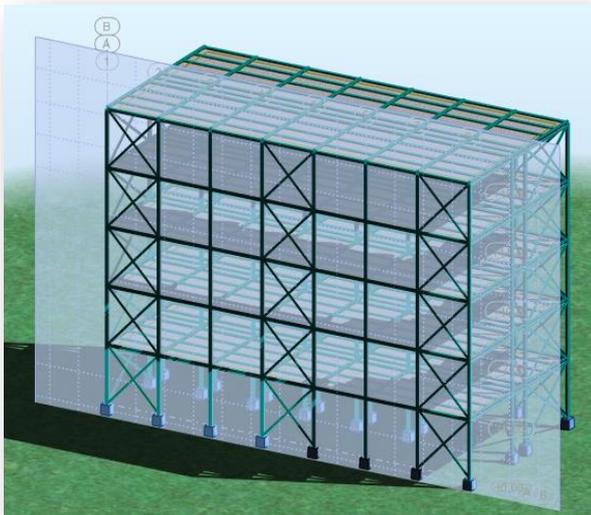


Figure V.2 : Structure vue (3D ROBOT) Variante (A).

❖ Variante (A)

Étude Sismique

a) Calcul de la force sismique totale à la base :

$$V_{(x,y)statique} = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,1}{5} \times 4116,043 = 339,57 \text{ KN}$$

b) Schématisation du spectre de réponse suivant X et Y :

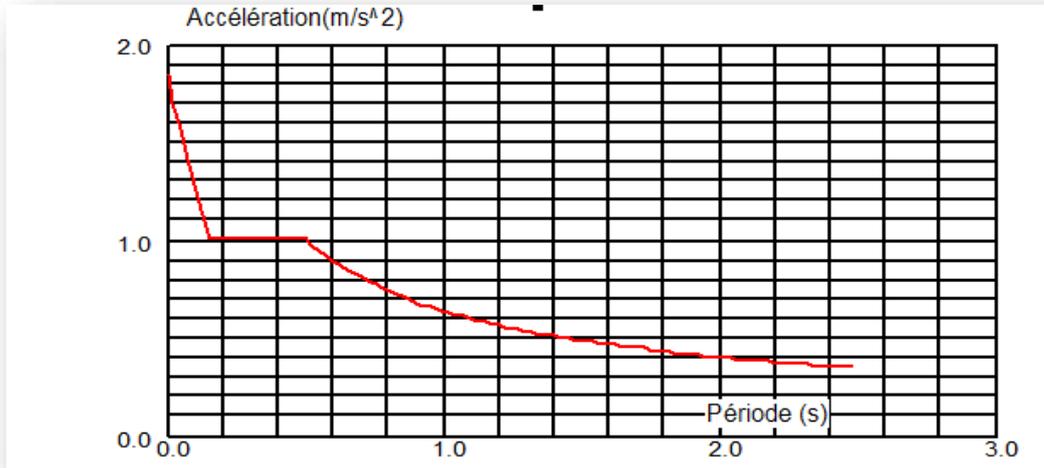


Figure V.3 : Schéma du spectre de réponse suivant X et Y.

c) Pourcentage de participation de masse :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
5/ 1	1,75	0,57	24,61	56,87	24,61	56,87	407825,36	407825,36
5/ 2	1,89	0,53	79,36	83,68	54,75	26,80	407825,36	407825,36
5/ 3	2,77	0,36	79,36	83,68	0,00	0,00	407825,36	407825,36
5/ 4	5,42	0,18	80,04	94,88	0,68	11,21	407825,36	407825,36
5/ 5	6,02	0,17	95,37	95,14	15,33	0,26	407825,36	407825,36
5/ 6	8,33	0,12	95,37	95,14	0,00	0,00	407825,36	407825,36
5/ 7	9,19	0,11	95,37	98,33	0,00	3,19	407825,36	407825,36
5/ 8	10,78	0,09	98,64	98,33	3,27	0,00	407825,36	407825,36
5/ 9	12,29	0,08	98,64	99,48	0,00	1,15	407825,36	407825,36
5/ 10	12,56	0,08	98,64	99,57	0,00	0,09	407825,36	407825,36

Tableau V.5 : Pourcentage de participation de masse.

d) Constatation :

1°/ Le premier et le deuxième mode sont des modes de translation suivant X et Y.

2°/ Le troisième mode est un mode de rotation selon Z.

Étude Sismique

Mode01: Translation suivant **X-X**, période **T= 0,57 s** , taux de participation de la masse **24,61%**

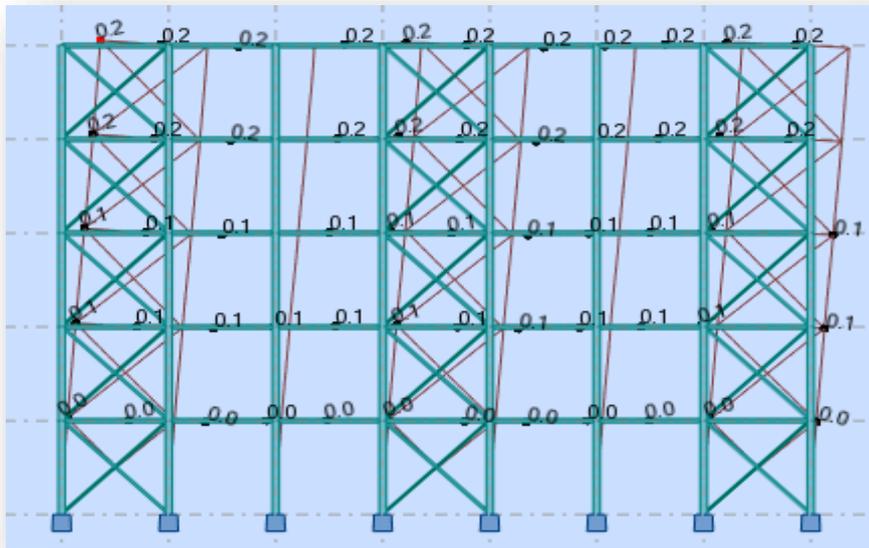


Figure V.4 : Mode de déformation (01).

Mode 02 : Translation suivant **Y-Y**, période **T= 0,53 s** , taux de participation de la masse **83,68%**

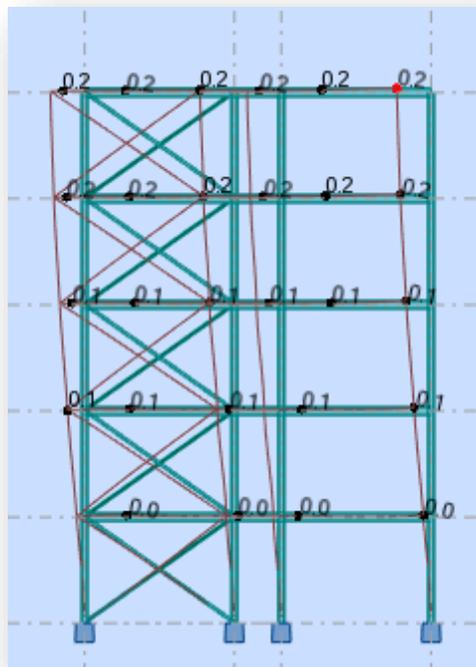


Figure V.5 : Mode de déformation (02).

Mode 03 : Rotation suivant **Z-Z**, période **T= 0,36s**.

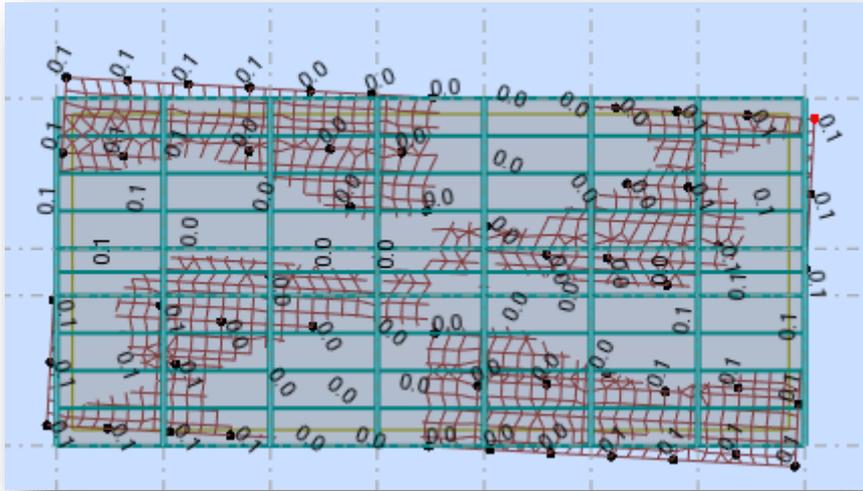


Figure V.6 : Mode de déformation (03).

e) Analyse des résultats :

1-La période :

La période fondamentale T est inférieure à celle calculée par les formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$\left\{ \begin{array}{l} T = 0,57 \text{ s} \\ T \leq 1,3 \times T_{\text{emp}} = 1,3 \times 0,44 = 0,572 \text{ s} \end{array} \right. \quad \text{Alors : C.V}$$

2- La force sismique :

Spectre	V_{dyn} (kN)	V_{dyn} (KN)	V_s (KN)	80% V_s	$0.8V_s < V$
Ex	299,13	130,4	339,57	271,66	C.V
Ey	130,4	303,93	339,57	271,66	C.V

Tableau V.6 : vérification de la force sismique (variante A).

Bien remarquer que la variante A à vérifier la condition: $V_{\text{dynamique}} > 0.8V_{\text{statique}}$

✚ Choix B

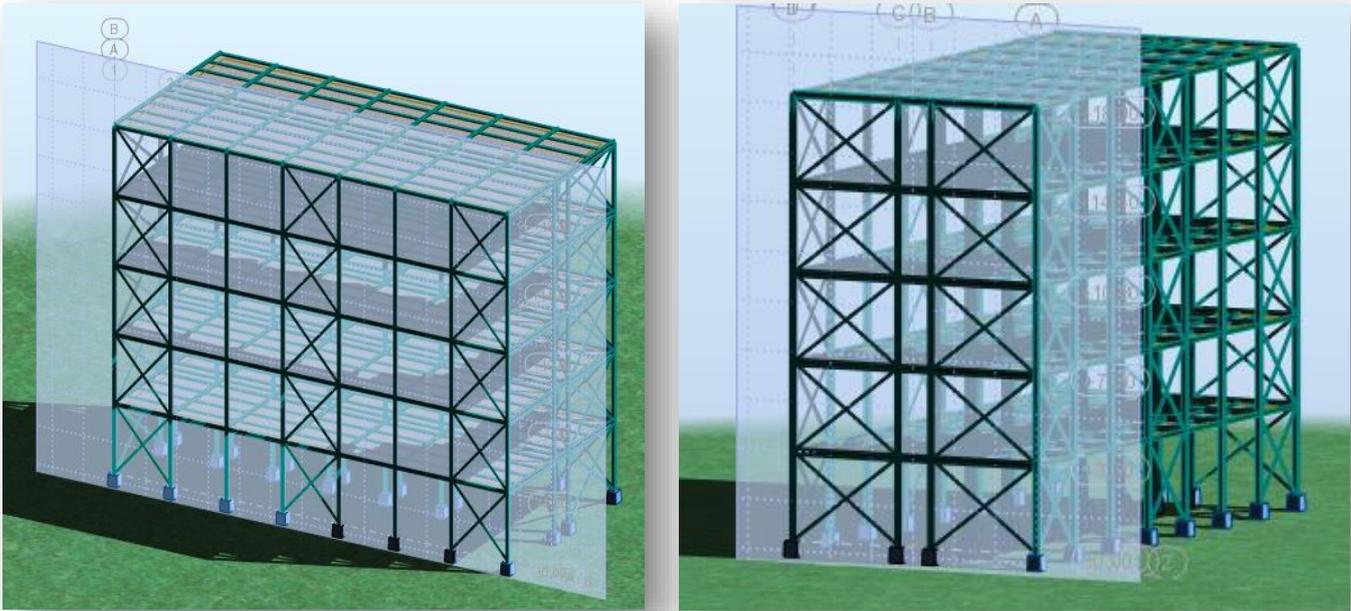


Figure V.7 : Structure vue (3D ROBOT) Variante (B).

