

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA BOUMERDES



Faculté de Technologie  
Département de Génie Mécanique

## Mémoire de Master

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER** en :

**Filière : Génie Mécanique**

**Spécialité : Ouvrages Métalliques et Chaudronnés**

### **THEME**

Etude et conception d'une gare de voyageurs (R+1)  
à AIN-OUSSARA - DJELFA

Présenté par :

**MALDJI Zineddine**

**LALLAOUI Noureddine**

Promoteur : M<sup>r</sup>. **IFRAH Rachid**

Encadreur : M<sup>me</sup>. **MEDDINI N.**

**Promotion MOMC20/ 2020-2021**

# *Remerciements*

*Nous remercions Dieu qui nous a donné la force et la patience  
pour terminer ce travail.*

*Nous exprimons nos sincères remerciements :  
A nos parents pour leur contribution pour chaque travail que nous avons  
effectué.*

*A notre promoteur Mr IFRAH R. pour son aide.  
A notre encadreur M<sup>me</sup> MEDINI N.*

*Sans oublier l'ensemble des enseignants du département de Génie  
Mécanique*

*Un grand merci aussi à tous ceux qui ont participé de près ou de loin  
à la réalisation de ce travail.*



II.5.9. Coefficient de pression intérieure ( $C_{pi}$ ) .....	16
II.5.10. Calcul des pressions.....	16
II.5. Conclusion : .....	18

## CHAPITRE III

III.1. Généralités .....	19
III.2. Disposition des solives .....	19
III.3. Notations .....	20
III.4. Caractéristiques des éléments constructifs .....	22
III.5. Etude de planchers courants .....	22
III.5.A. Vérification au stade de montage .....	22
III.5.A.1 Evaluation des charges .....	22
III.5.A.1.1. Les charges permanentes.....	22
III.5.A.1.2. Les charges d'exploitation .....	23
III.5.A.1.3. Combinaison des charges.....	23
III.5.A.1.4. Dimensionnement des solives.....	23
III.5.A.1.5. Les combinaisons des charges.....	23
III.5.A.2. Vérification au stade final .....	25
III.5.A.2.1. Détermination des sollicitations .....	25
III.5.A.2.2. Calcul de la largeur participante du béton .....	26
III.5.A.2.3. la position de l'axe neutre .....	26
III.5.A.2.4. L'inertie de l'ensemble poutre-dalle .....	27
III.5.A.2.5. Contrainte de flexion simple .....	27
III.5.A.2.6. Vérification à l'effort tranchant: (cisaillement) .....	28
III.5.A.2.7. Vérification de la flèche .....	29
III.5.A.2.8. Contraintes additionnelles de retrait.....	29
III.5.A.2.9. Contraintes finales.....	30
III.5.B.1. Vérification au stade de montage.....	31
III.5.B.1.1. Evaluation des charges .....	31
III.5.B.1.1.1. Les charges permanentes .....	31
III.5.B.1.1.2. Les charges d'exploitation.....	31



III.5.B.1.1.3. Combinaison des charges .....	31
III.5.B.1.1.4. Dimensionnement des solives .....	31
III.5.B.1.1.5. Les combinaisons des charges .....	32
III.5.B.2. Vérification au stade final.....	33
III.B.2.1. Détermination des sollicitations .....	33
III.5.B.2.2. Calcul de la largeur participante du béton.....	34
III.5.B.2.3. La position de l'axe neutre.....	34
III.5.B.2.4. L'inertie de l'ensemble poutre-dalle .....	35
III.5.B.2.5. Contrainte de flexion simple .....	36
III.5.B.2.6. Vérification à l'effort tranchant: (cisaillement).....	37
III.5.B.2.7. Vérification de la flèche .....	37
III.5.B.2.8. Contraintes additionnelles de retrait.....	37
III.5.B.2.9. Contraintes finales.....	39
III.6. Calcul des connecteurs : .....	40
III.6.1. Introduction : .....	40
III.6.2. Le nombre de goujons et l'espacement.....	41
III.6.3. Calcul de la résistance d'un connecteur $P_{Rd}$ .....	41
III.6.4. Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal $V_l$ .....	42
III.6.5. L'espacement des goujons.....	43
III.7. Conclusion.....	43