❖ Variante (B) :

a) Calcul de la force sismique totale à la base:

$$V_{(x,y)statique} = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,1}{5} \times 4124,847 = 340,30 \text{ KN}$$

b) Schématisation du spectre de réponse suivant X et Y :

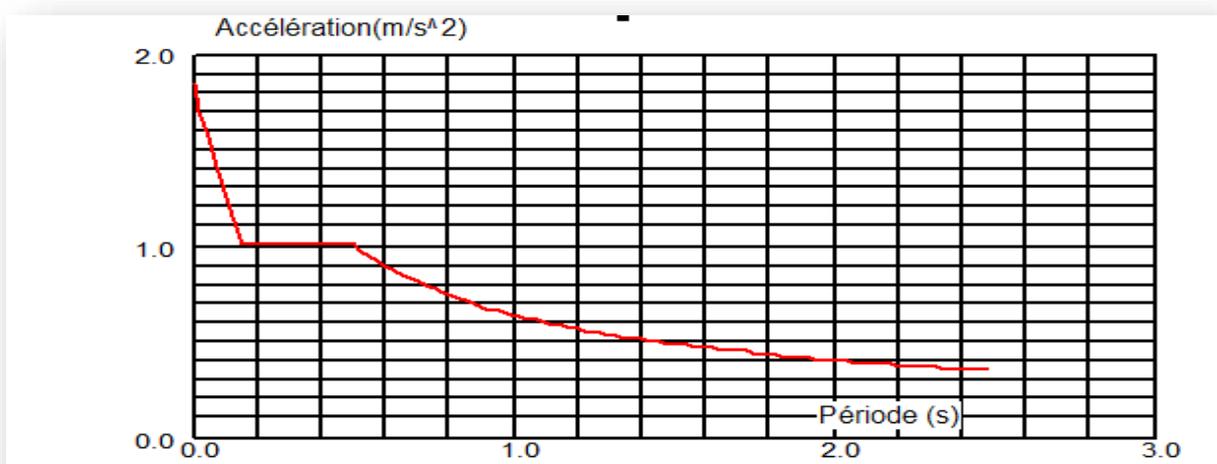


Figure V.8 : Schéma du spectre de réponse suivant X et Y.

Étude Sismique

Pourcentage de participation de masse :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
5/ 1	1,86	0,54	79,60	0,00	79,60	0,00	408617,75	408617,75
5/ 2	2,23	0,45	79,60	84,30	0,00	84,30	408617,75	408617,75
5/ 3	3,51	0,28	79,60	84,30	0,00	0,00	408617,75	408617,75
5/ 4	6,02	0,17	95,38	84,30	15,77	0,00	408617,75	408617,75
5/ 5	6,62	0,15	95,38	95,45	0,00	11,15	408617,75	408617,75
5/ 6	10,34	0,10	95,38	95,45	0,00	0,00	408617,75	408617,75
5/ 7	10,77	0,09	98,64	95,45	3,27	0,00	408617,75	408617,75
5/ 8	10,89	0,09	98,64	98,46	0,00	3,01	408617,75	408617,75
5/ 9	12,54	0,08	98,64	98,46	0,00	0,00	408617,75	408617,75
5/ 10	12,58	0,08	98,64	98,46	0,00	0,00	408617,75	408617,75

Tableau V.7 : Pourcentage de participation de masse.

c) Constatation :

1°/ Le premier et le deuxième mode sont des modes de translation suivant X et Y.

2°/ Le troisième mode est un mode de rotation selon Z.

Mode01: Translation suivant X-X, période $T= 0,54$ s , taux de participation de la masse **79,60%**

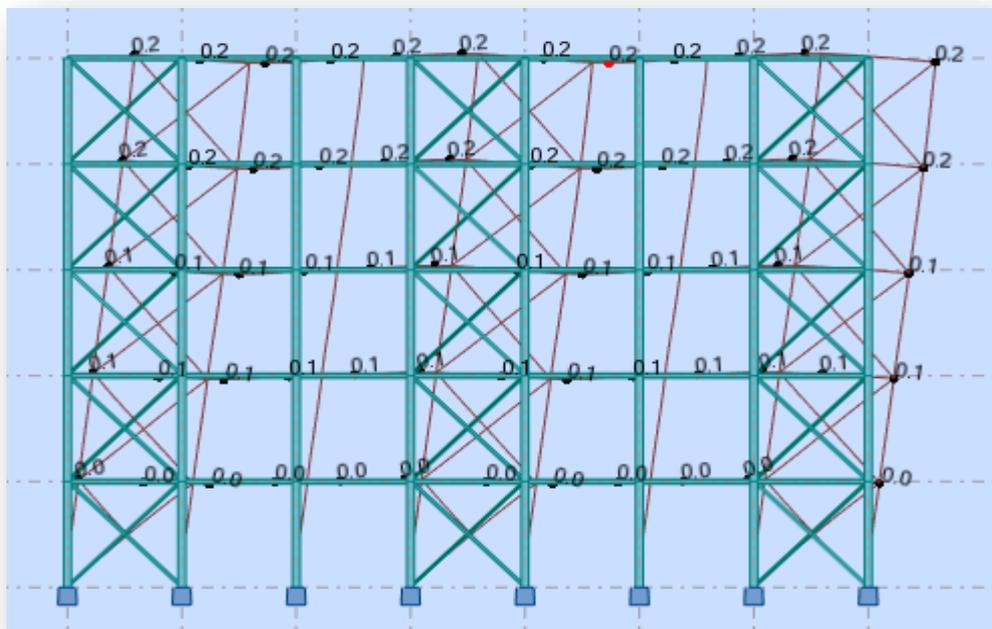


Figure V.9 : Mode de déformation (01).

Mode 02 : Translation suivant **Y-Y**, période **T= 0,45 s** , taux de participation de la masse **84,30%**

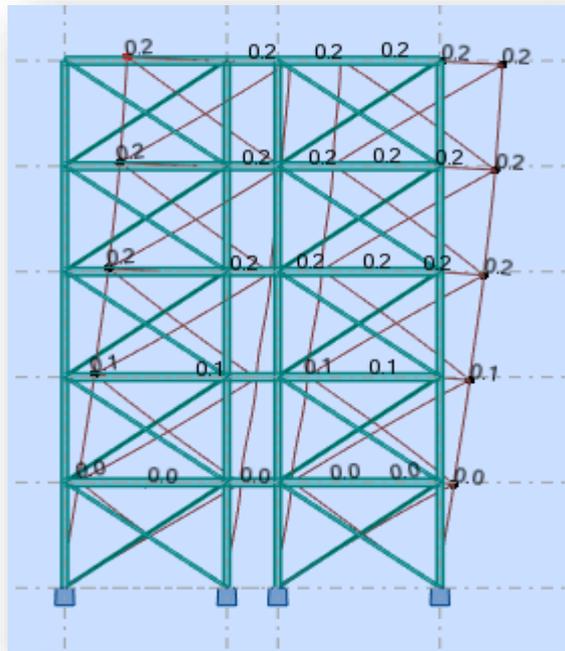


Figure V.10 : Mode de déformation (02).

Mode 03 : Rotation suivant **Z-Z**, période **T= 0,28s**.

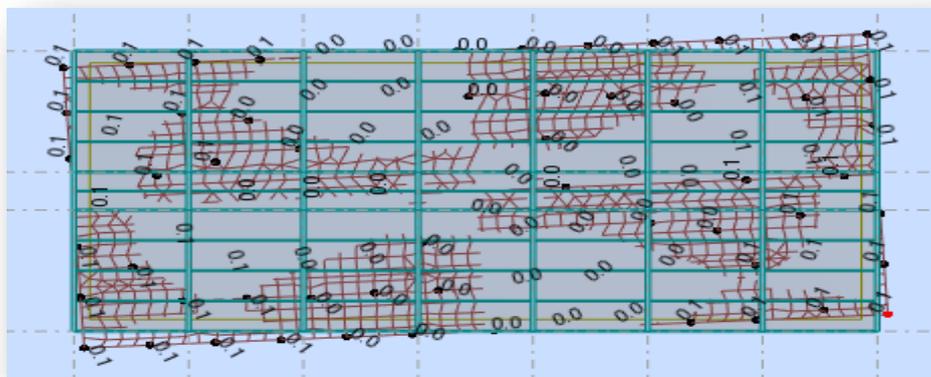


Figure V.11 : Mode de déformation (03).

d) Analyse des résultats :

1-La période :

La période fondamentale T est inférieure à celle calculée par les formules empiriques appropriées de plus de 30%

Étude Sismique

$$\left\{ \begin{array}{l} T = 0,54 \text{ s} \\ T \leq 1,3 \times T_{emp} = 1,3 \times 0,44 = 0,572 \text{ s} \end{array} \right. \quad \text{Alors : C.V}$$

2- La force sismique :

Spectre	V _{dyn} (kN)	V _{dyn} (KN)	V _s (KN)	80% V _s	0.8V _s < V
Ex	327,69	0,035	340,24	272,24	C.V
Ey	0,054	359,15	340,24	272,24	C.V

Tableau V.8 : vérification de la force sismique (variante B).

Bien remarquer que la variante B à vérifier la condition: $V_{dynamique} > 0.8V_{statique}$

Tableau global

Choix	translation	période	participation massique	V _{dyn} > 0.8V _{stat}
Variante A	C.V	C.V	C.V	C.V
Variante B	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau V.9 : Tableaux général des variantes.

✓ Conclusion :

La **Variante A** impose une rotation, alors il faut rajouter un contreventement symétrique dans le sens y-y (**variante B**).

➤ Alors la suite du calcul se fera avec la **variante B** comme choix de la structure.

V.5. L'effet de deuxième ordre « P-Δ »

Les effets de second ordre (effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est vérifiée :

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

Avec :

$$P_K = \sum_{i=1}^n W_{G1} + \beta w_{Q1}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau 'k'

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau 'k'

Δ_k : Déplacement relative du niveau k par rapport au niveau (k-1)

h_k : Hauteur d'étage k

Étude Sismique

Remarque :

- Si $0,1 \leq \theta \leq 0,2$ 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 premier ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta_K}$
- Si $\theta > 0,2$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Etages	P_k (T)	Δ_k (cm)	Δ_k (m)	V_k (T)	H_k (m)	$\theta \leq 0,1$
RDC	82,49694	0,8	0,008	32,7693	3,6	0,00559446
Niveau 1	82,49694	1	0,01	30,43051	3,6	0,00753054
Niveau 2	82,49694	1,1	0,011	26,13842	3,6	0,00964381
Niveau 3	82,49694	1	0,01	19,82933	3,6	0,01155653
Niveau 4	82,49694	0,8	0,008	11,21718	3,6	0,01634337

Tableau V.10 : Effet de P- Δ sans X-X.

Etages	P_k (T)	Δ_k (m)	Δ_k (m)	V_k (T)	H_k (m)	$\theta \leq 0,1$
RDC	82,49694	0,7	0,007	35,91505	3,6	0,00446639
Niveau 1	82,49694	0,8	0,008	33,20002	3,6	0,00552188
Niveau 2	82,49694	0,8	0,008	28,01844	3,6	0,00654307
Niveau 3	82,49694	0,6	0,006	20,59129	3,6	0,00667733
Niveau 4	82,49694	0,4	0,004	11,13687	3,6	0,00823061

Tableau V.11 : Effet de P- Δ sans Y-Y.

On remarque que $\theta < 0,1$; donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

CHAPITRE VI :
DIMENSIONNEMENT DES
ÉLÉMENTS

CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

VI.1 Introduction

Après un pré dimensionnement des éléments effectué au chapitre précédent et la modélisation de la structure en 3D sous Robot, on se rapproche ainsi du cas réel avec les vraies sollicitations, on passe alors aux différentes vérifications des différents éléments dans les cas les plus défavorables tirés directement du logiciel

VI.2 Vérification des éléments avec le logiciel ROBOT

Autodesk ROBOT structural Analysis est un logiciel CAO /DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Il permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée. Après le pré dimensionnement des éléments et leurs modélisation, on procède a la vérification (traction, flambement et résistance) sous les efforts les plus défavorables tiré du logiciel ROBOT

VI.3 Dimensionnement et vérification :

VI.3.1 Vérification de la poutre principale IPE 300

Pièce	Profil	Matériau	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)
Famille : 2 PP						
651 Poutre_651	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 300	ACIER E24	0.00	7 EY	0.23	10 ELS1

Tableau VI.1 : la famille des poutres principales IPE 300.

La longueur de la poutre : $L = 5.10 \text{ m}$.