## CHAPITRE IV

IV.1. Introduction : .....	45
IV.2. Définitions : .....	45
IV.3. Choix des dimensions : .....	46
IV.4. Dimensionnement de la cornière (support):.....	47
IV.4.2. Vérification l'effort tranchant (cisaillement):.....	50
IV.4.3. Vérification au moment fléchissant (résistance): .....	51
IV.5. Dimensionnement de limon : .....	52
IV.5.1. Détermination la section de limon: .....	52
IV.5.1.a. Evaluation des charges:.....	52

IV.5.1.b. Dimensionnement du limon :	54
IV.5.2. Evaluation des charges :	54
IV.5.2.a. Détermination de la classe du profilé:	56
IV.5.2.b. Vérification à l'effort tranchant (cisaillement):	56
IV.5.2.c. Vérification au moment fléchissant (résistance):	57
IV.5.2.d. Vérification à l'effort axial de compression :	57
IV.6. Conclusion.....	58

## CHAPITRE V

V. Etude sismique .....	59
V.1. Introduction.....	59
V.2. Critères de classification .....	59
V.2.1. Classification de la zone sismique .....	59
V.2.2. Classification de l'ouvrage selon son importance.....	59
V.2.3. Classification du site.....	59
V.2.4. Classification des systèmes de contreventement.....	59
V.2.5. Classification de l'ouvrage selon sa configuration .....	59
V.3. Choix de la méthode de calcul.....	59
V.3.1. Principe de la méthode .....	60
V.3.2. Force sismique totale .....	60
V.3.2.1. Coefficient d'accélération de zone A .....	60
V.3.2.2. Facteur d'amplification dynamique moyen D.....	61
V.3.2.3. Facteur de qualité (Q).....	62
V.3.2.4. Coefficient de comportement global de la structure "R" .....	63
V.3.2.5. Evaluation du poids soumis à l'action sismique "W".....	63
V.3.2.5.1. Évaluation des charges.....	63
V.4. Distribution de la résultante des forces sismique suivant la hauteur .....	65
V.5. Répartition de la force sismique sur les étages .....	66
V.5.1. Répartition des efforts entre les portiques .....	66
V.8. Conclusion .....	70

## CHAPITRE VI

VI.1. Etude des palées de stabilités.....	71
---	----

VI.1.A.1. Calcul des diagonales.....	71
VI.1.A.2. Calcul des réactions.....	71
VI.1.A.3. Calcul des efforts internes .....	72
➤ Dimensionnement des diagonales.....	72
VI.1.A.4. Vérification au flambement (EC3 ;§5.5.1 ;pg.169) .....	72
VI.1.A.5. Longueur de la diagonale .....	72
VI.1.A.6. Caractéristiques géométriques du profilé UPN160 .....	73
VI.1.A.7. Vérification des diagonales à la traction (EC.3 ;§5.4.3 ;P.154).....	74
VI.2.A. Dimensionnement des poutres secondaire.....	75
VI.1.B.1. Calcul des diagonales .....	78
VI.1.B.2. Calcul des réactions .....	78
VI.1.B.3. Calcul des efforts internes.....	79
➤ Dimensionnement des diagonales.....	79
VI.1.B.4. Vérification au flambement (EC3 ;§5.5.1 ;pg.169) .....	79
VI.1.B.5. Longueur de la diagonale.....	79
VI.1.B.7. Vérification des diagonales à la traction (EC.3 ;§5.4.3 ;P.154) .....	81
VI.2.B. Dimensionnement des poutres.....	82
VI.3. Conclusion.....	85

## CHAPITRE VII

Chapitre VII : Etude de portique.....	86
VII-1-Introduction.....	86
VII-2-Conclusion.....	100

## CHAPITRE VIII

VIII. Etude des assemblages.....	102
VIII-1-Introduction .....	102
VIII-2-Conclusion.....	116

## Liste des figures

### CHAPITRE II

Figure II. 1. Paroi verticale .....	12
Figure II. 2. Parois verticales .....	13
Figure II. 3. Toiture .....	13
Figure II. 4. Parois verticales .....	14
figure II. 5. Paroi verticale .....	15
Figure II. 6. Toiture .....	16

### CHAPITRE III

Figure III. 1. Eléments constitutifs du plancher mixte .....	19
Figure III. 2. Disposition des solives sur les poutre maitresses .....	20
Figure III. 3. Section transversale du plancher .....	21
Figure III. 4. Position de l'axe neutre.....	36
Figure III. 5. Connexion acier-béton.....	40
Figure III. 6. Dimensions du connecteur.....	41