Les efforts sollicitant de la poutre principale la plus sollicité calculé par le logiciel robot sont :

$$M_{sd} = 72,55 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 99,02 \text{ KN}$$

❖ **Vérification au moment résistant** : il faut vérifiée que $M_{pl.rd} > M_{sd}$

$$M_{PL.rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 10^3 \times 628 \times 10^{-6}}{1,1} = 134,2 \text{ KN.m} > M_{Sd} = 72,55 \text{ KN}$$

\rightarrow condition vérifiée

❖ **Vérification au cisaillement** : il faut vérifiée que $V_{pl.rd} > V_{sd}$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{PL.rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{(235 \times (25,7 \times 10^2)) \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 317 \text{ KN} \\ 0,5V_{PL.rd} = 158,5 \text{ KN} > V_{Sd} = 99,02 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

VI.3.2 Vérification de la poutre secondaire IPE160

Pièce	Profil	Matériau	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)
Famille : 3 PS						
642 Poutre_642	IPE 160	ACIER E24	0.00	10 ELS1	0.24	6 EX

Tableau VI.2 : la famille des poutres secondaires IPE 160.

La longueur de la poutre $L = 3.6$ m

Les efforts sollicitant de la poutre secondaire la plus sollicité calculé par le logiciel robot sont :

$$M_{sd} = 5 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 9,32 \text{ KN}$$

La section IPE 160 est de classe 01 en flexion simple.

❖ **Vérification au moment résistant :**

$$M_{PL,rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 10^3 \times 124 \times 10^{-6}}{1,1} = 26,5 \text{ KN.m} > M_{sd} = 5 \text{ KN.m}$$

→ condition vérifiée

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{PL,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{(235 \times (9,66 \times 10^2)) \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 119,15 \text{ KN} \\ V_{sd} = 9,32 \text{ KN.m} < V_{PL,rd} = 119,15 \text{ KN} \rightarrow \text{la condition vérifiée} \end{array} \right.$$

VI.3.3 Vérification de Solive IPE120

Pièce	Profil	Matériau	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)
Famille : 4 SOL						
583 Poutre_583	IPE 120	ACIER E24	0.00	6 EX	0.19	10 ELS1

Tableau VI.3 : la famille des solives IPE 120.

La longueur de la poutre $L = 3.6$ m

Les efforts sollicitant de solive le plus sollicité calculé par le logiciel robot sont :

$$M_{sd} = 2,03 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 8 \text{ KN}$$

❖ **Vérification au moment résistant**

$$M_{PL,rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 10^3 \times 60,7 \times 10^{-6}}{1,1} = 12,97 \text{ KN.m} > M_{sd} = 2,03 \text{ KN.m}$$

→ condition vérifiée

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{PL,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{(235 \times (6,31 \times 10^2)) \times 10^{-3}}{\sqrt{3} * 1,1} = 77,83 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 8 \text{ KN} < 0,5V_{PL,rd} = 38,915 \text{ KN} \rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

VI.3.4 Vérification des poteaux HEA 240

Pièce	Profil	Matériau	Ratio(vx)	Cas (vx)	Ratio(vy)	Cas (vy)
Famille : 1 POT						
409 Poteau 409	HEA 240	ACIER E24	0.45	6 EX	0.31	7 EY

Tableau VI.4 : la famille des poteaux HEA 240.

L'hôteur de poteau $H = 3,6 \text{ m}$

Les efforts sollicitant du poteau le plus sollicité calculé par le logiciel robot sont :

$$N_{sd} = 803,52 \text{ KN}$$

$$M_{yd} = 23,23 \text{ KN.m}$$

$$M_z = 3,86 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 11,57 \text{ KN}$$

❖ **Vérification à la résistance**

✓ Classe de la section On a :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ et } F_y = 235 \text{ Mpa} \rightarrow \varepsilon = 1$$

➤ **Semelle comprimée :**

$$b = 240 \text{ mm} ; t_f = 12 \text{ mm}$$

$$C = b/2 = 120 \text{ mm} \rightarrow C/t_f < 10 \varepsilon \rightarrow 10 \text{ mm} \leq 10 \text{ (condition vérifiée)}$$

Donc la semelle est de **classe 1**

➤ **Ame fléchie :**

$$d = 164 \text{ mm} , t_w = 7,5 \text{ mm}$$

$$d/t_w < 72 \varepsilon \rightarrow 21,86 \text{ mm} < 72 \text{ (condition vérifiée)}$$

Donc l'âme est de **classe 1**

❖ **Vérification à l'effort tranchant**

Il faut vérifiée que : $V_{pl,rd} > V_{sd}$

$$V_{sd} = 11,57 \text{ KN}$$

$$V_{PL,rd} = \frac{f_y \times Av}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{(235 \times (25,18 \times 10^2)) \times 10^{-3}}{\sqrt{3} * 1,1} = 310,577 \text{ KN} > V_{Sd}$$

$$V_{Sd} < 0.5V_{PL,rd} \rightarrow \text{pas de réduction du moment plastique}$$

❖ Vérification au moment fléchissant

$$M_{sd} = 23,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{PL,rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 10^3 \times 744,6 \times 10^{-6}}{1,1} = 159,07 \text{ KN.m} > M_{Sd}$$

\rightarrow condition vérifiée

❖ Vérification à l'effort normal

$$N_{sd} = 803,52 \text{ KN}$$

$$N_{PL,rd} = \frac{f_y \times A}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 76,8 \times 10^2}{1,1} = 1640,73 \text{ KN} > N_{Sd} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Vérification à la stabilité

1- Vérification au flambement

Suivant l'axe (y-y)

$$K_{11}(\text{IPE160}) = K_{12}(\text{IPE160}) = \frac{I_y}{L} = \frac{869}{360} = 2,41 \text{ cm}^3$$

$$K_{21}(\text{IPE160}) = K_{22}(\text{IPE160}) = 0 \text{ cm}^3$$

$$K_c = K_{c1} = \frac{I_y}{H} = \frac{7763}{360} = 21,56 \text{ cm}^3$$

Avec :

K_{11}, K_{12} : rigidité des poutres supérieures.

K_{21}, K_{22} : rigidité des poutres inférieures.

K_c : rigidité du poteau considéré.

K_{c1} : rigidité du poteau supérieure.

K_{c2} : rigidité du poteau inférieur.

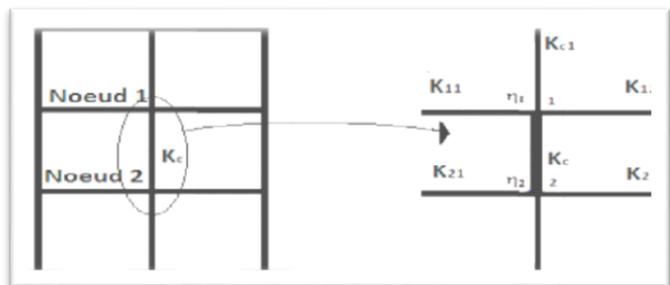


Figure VI.1 : Facteur de distribution aux nœuds d'un poteau.

$$\eta_1 = \eta_2 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

η_1 et η_2 : Facteurs de distribution pour poteaux continus.

$$\text{Le nœud 1 : } \eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{11} + K_{12}} = 0,89$$

Le nœud 2 : $\eta_2 = 0 \rightarrow$ Pour un encastrement

➤ **Détermination de la longueur de flambement**

$$\left(\begin{array}{l} L_f = L \times \sqrt{\frac{1 + 0,145 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \times \eta_1 \times \eta_2}{2 - 0,364 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \times \eta_1 \times \eta_2}} \\ L_f = 3,6 \times \sqrt{\frac{1 + 0,145 \times (0,89) - 0,265 \times 0,89 \times 0}{2 - 0,364 \times (0,89) - 0,247 \times 0,89 \times 0}} = 2,95 \text{ m} \end{array} \right.$$

Suivant l'axe (Z-Z)

$$K_{11}(\text{IPE300}) = K_{12}(\text{IPE300}) = \frac{I_y}{L} = \frac{8356}{510} = 16,38 \text{ cm}^3$$

$$K_{21}(\text{IPE300}) = K_{22}(\text{IPE300}) = 0 \text{ cm}^3$$

$$K_c = K_{c1} = \frac{I_y}{H} = \frac{7763}{360} = 21,56 \text{ cm}^3$$

Avec :

K_{11}, K_{12} : rigidité des poutres supérieures.

K_{22}, K_{21} : rigidité des poutres inférieures.

K_c : rigidité du poteau considéré.

K_{c1} : rigidité du poteau supérieure.

K_{c2} : rigidité du poteau inférieur.

$$\eta_1 = \eta_2 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

η_1 et η_2 : Facteurs de distribution pour poteaux continus.

$$\text{Le nœud 1 : } \eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{11} + K_{12}} = 0,57$$

Le nœud 2 : $\eta_2 = 0 \rightarrow$ Pour un encastrement

➤ **Détermination de la longueur de flambement**

$$L_f = L \times \sqrt{\frac{1 + 0,145 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \times \eta_1 \times \eta_2}{2 - 0,364 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \times \eta_1 \times \eta_2}}$$

Dimensionnement des Éléments

$$L_f = 3,6 \times \sqrt{\frac{1 + 0,145 \times (0,57) - 0,265 \times 0,57 \times 0}{2 - 0,364 \times (0,57) - 0,247 \times 0,57 \times 0}} = 2,79 \text{ m}$$

➤ **Effort critique élastique pour le mode de flambement approprié N_{cr}**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_f^2} = 18488,62 \text{ KN} \\ N_{cr,z} = \frac{\pi^2 EI_z}{L_f^2} = 7372,82 \text{ KN} \end{array} \right.$$

➤ **L'élancement réduit**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot F_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{76,8 \times 23,5}{18488,62}} = 0,31 \\ \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot F_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{76,8 \times 23,5}{7372,82}} = 0,49 \end{array} \right.$$

Donc, il y'a risque de flambement autour les deux axes.

➤ **La courbe de flambement**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0,96 < 1,2 \\ t_f = 12 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \rightarrow \text{autour de l'axe } y - y \rightarrow \text{la courbe } \ll b \gg \\ \text{la courbe } \ll b \gg \rightarrow \alpha_y = 0,34 \\ \phi_y = 0,5[1 + \alpha_y(\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0,5[1 + 0,34 \times (0,31 - 0,2) + 0,31^2] = 0,56 \\ t_f = 12 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \rightarrow \text{autour de l'axe } z - z \rightarrow \text{la courbe } \ll c \gg \\ \text{la courbe } \ll b \gg \rightarrow \alpha_z = 0,49 \\ \phi_z = 0,5[1 + \alpha_z(\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 0,5[1 + 0,49 \times (0,49 - 0,2) + 0,49^2] = 0,69 \end{array} \right.$$

➤ **Le coefficient de réduction**

$$\left\{ \begin{array}{l} \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} = 0,97 \leq 1 \\ \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^2}} = 0,85 \leq 1 \end{array} \right.$$

Entre les deux axes de flambement : $\chi = \text{Min}(0,97 ; 0,85) = 0,85$

2- Vérification au déversement

Le phénomène de déversement n'est à prendre en compte que pour des élancements réduits $\lambda_{LT} > 0,4$ Avec λ_{LT} donné par la formule suivante :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\beta_W \times W_{ply} \times \frac{f_y}{M_{cr}} \right]^{0,5} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \beta_W^{0,5}$$

$\beta_W = 1$ (section de classe I)

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\sqrt{C_1 \left[1 + 1/20 \left(\frac{L}{\frac{i_z}{h}} \right)^2 \right]}}$$

C_1 : Facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement ($C_1 = 1,285$)

$$\lambda_{LT} = \frac{3600/60}{\sqrt{1,285 \times \left[1 + 1/20 \left(\frac{3600}{\frac{60}{\frac{230}{12}}} \right)^2 \right]}} = 43,36$$

Donc : $\overline{\lambda}_{LT} = 0,46 > 0,4 \Rightarrow$ il ya un risque de déversement.

On doit vérifier la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot F_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_{Lt} \cdot M_{ysd}}{\chi_{Lt} \cdot W_{ply} \cdot F_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{W_{plz} \cdot F_y / \gamma_{m1}} \leq 1 \dots \dots \dots \text{(CCM97, 5.51)}$$

➤ **Calcul de K_{LT}**

$$\left(\begin{array}{l} K_{Lt} = 1 - \frac{\mu_{Lt} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot F_y} \dots \dots \text{mais} \dots K_{Lt} \leq 1 \\ \mu_{Lt} = 0,15 \overline{\lambda}_z \beta_{MLt} - 0,15 \text{ mais : } \mu_{Lt} \leq 0,90 \\ \beta_{MLt} \text{ Facteur de moment uniforme pour le déversement} \\ \beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi \\ \psi = -\frac{1,84}{2,32} = -0,8 \\ \beta_{MLt} = 2,36 \\ \mu_{Lt} = 0,02 \\ K_{Lt} = 1 - \frac{0,02 \times 803,52 \times 10^3}{0,85 \times 76,8 \times 10^2 \times 235} = 0,99 \approx 1 \end{array} \right.$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{Lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{Lt}^2 \right]$$

$\alpha_{LT} = 0.21$ pour les profilés laminés

$$\phi_{LT} = 0,63$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{Lt}^2 \right]^{0,5}} \text{ mais } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\chi_{LT} = 0,94$$

➤ **Calcul de K_Z**

$$\psi = -\frac{0,32}{0,39} = -0,8$$

$$\beta_{MLt} = 2,36$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times ((2 \times \beta_{Mz}) - 4) + \frac{W_{Plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \text{ mais : } \mu_z \leq 0,90$$

$$\mu_z = 0,88$$

$$K_Z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot F_y} \dots \dots \text{ mais } K_Lt \leq 1,50$$

$$K_Z = 1 - \frac{0,88 \times 803,52 \times 10^3}{0,85 \times 76,8 \times 10^2 \times 235} = 0,54$$

✚ D'après l'équation :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot F_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_{Lt} \cdot M_{ysd}}{\chi_{Lt} \cdot W_{ply} \cdot F_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_Z \cdot M_{zsd}}{W_{plz} \cdot F_y / \gamma_{m1}} = 0,76 \leq 1 \quad [\text{condition vérifiée}].$$

Donc le profilé HEA 240 convient comme poteau du RDC

VI.3.5 Vérification des systèmes de contreventement

Les contreventements par palées de stabilité sont tendus ou comprimés, il faut donc faire les vérifications à la compression simple et à la traction

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 5 CONTR						
137 CONTRE_13	<input checked="" type="checkbox"/> CAI 90x65x6	ACIER E24	88.80	133.60	0.31	13 ACC1

Tableau VI.5 : la famille des contreventements CAI 90 x 65 x 6.

❖ Vérification sous l'effort de traction

L'effort sollicitant en traction $N_{t,sd} = 37,33$ KN

On doit vérifier que :

Dimensionnement des Éléments

$$N_{t.sd} \leq N_{t.rd} = \frac{A \cdot F_y}{\gamma_{m0}} \dots \dots \dots \text{EC3. art. 5.4.3. (1) [6]}$$

A = 8,98 cm² (section brute)

N_{t.rd} = 191,84 KN > N_{t.sd} = 37,33 KN [condition vérifiée]

❖ Vérification sous l'effort de compression

Les diagonales sont sollicitées à la compression seule avec un effort N_{c.sd} = 63,84 KN

On doit vérifier que :

$$N_{c.sd} \leq N_{c.rd} = \chi_{\min} \times A \times \beta_A \times \frac{F_y}{\gamma_{m1}} \dots \dots \dots \text{(EC3. art. 5.5.1.1. (1)) [6]}$$

β_A = 1

i_y = 2,84 cm

i_z = 1,88 cm

➤ Calcul de χ :

✓ Suivant y-y :

L_{ky} = L₀ = 3,6 m

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = 126,76$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y \sqrt{\beta_A}}{\lambda_K} = 1,4$$

✓ Suivant z-z :

L_{kz} = L₀ = 5,1 m

$$\lambda_z = \frac{L_{KZ}}{i_z} = 271,27$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z \sqrt{\beta_A}}{\lambda_K} = 2,9$$

On a λ_y < λ_z ⇒ le flambement se produit autour de l'axe (y-y)

Pour les profilés en L, on à courbe de flambement C, on trouve : χ_y = 0,3492

A = 8,98 cm² (section brute)

$$N_{c.rd} = 0,3492 \times 8,98 \times 10^2 \times 1 \times \frac{235}{1,1} = 67 \text{ KN}$$

N_{c.rd} = 67 KN > N_{c.sd} = 63,84 KN [condition vérifiée]

CHAPITRE VII :
ÉTUDE DES ASSEMBLAGES

CHAPITRE VII : ÉTUDE DES ASSEMBLAGES

VII.1 Introduction

Après avoir présenté les composants métalliques dans leur conception et leur dimensionnement, nous nous intéressons ici à la liaison ou la continuité de ces composants. Pour réaliser une ossature métallique, les composants élémentaires « poutre, poteaux, barre » doivent être réalisés entre eux par des dispositifs particuliers appelés assemblages. Les assemblages sont définis en fonction du mode de liaison retenus « par soudure ou par boulons » de la géométrie des pièces à attacher, et des efforts à transmettre d'une pièce à l'autre.

VII.2 Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont :

a) **Le boulonnage** : Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur sites. Pour notre cas le choix à été porté sur le boulon de haute résistance (HR). Il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance :

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
F _{yb} (MPa)	240	302	300	400	360	480	640	900
F _{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau VII.1 : Caractéristiques des boulons.

b) **Le soudage** : En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela à pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler

c) **Coefficients partiels de sécurité** :

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{mb} = 1,25$

- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{mb} = 1,50$

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier S235 caractérisé par :

- Limite d'élasticité : $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- Limite ultime : $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$

VII.3 Rôle des assemblages

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces , sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion .

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- 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 normaux et tranchants.
 - ✚ Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments

VII.4 Calcul des assemblages

VII.4.1 Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale)

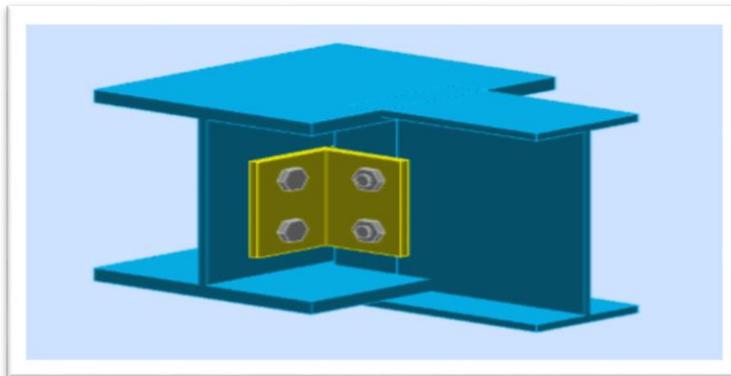


Figure VII.1 : vu 3D d'assemblage solive-poutre principale.

❖ Assemblage par double cornière

Les solives sont articulées aux poutres par des cornières d'attache, l'effort tranchant repris par l'assemblage est celui qui transmet la solive à la poutre soit $V_{sd} = 8,34 \text{KN}$. Cette assemblage est réalisé avec des boulons ordinaire de classe 8.8 caractérisé par :

$F_{yb} = 640 \text{MPa}$ (Limite d'élasticité).

$F_{ub} = 800 \text{MPa}$ (Limite de la résistance ultime à la traction).

On choisit une double cornière de **(L50×50×5)**

❖ Dimensionnement des boulons :

✓ Coté solive :

La résistance de calcul au cisaillement est obtenue par la formule suivante :

$$F_{v,rd} \leq F_{v,rd} = \frac{0,6 \times A_s \times F_{ub}}{\gamma_{mb}} \rightarrow A_s \geq \frac{F_{v,sd} \times \gamma_{mb}}{0,6 \times F_{ub}}$$

$\gamma_{mb} = 1.25$ (à l'ELU)

$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{np}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon.

Avec :

n : nombre de boulons (2).

P : plans de cisaillement (2).

V_{sd} : Effort fléchissant vertical.

$F_{v,rd}$: Résistance de calcul au cisaillement par boulon.

A_s : Aire de la section transversale.

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{np} = \frac{8,34}{4} = 2,085 \text{ KN}$$
$$F_{v,rd} \leq F_{v,rd} \rightarrow 2,08 \leq F_{v,rd} = \frac{0,6 \times A_s \times F_{ub}}{\gamma_{mb}} \rightarrow A_s \geq \frac{2,085 \times \gamma_{mb}}{0,6 \times F_{ub}}$$

$A_s \geq 5,429 \text{ mm}^2 \Rightarrow$ Soit des boulons de type M(12) avec : $A_s = 84,3 \text{ mm}^2$

✓ Coté poutre principale :

On choisit le même type des boulons M(12) avec : $A_s = 84,3 \text{ mm}^2$

▪ **Disposition géométrique**

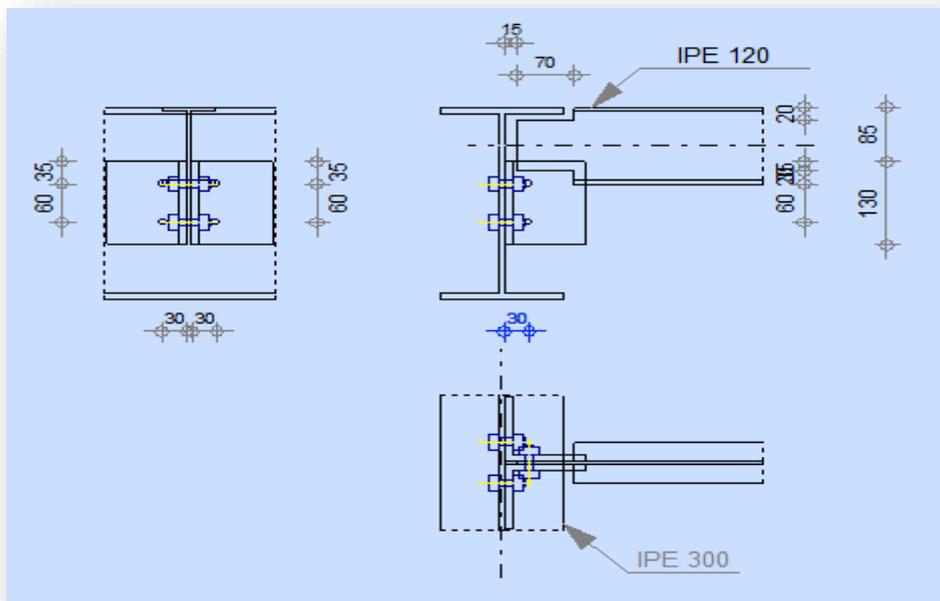


Figure VII.2 : Disposition des boulons solive-poutre principale.

M (12) $\Rightarrow d_0 = 13\text{mm}$

$$\left\{ \begin{array}{ll} 3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200\text{mm}) & p_2 = 60\text{ mm} \\ 1,5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t; 150\text{mm}) & e_2 = 30\text{ mm} \\ & \Rightarrow \text{(art 6.5.1.8; EC3) [6]} \\ 1,2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t; 150\text{mm}) & e_1 = 35\text{mm} \\ 2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t; 200\text{mm}) & p_1 = 60\text{mm} \end{array} \right.$$

❖ **Vérifications nécessaires :**

- Assemblage trop long

Assemblage long $\Rightarrow L > d \times 15$

$L = (n-1) P_2 = 60\text{mm}$

$15d = 180\text{mm} > L = 50\text{mm} \Rightarrow$ assemblage n'est pas long.

❖ La pression diamétrale

On doit vérifier que :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd} = 2,5 \times \alpha \frac{F_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}} \quad (\text{Tableau 3.4 EN93})$$

$$\gamma_{mb} = 1,25$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{F_{ub}}{F_u}; 1 \right] \rightarrow \alpha = 0,9$$

$$F_{b,rd} = 2,5 \times 0,9 \times \frac{360 \times 12 \times 5}{1,25} \times 10^{-3} = 38,88 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 2,085 \text{ KN} \leq F_{b,rd} = 38,88 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée}$$

❖ Cisaillement du bloc :

la rupture par cisaillement de bloc résulte d'une rupture de traction le long de la ligne de trou de fixation délimitant le bloc en zone tendue accompagnée d'un écoulement plastique le long de la rangée de trou délimitant ce bloc en zone cisailée. Elle se traduit par l'enlèvement de la zone hachurée.

Il faut vérifier : $V_{sd} \leq V_{eff,rd}$ (art ; 2.2.5.5, EC3) [6]

$$V_{eff,rd} = \left[\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right] \frac{A_{veff}}{\gamma_{m0}}$$

Avec : A_{veff} : aire efficace de cisaillement = $t L_{v,eff}$

$$L_{v,eff} = L_v + L_1 + L_2 \text{ mais } L_{v,eff} < L_3$$

$$L_1 = a_1 = e_2 = 30 \text{ mm}$$

$$L_2 = (a_2 - kd_{0,t})(f_u/f_y) = 40,52 \text{ mm}$$

$d_{0,t}$: taille des trous le long de la ligne tendue

t : épaisseur de l'âme $t_w = 7,1 \text{ mm}$

$k = 0,5$ pour une seule rangée de boulons

$$L_v = P_2 = 60 \text{ mm.}$$

$$L_{v,eff} = L_v + L_1 + L_2 = 130,52 \text{ mm}$$

$$A_{veff} = t \times L_{v,eff} = 926,69 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 235 \text{ MPA}$$

$$V_{eff,rd} = \left[\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right] \frac{A_{veff}}{\gamma_{m0}} = 114,30 \text{ KN}$$

$$V_{eff,Rd} = 114,30 \text{ KN} > V_{sd} = 8,34 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement du bloc.}$$

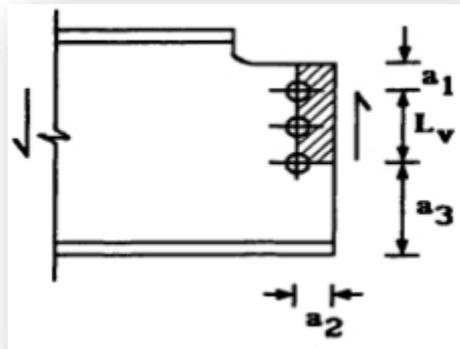


Figure VII.3 : schéma de cisaillement du bloc.

VII.4.2 Assemblage poteau-poutre principale

L'assemblage par platine d'extrémité entre une poutre (HEA240) et un poteau (IPE300).

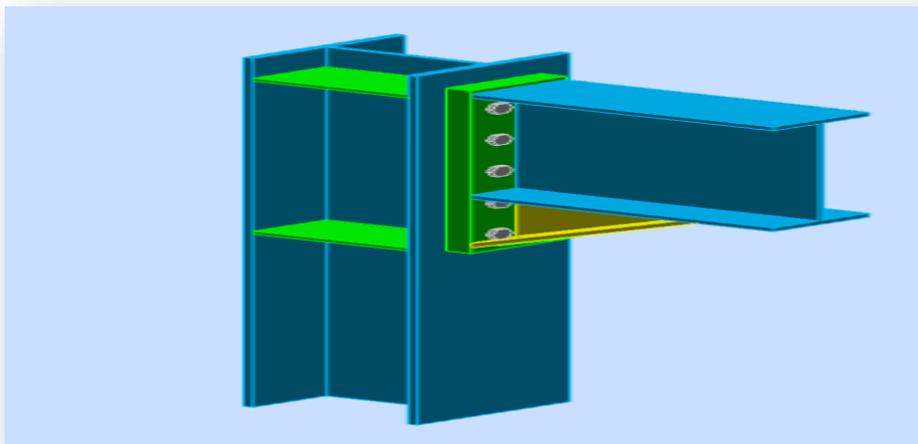


Figure VII.4 : vu 3D d'Assemblage poteau-poutre principale.

$$M_{sd} = 72,55 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 13,19 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 109,06 \text{ KN}$$

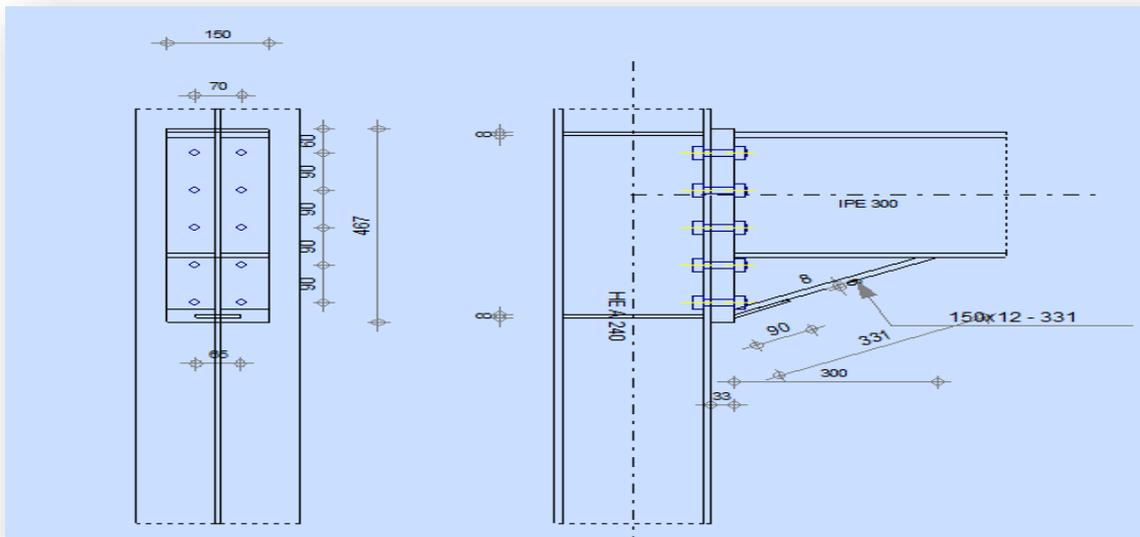


Figure VII.5 : Disposition des boulons poteau - poutre principale.

❖ **Calcul de la soudure poutre IPE300**

✓ **Calcul de l'épaisseur du cordon sur la semelle**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{eq} \leq \frac{F_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \\ \sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \sigma_{\parallel}^2)} \\ Et : \sigma_{\perp} \leq \frac{F_u}{\gamma_{M2}} \end{array} \right.$$

σ_{\perp} : Contrainte normale perpendiculaire à la gorge.

σ_{\parallel} : Contrainte normale parallèle à l'axe de la soudure.

τ_{\perp} : Contrainte tangente (dans le plan de la gorge) perpendiculaire à l'axe de la soudure.

β_w : Facteur de corrélation approprié qui prend les valeurs suivantes :

Nuance d'acier	Fe 360	Fe 430	Fe 510
β_w	0,80	0,85	0,90

Tableau VII.2 : Valeur de β_w

➤ Le cordon sur la semelle est un cordon frontal, donc : $\sigma_{\parallel} = 0$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{\sqrt{2} \times F}{2 \times a_1 \times l_1}$$

$$F = \frac{M_{Sd}}{h}$$

Avec :

$l_1 = b$: la longueur de la semelle.

a_1 : l'épaisseur de la soudure sur la semelle.

h : la hauteur du profilé.

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + 0)} = 2 \times \sigma_{\perp} = 2 \times \frac{\sqrt{2} \times F}{2 \times a_1 \times l_1}$$

$$\sigma_{eq} = \frac{\sqrt{2} \times \frac{M_{Sd}}{h}}{a_1 \times l_1}$$

$$\sigma_{eq} \leq \frac{F_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \rightarrow \sigma_{eq} = \frac{\sqrt{2} \times \frac{M_{Sd}}{h}}{a_1 \times l_1} \leq \frac{F_u}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

$$a_1 \geq \frac{\sqrt{2} \times M_{Sd} \times \beta_w \times \gamma_{M2}}{F_u \times l_1 \times h} = \frac{\sqrt{2} \times 72550 \times 0,8 \times 1,25}{300 \times 150 \times 360} = 0,0063 \text{ mm}$$

On prend $a_1 = 2 \text{ mm}$

✓ Calcul de l'épaisseur du cordon sur l'âme

$$\sigma_{eq} \leq \frac{F_u}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \sigma_{II}^2)}$$

$$\text{Et : } \sigma_{\perp} \leq \frac{F_u}{\gamma_{M2}}$$

➤ Le cordon sur la semelle est un cordon latéral, donc :

$$\sigma_{II} = \frac{V_{Sd}}{2 \times l_2}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 0$$

Avec :

$l_2 = d$: la longueur de l'âme.

a_2 : l'épaisseur de la soudure sur l'âme.

$$\left(\begin{array}{l} \sigma_{eq} = \sqrt{0 + 3(0 + \sigma_{II}^2)} = \sqrt{3} \times \sigma_{II} = \frac{\sqrt{3} \times V_{Sd}}{2 \times a_2 \times l_2} \\ \sigma_{eq} \leq \frac{F_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \rightarrow \sigma_{eq} = \frac{\sqrt{3} \times V_{Sd}}{2 \times a_2 \times l_2} \leq \frac{F_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \\ a_2 \geq \frac{\sqrt{3} \times V_{Sd} \times \beta_w \times \gamma_{M2}}{F_u \times l_2 \times 2} = \frac{\sqrt{3} \times 109060 \times 0,8 \times 1,25}{2 \times 278,5 \times 360} = 0,94 \text{ mm} \\ \text{On prend } a_2 = 3 \text{ mm} \end{array} \right.$$

❖ Epaisseur de la platine

L'épaisseur de la platine déterminé par la formule suivante :

$$t \geq \frac{N_{Sd}}{375 \left(\frac{t_a}{C_a} \times \frac{t_s}{C_s} \right)}$$

$$\left(\begin{array}{l} t_a = (b - t_w) / 2 = 71,45 \text{ mm} \\ C_a = t_a - a\sqrt{2} = 68,45 \text{ mm} \\ t_s = (b - t_f) / 2 = 69,65 \text{ mm} \\ C_s = t_s - a\sqrt{2} = 67,65 \text{ mm} \\ t \geq \frac{13190}{375 \times (1,04 \times 1,02)} = 33,16 \text{ mm} \end{array} \right.$$

⇒ On prend l'épaisseur de la platine : $t = 34 \text{ mm}$

❖ Dimensionnement des boulons :

La résistance de calcul au cisaillement est obtenue par la formule suivante :

$$F_{v,rd} = \frac{0,6 \times A_s \times F_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd} = \frac{0,6 \times A_s \times F_{ub}}{\gamma_{mb}} \rightarrow A_s \geq \frac{F_{v,sd} \times \gamma_{mb}}{0,6 \times F_{ub}}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{np} = \frac{109,06}{10} = 10,9 \text{ KN} \quad \text{Avec: } n = 5 \text{ et } p = 2$$

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd} = \frac{0,6 \times A_s \times F_{ub}}{\gamma_{mb}} \rightarrow A_s \geq \frac{F_{v,sd} \times \gamma_{mb}}{0,6 \times F_{ub}}$$

$$A_s \geq \frac{F_{v,sd} \times \gamma_{mb}}{0,6 \times F_{ub}} = 28,38 \text{ mm}^2$$

⇒ Soit des boulons de type M(14) avec $A_s = 115 \text{ mm}^2$

On choisit des boulons de type M(14) avec $A_s = 115 \text{ mm}^2$ Les boulons sont de classe 8.8HR caractérisé par : $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$ et $f_{yb} = 640 \text{ MPa}$

- **Disposition géométrique**

M (14) ⇒ $d_0 = 15 \text{ mm}$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t ; 200 \text{ mm})$$

$$p_2 = 90 \text{ mm}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t ; 150 \text{ mm})$$

$$e_2 = 70 \text{ mm}$$

⇒

(art 6.5.1.8; EC3) [6]

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t ; 150 \text{ mm})$$

$$e_1 = 60 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t ; 200 \text{ mm})$$

$$p_1 = 90 \text{ mm}$$

- ❖ **Vérifications nécessaires :**

- ✓ **Assemblage trop long**

Assemblage long ⇒ $L > d \times 15$

$$L = (n-1) P_2 = 360 \text{ mm}$$

$15d = 210 \text{ mm} < L = 360 \text{ mm} \Rightarrow$ L'assemblage n'est pas long.

❖ La pression diamétrale

On doit vérifier que :

$$F_{v,rd} \leq F_{b,rd} = 2,5 \times \alpha \frac{F_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}} \quad (\text{Tableau 3.4 EN93})$$

$$\gamma_{mb} = 1,25$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{F_{ub}}{F_u}; 1 \right] \rightarrow \alpha = 1$$

$$F_{b,rd} = 2,5 \times 1 \times \frac{360 \times 14 \times 34}{1,25} \times 10^{-3} = 342,72 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0,6 \times A_s \times F_{ub}}{\gamma_{mb}} = 44,16 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = 44,16 \text{ KN} \leq F_{b,rd} = 342,72 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

VII.5 Calcul des pieds de poteau

Dans cette partie du bâtiment les pieds de poteaux sont encastrés, ce qui veut dire que les poteaux sont sollicités en pieds par un moment, un effort normal et un effort tranchant.

$$N_{Comp}^{max} = 803,52 \text{ KN} \text{ et } M_y = 23,23 \text{ KN.m}$$

VII.5.1 Dimensionnement des tiges d'ancrages

$$N_{st} = N/n.$$

$$N^{trac} = 25 \text{ KN}$$

n : nombre de tiges

L'ancrage est réalisé par 6 tiges :

$$\frac{N^{trac}}{10} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} F_y \rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{2N^{trac}}{3\pi F_y}} = 2,7 \text{ cm}$$

$$\phi = 3 \text{ cm}$$

Soit des tiges d'ancrages de **30 mm** de diamètre.

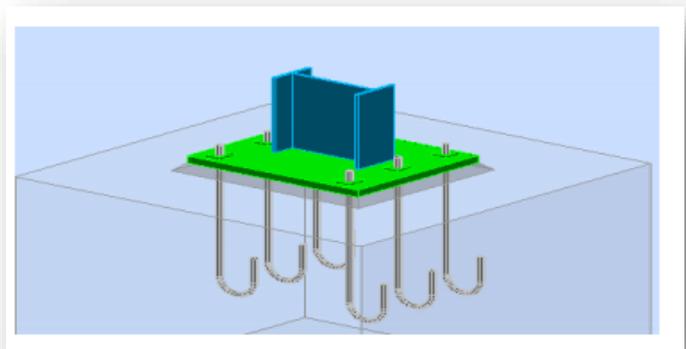


Figure VII.6 : Dispositions des tiges d'ancrages.

❖ Vérification de la tige d'ancrage :

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivant :

$$N_a = 0,1 \times \left[1 + \frac{7 \times g_c}{1000} \right] \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} \times (l_1 + 6,4 \times r + 3,5 \times l_2) \geq \frac{N}{n_b}$$

[CM66 Article 5.123]

Avec

g_c : Dosage en ciment du béton (350 Kg/m^3)

d_1 : Enrobage (6cm)

ϕ : Diamètre du goujon $\phi = 3 \text{ cm}$

n_b : Nombre des goujons

$r = 3 \times \phi = 3 \times 3 = 9 \text{ cm}$

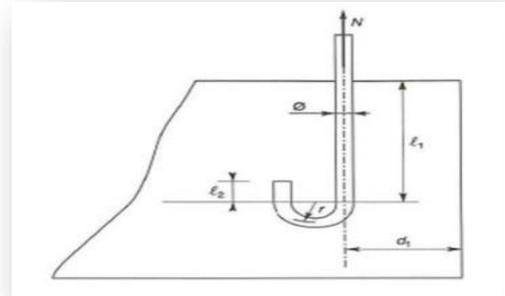
$l_1 = 20 \times \phi = 60 \text{ cm}$

$l_2 = 2 \times \phi = 6 \text{ cm}$

$N_a = 95,63 \text{ KN} \geq N_{\text{trac}}/6 = 4,2 \text{ KN}$

Figure VII.7 : Tiges d'encrages du pied du poteau.

(Vérifiée)



VII.5.2 Dimensionnement de la platine

$$\sigma \leq \bar{\sigma} \rightarrow \frac{N}{b \times h} + \frac{6 \times M}{b \times h^2} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$b \times \bar{\sigma} \times h^2 - N \times h - 6 \times M \geq 0$$

$$\bar{\sigma} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,167 \text{ MPa}$$

On fixe b et on calcule h .

Soit $b = 50 \text{ cm}$

$\Rightarrow h \geq 0,25 \text{ m}$

On prend $h = 50 \text{ cm}$

❖ Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

$$e = \frac{M}{N} = \frac{23,23}{803,52} = 0,03 \text{ m} = 3 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{36,5}{6} = 6,08 \text{ cm}$$

On a : $e < h/6 \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée, dans ce cas on vérifie uniquement la

Contrainte dans le béton.

❖ Vérification des contraintes

$$\sigma_b = \frac{2Nl}{b'_h(h - \frac{h}{3})} \leq f_{bu}$$

Avec :

$$l = 23 \text{ cm}$$

$$h = h' = 45 \text{ cm} \Rightarrow \sigma_b = 5,48 \text{ MPa}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

D'où : $\sigma_b \leq f_{bu}$ (condition vérifiée)

Les contraintes sous la platine sont données par les deux expressions suivantes :

$$\sigma_M = \frac{N}{bh} \left(1 + \frac{6e}{h} \right) = 4,37 \text{ MPa} \leq F_y = 235 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifier})$$

$$\sigma_m = \frac{N}{bh} \left(1 - \frac{6e}{h} \right) = 2,06 \text{ MPa} \leq F_y = 235 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifier})$$

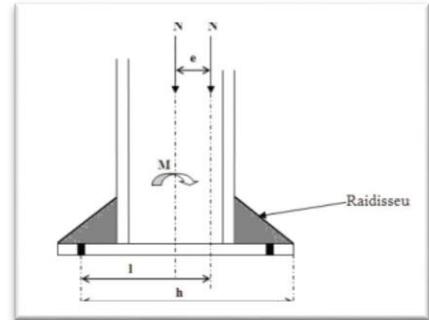


Figure VII.8 : Excentricité de l'effort normal.

VII.5.2 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine

$$M = C_1 \cdot d_1 + C_2 \cdot d_2$$

$$u = 10 \text{ cm}$$

$$d_1 = u / 2 = 50 \text{ mm}$$

$$d_2 = 2 \cdot u / 3 = 66,6 \text{ mm}$$

$$C_1 = (2,06 + 2) \cdot u \cdot b = 203 \text{ KN}$$

$$C_2 = 0,31 \cdot (u \cdot b) / 2 = 7,75 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } M = 10,66 \text{ KN.m}$$

$$M_e = \left(\frac{b \times t^2}{6} \right) \times F_y / \gamma_{m0}$$

$$M < M_e \rightarrow t \geq \sqrt{6 \times M \times \gamma_{m0} / b \times F_y} = 24,47 \text{ mm}$$

Donc, on adopte une platine d'épaisseur **t = 25 mm**

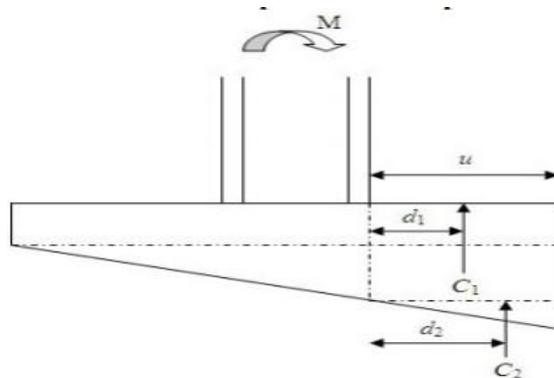


Figure VII.9: Contrainte sous la platine.

❖ Vérification de la bêche :

L'utilisation de la bêche est nécessaire si la condition suivante est vérifiée.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 803,52 \text{ KN et } V^{\max} = 31,45 \text{ KN} \\ \text{KN } 0,3.N < V^{\max} \Rightarrow 241,1 \text{ KN} > 31,45 \text{ KN} \rightarrow \text{la bêche est inutile.} \end{array} \right.$$

CHAPITRE VIII :
ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

CHAPITRE VIII : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII .1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la super structure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Elles sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges Provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharge d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques. Soit directement « cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers » ; soit par l'intermédiaire d'autres organes « cas des semelles sur pieux par exemple ».

Avant de choisir le type de fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage ; il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire à fin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure.

Ce choix est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- ❖ Les caractéristiques du sol support.
- ❖ Type d'ouvrage à construire.
- ❖ La nature et l'homogénéité du sol.
- ❖ La capacité portante du terrain de fondation.
- ❖ La charge totale transmise au sol.

VIII .2 Choix de type de fondation

Choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- ❖ La nature et le poids de la superstructure.
- ❖ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ❖ La qualité du sol de fondation.

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise, il y a de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- ❖ Semelle isolé
- ❖ Semelle filante.
- ❖ Radier évidé.
- ❖ Radier général

▪ Vérification de type de fondation

Le Poids totale du bâtiment $W_T = 4124,847$ KN

Compte tenue du manque du rapport géotechnique, la contrainte admissible du sol sera prise égale à **0,2 MPa**.

La surface total du bâtiment $S = 297,36$ m²

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{4124,847}{200} = 20,62 \text{ m}^2 \\ \frac{20,62}{297,36} = 0,07 = 7\% < 50\% \end{array} \right.$$

Donc on a adopté semelle isolé.

VIII .3 Pré-dimensionnement de la semelle

VIII .3.1 La condition de rigidité

Les dimensions de la semelle doivent être homothétiques avec celles de la plaque d'assise (platine), soit :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow A = \frac{b}{a} \times B$$

- ✓ a et b : Les dimensions de la platine au dessous du poteau.
- ✓ Les poteaux sont des HEA240 pour cela la platine à la base est prise (50 × 50) cm²
- ✓ H et B : Dimension de la semelle.

VIII .4 Dimensionnement de la semelle

Le pré dimensionnement de la semelle se fait avec la relation suivante :

$$\sigma_{\max} \leq 2 \sigma_{\text{Sol}}$$

On a : a= 50 cm

$$b = 50\text{cm} \quad \Rightarrow A=B$$

$$\sigma_{\text{Sol}} = 0,2 \text{ MPa}$$

σ_{\max} : Contrainte maximale dans la semelle donnée par les formules suivante :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right)$$

Avec e_0 donné par :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = \frac{M_y}{N_{\max}} = \frac{23,23}{803,52} = 0,03 \text{ m} \\ \sigma_{\max} = \frac{N}{B^2} \times \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right) \leq \sigma_{\text{sol}} \end{array} \right.$$

$$\frac{2\sigma_{sol}}{N} B^3 - B - (6 \times e_0) \geq 0 \rightarrow B \geq 2,01 \text{ m}$$

On choisit **B = A = 2,5 m**

La hauteur est donnée par la condition de rigidité :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max\left(\frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4}\right) + c \quad (\text{BAEL91 - ch15 III . Art 1.2.}) \\ h \geq \max\left(\frac{250-50}{4}, \frac{250-50}{4}\right) + 5 = 50 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Remarque : l'enrobage dans les éléments de l'infrastructure est égal à $c = 5\text{cm}$

On prend : **h = 50 cm**

VIII .4.1 Vérification en tenant compte du poids de la semelle

On a : $N_t = N + P_s$

Avec :

P_s : Poids de la semelle

$$P_s = \gamma_b \times V_{\text{semelle}} = 25 \times (2,5 \times 2,5 \times 0,5) = 78,125 \text{ KN}$$

$$N_t = 803,52 + 1,35 \times 78,125 = 909 \text{ KN}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $\sigma \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A}\right)$$

$$e_0 = \frac{M}{N_t} = \frac{23,23}{909} = 0,025 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{909}{2,5^2} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,025}{3}\right) \times 10^{-3} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 0,15 \text{ MPa} \leq \sigma_{sol} = 0,2 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

⇒ Les dimensions choisies sont bonnes.

VIII .4.2 Vérification des conditions de stabilité

D'après le B.A.E.L 91, on a :

$$e_0 = 0,025 \text{ m} \leq A/6 = 0,42 \text{ m} \quad \text{Vérifiée}$$

D'après le R.P.A99V2003, on a :

$$e_0 = 0,025 \text{ m} \leq B/4 = 0,625 \text{ m} \quad \text{Vérifiée}$$

VIII .5 Calcul du ferrailage

❖ On applique la méthode des bielles :

ELU :

$$A_a = \frac{N_{sd} \times (A - a)}{8 \times d_a \times \sigma_{st}} \quad \text{et} \quad A_b = \frac{N_{sd} \times (B - a)}{8 \times d_b \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$d_a = d_b = h = 50 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{N_{sd} \times (A - a)}{8 \times d_a \times \sigma_{st}} = 11,55 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A_b = \frac{N_{sd} \times (B - a)}{8 \times d_b \times \sigma_{st}} = 11,55 \text{ cm}^2$$

➤ On choisit : **8HA14** de section 12.32 cm²

Vue que la semelle de fondation est une semelle massive ; le ferrailage calculé reste toujours très faible et inférieur au ferrailage minimal, donc on adopte un ferrailage minimum selon le (RPA 99/version 2003) [4] (ϕ 12) avec un espacement (min 15, max 25)

▪ Calcul du nombre des barres

Espacement min=15 cm.

Espacement max = 25 cm.

Enrobage= 5 cm

$$n_a = A - 2(\text{enrobage}) / \text{espacement} + 1 \Rightarrow n_a = 15 \text{ barres}$$

$$n_b = B - 2(\text{enrobage}) / \text{espacement} + 1 \Rightarrow n_b = 15 \text{ barres}$$

Avec un espacement de 15cm

On ajoute aussi des armatures de couture (de peau) de diamètre ϕ 12

$$n_a = A' - 2(\text{enrobage}) / \text{espacement} + 1 \Rightarrow n_a = 12 \text{ barres}$$

$$n_b = B' - 2(\text{enrobage}) / \text{espacement} + 1 \Rightarrow n_b = 12 \text{ barres}$$

Avec un espacement de 20cm

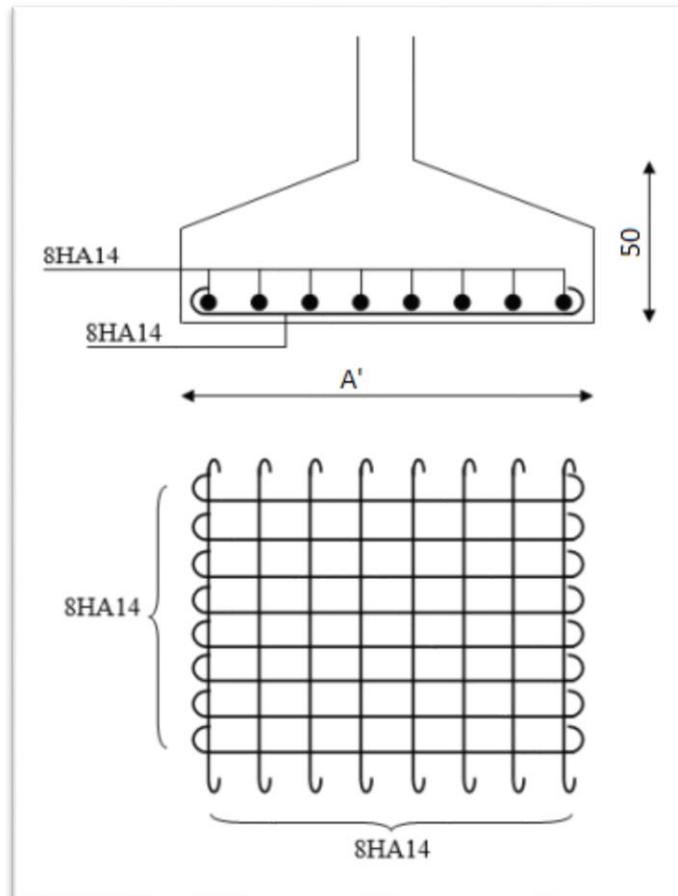


Figure VIII.2 : Dessin du ferrailage.

VIII .6 Longrines

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles. Elles sont soumises à un effort de traction.

VIII .6.1 Dimensionnement des longrines

Selon le (RPA99v2003) [4], pour un sol de catégorie S3 (sol meuble) les dimensions minimales de la section transversale des longrines est de « 25 x 30 » cm²

Pour notre cas on va prendre « 25 x 30 » cm²

❖ Vérification de la résistance à la traction :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à:

$$F = \frac{N}{a} \geq 20 \text{ KN} \quad (\text{RPA99 V2003. Art. 10. 1. 1. b})[4]$$

Avec :

N : la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

a = coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré (S3) = 15

Donc : $N = 699,7 \text{ KN} \geq F = 46,64 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN}$ [Condition vérifiée.]

a- Calcul du ferrailage

➤ ELU :

$$N_{u \max} = 699,7 \text{ KN}$$

$$F_u = \frac{699,7}{15} = 46,64 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{F_u}{\sigma_{st}} = 0,13 \text{ cm}^2$$

➤ ELS :

$$N_{s \max} = 579,41 \text{ KN}$$

$$F_u = \frac{579,41}{15} = 38,63 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{F_u}{\sigma_{st}} = 1,11 \text{ cm}^2$$

Le (RPA 99 v2003) [4] exige une section minimale de $A_{\min} = 0,6 \% B$

$$A_{\min} = 0,6\% (30 \times 35) = 6,30 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{st} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$

❖ Condition de non fragilité

On prend la section minimale :

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_c$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 30 \times 35 \times 2,1/400 \Rightarrow A_{st} \geq 1,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq A_{st \min} \text{ [Condition vérifiée.]}$$

a- Calcul des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; \phi_t ; b/10) \Rightarrow \phi_t \leq \min (35/35 ; 1 ; 30/10)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min (1 ; 1 ; 3) \Rightarrow \phi_t \leq 1 \text{ cm}$$

Alors on prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

❖ Calcul d'espacement des cadres

Étude de L'infrastructure

Le RPA 99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser $S_t \leq (20\text{cm} ; 15 \Phi_t)$

$\Rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm} ; 12 \text{ cm})$

Alors on adopte un espacement $S_t = 10 \text{ cm}$

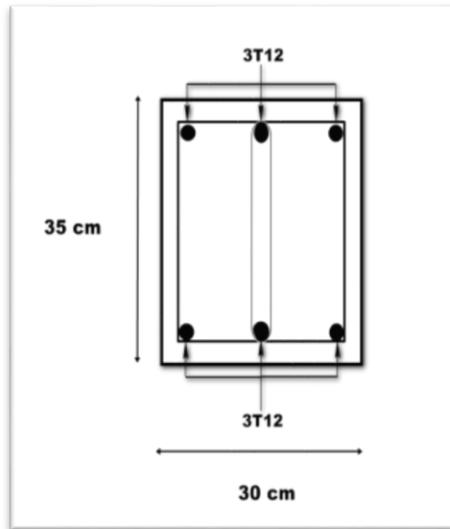


Figure VIII.3 : Disposition des cadres

CHAPITRE IX :
PROTECTION DE LA STRUCTURE
CONTRE LE FEU

CHAPITRE IX : PROTECTION DE LA STRUCTURE CONTRE LE FEU

IX.1 Introduction

Les exigences réglementaires de protection contre l'incendie sont établies en fonction des types de bâtiment et de leur taille, sachant que la fumée est le risque majeur en cas de sinistre. Elles visent avant tout la sécurité des personnes.

Les risques pris en compte sont donc de deux ordres :

1. les risques actifs : le risque d'éclosion de l'incendie et l'évaluation des potentiels calorifiques des locaux par la détermination de la masse combustible inhérente à un bâtiment : matériaux de construction, mobilier, décoration... ;
2. les risques passifs : la fragilisation de la structure qui peut entraîner une perte de stabilité et la ruine éventuelle d'un bâtiment.

La stabilité des structures ne doit donc pas être considérée isolément. Elle doit être évaluée globalement, en tenant compte d'un ensemble de critères qui relève plus particulièrement de la conception architecturale :

- prévention de l'incendie : systèmes de détection, alarme, réseau d'eau (sprinklers), moyens de première intervention.
- protection des personnes : confinement du feu, cantonnement des fumées et désenfumage, issues de secours, lisibilité des circulations suivant la catégorie de bâtiment, durée de stabilité requise du bâtiment pour permettre l'évacuation.
- conditions d'intervention des secours : formation du personnel, normes de sécurité, accès au bâtiment.

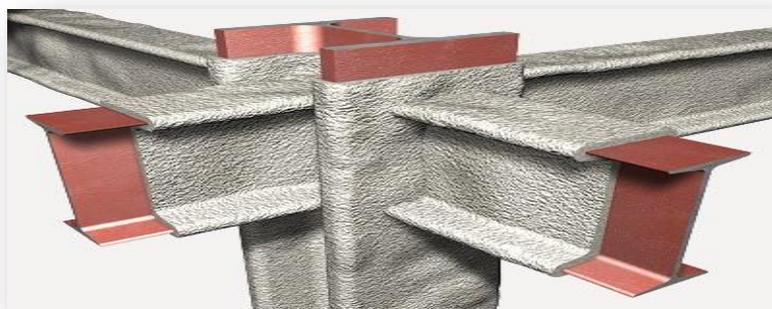


Figure IX.1 : protection passive contre l'incendie.

IX.2 Définitions d'un incendie

En tant que phénomène physique, un incendie se définit comme le résultat d'une combinaison chaleur – carburant – oxygène.

Déroulement d'un incendie :

Le triangle du feu :

Pour qu'un feu (une combustion) prenne naissance, trois conditions doivent être réunies Simultanément:

- Présence d'un combustible : matière inflammable solide: (bois, charbon, papier..). Liquide:(essence, alcools...) ; gazeux: (butane, propane...).
- Présence d'un carburant : corps qui se combinant avec le combustible qui permet la combustion (oxygène, air, peroxyde...)
- source d'inflammation : source d'énergie nécessaire au démarrage de la combustion (Flamme étincelle décharge électrique...) Ces trois composantes sont souvent représentées graphiquement sous forme d'un triangle Appelé triangle du feu



Figure IX.2 : triangle du feu.

IX.3 Le développement d'un incendie

Une fois qu'il prend naissance dans un compartiment, l'incendie peut évoluer en 4 étapes:

- un « pré flashover » se produit si plusieurs matériaux prennent feu. Cependant, dans de nombreux cas, l'incendie s'éteint en raison de la faible quantité de matériaux combustibles ou d'une ventilation insuffisante. Même si cette phase dure plus longtemps que les suivantes, aucun dégât structural n'est observé, ce qui explique qu'elle n'est la plupart du temps pas prise en compte dans la réponse thermique du local concerné.

Protection de la Structure Contre le Feu

- la phase « initiale » a lieu lorsque tous les matériaux combustibles brûlent. Cette phase est souvent provoquée par une intervention humaine telle que l'ouverture d'une fenêtre ou d'une porte. Ce brusque apport d'oxygène permet alors au feu de se propager à tout objet inflammable présent dans le compartiment. On définit ainsi le « flashover » ou l'embrasement généralisé comme la brève transition entre un feu croissant et un feu totalement développé, pouvant se traduire par l'apparition de flammes au niveau des ouvertures du compartiment ;
- la phase d'inflammation ou de combustion correspond à un feu totalement développé. Le taux de transfert thermique atteint un pic, ce qui cause une augmentation très rapide de la température. C'est aussi la période qui génère le plus de dégâts matériels ;
- la phase d'extinction ou de refroidissement est caractérisée par une diminution de la température après un certain temps en raison de l'inertie thermique.

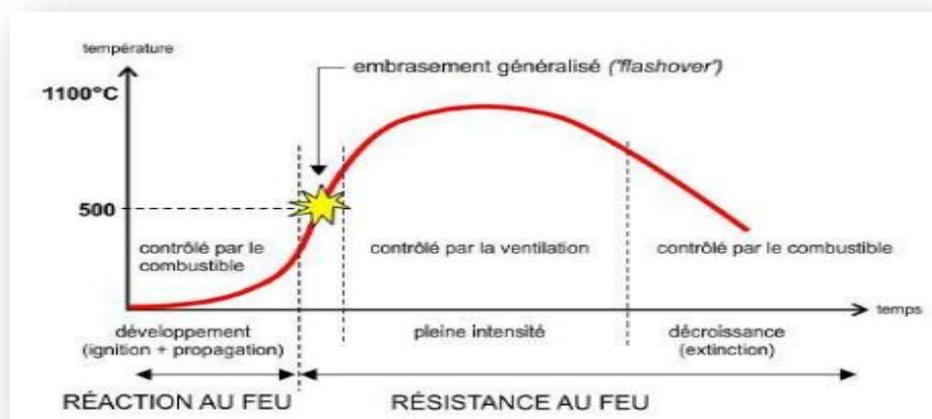


Figure IX.3 : phases de développement d'un incendie.

IX.4 La caractérisation des éléments

La caractérisation des matériaux et des éléments de construction se fait suivant deux principales notions : la réaction au feu et la résistance au feu.

❖ La réaction au feu

Elle caractérise l'inflammabilité, la combustibilité et la quantité de chaleur dégagée par la combustion. Les matériaux eux-mêmes sont classés en cinq catégories suivant leur propension à alimenter un feu : M0, M1, M2, M3, M4. À terme, les Euro classes (A1, A2, B, C, D, E, F) remplaceront le classement M. L'acier, ininflammable, est classé M0, de même que la pierre, la plâtre, le béton armé, etc. Le classement du bois peut varier de M1 à M5 suivant les cas.

❖ La résistance au feu

Mesurée en minutes suivant la courbe ISO 834 température-temps, elle se décline en trois classes : « stabilité au feu » (SF) ou « résistance au feu » (R) : capacité mesurée en minutes d'un élément de structure à assurer son rôle dans le bâtiment « pare flammes » (PF) remplacé, suivant les produits, par « étanchéité » (E) ou « résistance et étanchéité » (RE) : aptitude d'une paroi à s'opposer au passage des flammes ou de gaz chauds qui pourrait entraîner la propagation de l'incendie « coupe-feu » (CF) qui devient « étanchéité et isolation » (EI) ou « résistance étanchéité-isolation (REI) l'aptitude d'une paroi à maintenir une isolation suffisante pour que la température sur la face non-exposée au feu ne dépasse pas certaines valeurs (140 °C en moyenne), dangereuses pour des occupants ou susceptibles de rallumer l'incendie. Cette gradation montre qu'une caractérisation pare-flammes suppose la stabilité au feu et que le coupe-feu suppose le PF et la SF.

IX.5 Le comportement des structures

L'acier est un matériau incombustible mais bon conducteur de la chaleur. Lorsqu'un élément de structure en acier est soumis à un incendie, sa température s'accroît, et ses propriétés mécaniques se réduisent comme pour tout autre matériau. La capacité portante de l'élément diminue par conséquent et sa déformation augmente. Si la déformation est trop importante, il peut y avoir effondrement.

La stabilité au feu d'un élément n'est plus assurée quand, sous l'effet de l'élévation de température, sa résistance mécanique diminue jusqu'au niveau de contraintes auxquelles il est soumis. On atteint à cet instant la température critique, comprise entre 450 °C et 800 °C, qui dépend de plusieurs paramètres : nuance de l'acier, niveau de contrainte, type de profil, conditions de liaisons et de chargement, et facteur de massivité (rapport de la surface exposée au flux thermique au volume par unité de longueur). Plus ce facteur est élevé plus l'échauffement est rapide. Entre un poteau, échauffé sur tout son pourtour, et une poutre supportant une dalle en béton qui n'est échauffée que sur trois côtés, le facteur de massivité sera donc différent. Ainsi, chaque profil en acier sera caractérisé par deux facteurs de massivité, selon qu'il est soumis à l'incendie sur trois ou quatre côtés.

Il n'en reste pas moins qu'il est difficile de répondre à une exigence réglementaire de stabilité au feu ISO supérieure à 30 min avec des profils métalliques non protégés et utilisés à des niveaux de contrainte usuels. Les composants métalliques sont en effet désavantagés du fait

qu'ils se présentent en petites sections et qu'ils s'échauffent rapidement lorsqu'ils ne sont pas protégés.

Il faut aussi noter qu'il existe de nombreux types de bâtiments dans lesquels aucune exigence de stabilité au feu n'est requise : ERP de 5e catégorie et bureaux avec plancher haut < 8 m, bâtiments agricoles, bâtiments industriels, entrepôts limités en hauteur. Les habitations de 4e famille requièrent une stabilité de 15 min que l'on peut assurer avec de l'acier non protégé.

IX.6 La protection des structures

Tout immeuble doit pouvoir garder son intégrité structurale au moins pendant le temps d'évacuation des occupants défini de manière réglementaire. Les dispositifs de protection incendie sont donc prévus pour ralentir l'élévation de température des éléments structurels. Soit on éloigne la structure de la source de chaleur en plaçant la structure à l'extérieur du bâtiment, soit on met en place une protection thermique entre l'acier et le feu pour prolonger la durée de stabilité des structures quand cela est nécessaire. La protection présente cependant l'inconvénient d'être onéreuse, d'alourdir la structure et de diminuer les qualités esthétiques et/ou architecturales des matériaux.

Les éléments de structure situés à l'extérieur des bâtiments représentent un cas particulier. Contrairement aux éléments qui sont entourés de flammes à l'intérieur d'un local, ils ne sont exposés qu'au rayonnement et à la convection des flammes sortant par les baies. Ils sont d'autre part soumis à des échanges de chaleur avec l'air ambiant qui tendent à les refroidir. L'échauffement de tels éléments dépend donc de leur emplacement vis-à-vis des ouvertures.

Ainsi un poteau ou une poutre suffisamment éloigné d'une baie ou situé à l'extérieur d'un cône de 45° permettra de s'affranchir de la protection. De même, les structures en câbles et tirants de faible massivité sont généralement situées à l'extérieur des ouvrages. Leur échauffement est moindre en cas d'incendie. Lorsque les tirants ne sont pas à l'extérieur des bâtiments, une solution pour assurer leur stabilité au feu consiste à les disposer entre des écrans : cloisons, caissons...

✓ On distingue trois grandes familles de protection :

1. La protection rapportée autour de l'acier
 - La peinture intumescente
 - Les produits projetés (flocage)
 - Les produits en plaque

- Les laines
- 2. Les protections par écran
- 3. Les éléments mixtes acier-béton.

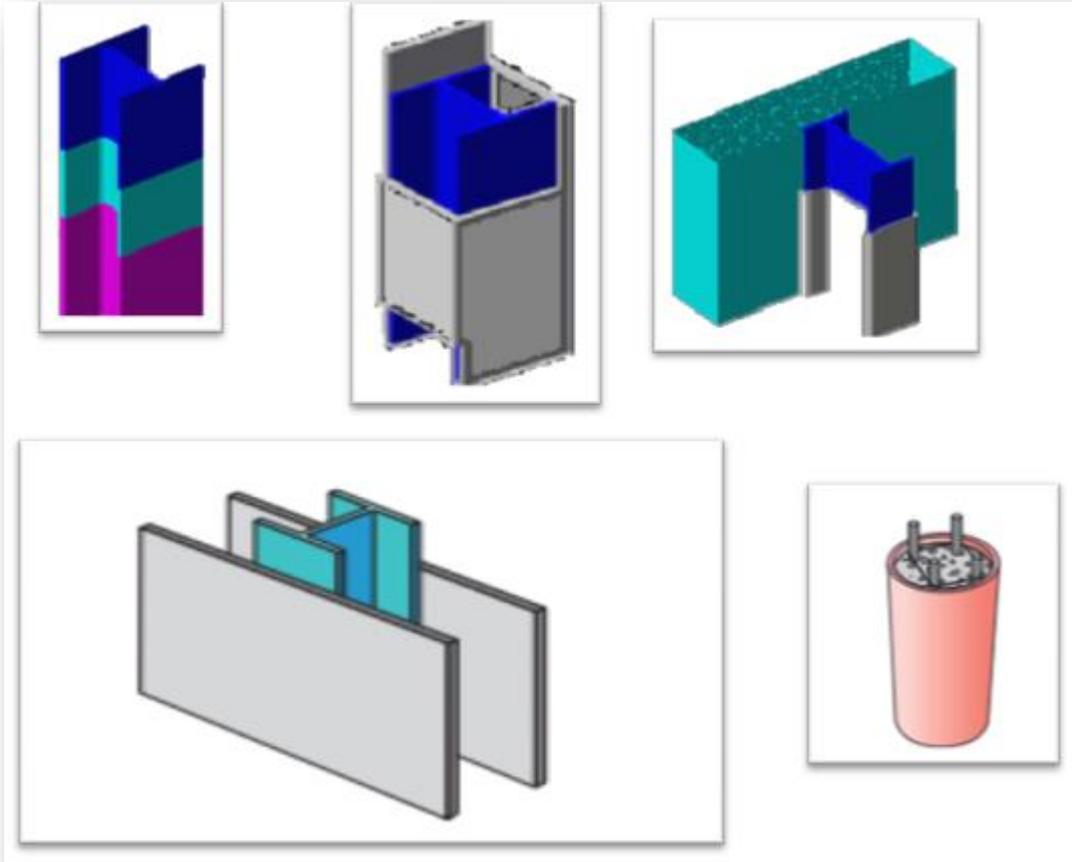


Figure IX.4 : Méthode de la protection de l'acier.

CONCLUSION

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de Master et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié d'une part ; même sur la pratique des logiciels techniques comme ROBOT ; AUTOCAD,

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience vis à vis des outils utilisés tels que l'outil informatique, où sa maîtrise reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base qui doivent être prises en considération dans la conception des structures en charpente métallique.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'études.

Il nous permet de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

Nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettrons d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

Documents techniques

- ❖ [1] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2.2 ; CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION.
- ❖ [2] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV 2013 ».
- ❖ [3] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-44 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997.
- ❖ [4] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Centre National Algérien de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, 2003.
- ❖ [5] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-B.C.2-41 ; REGLES DE CALCUL ET DE CONCEPTION DES STRUCTURES EN BETON ARMÉ « C.B.A. 93 ».
- ❖ [6] : CALCUL DES STRUCTURES METALLIQUE SELON L'EUROCODE 3. Jean Morel.
- ❖ Cours de 1^{ère} année master : structures métalliques (M^r Fellah).
- ❖ Cours de 1^{ère} année master : construction mixte acier-béton (M^r Tine).
- ❖ Livre de Concevoir et Construire en Acier (LANDOWSKI Marc & BERTRAND Lemoine).

Mémoires

- ❖ Étude d'un bâtiment (R+4) en charpente métallique –Telmcen - (MHAMDI & NAIME) 2016 Université Abou Bekr Belkaid.
- ❖ Étude d'un bâtiment (R+6) en charpente métallique –Béjaia - (MEHLOUL & SALHI) 2012 Université Abderrahmane Mira.
- ❖ Étude d'une salle des fêtes (R+1) en charpente métallique –Béjaia - (HAYOUNE & SIDHOUM) 2012 Université Abderrahmane Mira.

Annexes

Annexes

Annexe 1 : Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$.

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	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

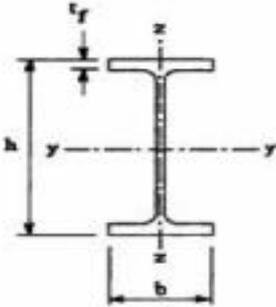
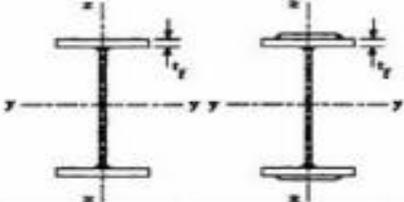
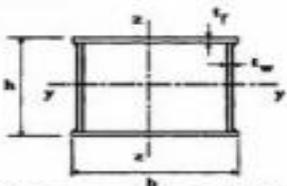
Annexes

Annexe 2 : Tableau des armatures

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

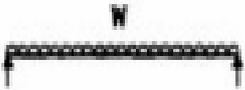
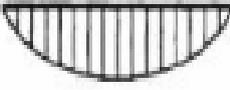
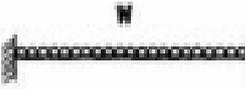
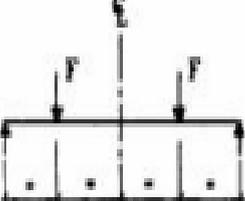
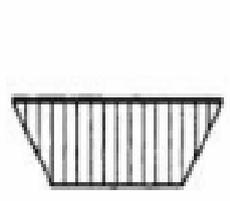
Annexe 3 : Choix de la courbe de Flambement correspondant à une section.

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

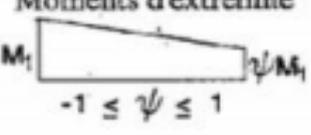
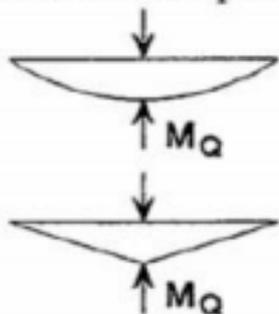
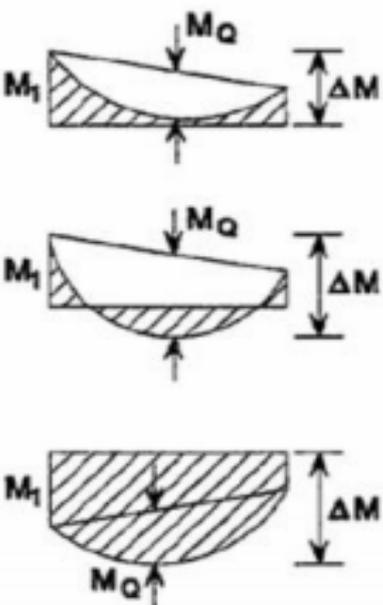
*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Annexes

**Annexe 4 : Coefficient C1, C2 et C3 pour différentes
Valeur de k.**

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

Annexe 5 : Facteurs de moment uniforme équivalent β_M .

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémité</p>  <p>$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = Max M \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$