### CHAPITRE IV

Figure IV. 1. Présentation en perspective de l'escalier .....	45
Figure IV. 2. Dimensionnement de l'escalier .....	46
Figure IV. 3. Les constituants de marche .....	48
Figure IV. 4. Détermination la section de cornière:.....	48
Figure IV. 5. La distribution des charges sur un limon.....	52

### CHAPITRE V

Figure V. 1. Position du centre de gravité G et du centre de torsion Ct .....	67
---	----

### CHAPITRE VI

Figure VI. 1. Dimensions de la palée de stabilité et forces sismiques .....	71
Figure VI. 2. Dimensions de la palée de stabilité et forces sismiques .....	78

## Liste des tableaux

### Chapitre II

Tableau II. 1. Coefficients de rugosité.....	11
Tableau II. 2. Valeurs de $C_e(z)$ et $q dy(z)$ . ....	11
Tableau II. 3. Les coefficients de pressions extérieures (tableau 5.1 page 65 RNV 99). ....	12
Tableau II. 4. Les coefficients des pressions ( $C_{pe}$ ). ....	14
Tableau II. 5. Les coefficients des pressions ( $C_{pe}$ ). ....	15
Tableau II. 6. Les coefficients des pressions ( $C_{pe}$ ) ....	16
Tableau II. 7. Les pressions sur les parois verticales. ....	16
Tableau II. 8. Pressions sur la toiture. ....	17
Tableau II. 9. Les pressions sur les parois verticales. ....	17
Tableau II. 10. Les pressions sur la toiture.....	18

### Chapitre III

Tableau III. 1. Longueurs et espacement des solives .....	21
Tableau III. 2. Les caractéristiques des solives de l'IPE 140 .....	23
Tableau III. 3. Les caractéristiques des solives de l'IPE 140 .....	32

### Chapitre IV

Tableau IV. 1. Caractéristiques et dimensions de la cornière $40 \times 40 \times 4$ .....	49
Tableau IV. 2. Caractéristiques et dimensions de l'UPN 120 .....	54

### Chapitre V

Tableau V. 1. Critères de qualité $P_q$ .....	62
Tableau V. 2. Poids total du bloc.....	64
Tableau V. 3. Récapitulation des résultats.....	64
Tableau V. 4. Distribution des forces sismique sur les étages.....	66
Tableau V. 5. Coordonnées des centres de masse.....	66
Tableau V.6 : Coordonnée des centres de torsion.....	67
Tableau V. 7. Distribution des forces sismiques sur les files longitudinales.....	69
Tableau V. 8. Distribution des forces sismiques sur les files transversales.....	70

### Chapitre VI

Tableau VI. 1. Caractéristiques du profilé UPN 160 .....	73
Tableau VI. 2. Coefficients de flambement.....	73
Tableau VI. 3. Coefficients de flambement.....	76

<b>Tableau VI. 4. Coefficients de flambement.....</b>	<b>77</b>
<b>Tableau VI. 5. Caractéristiques du profilé UPN 160.....</b>	<b>80</b>
<b>Tableau VI. 6. Coefficients de flambement.....</b>	<b>80</b>
<b>Tableau VI. 7. Coefficients de flambement.....</b>	<b>83</b>
<b>Tableau VI. 8. Coefficients de flambement.....</b>	<b>84</b>

## Liste des Symboles et Abréviations

$A$  : Section brute d'une pièce

$A_{net}$  : Section nette d'une pièce

$A_w$  : Section de l'âme

$A_s$  : Aire de la Section résistante a la traction du boulon

$E$  : Module d'élasticité longitudinale

$F$  : Force en générale

$F_{t.Rd}$  : Résistance d'un boulon en traction

$F_{b.Rd}$  : Résistance a la pression diamétrale

$G$  : La charge permanente

$I$  : Moment d'inertie

$L$  : Longueur

$M_{sd}$  : Moment fléchissant

$M_{Rd}$  : Moment résistant

$M_{pl}$  : Moment plastique

$N_{sd}$  : Effort normal

$N_{t.sd}$  : Effort normalde traction

$N_{pl}$  Effort normal plastique

$N_u$  : Effort normal ultime

$N_j$  : Force d'adhérence avec le béton

$Q$  : Charge d'exploitation

$W_{pl}$  : Module de résistance plastique

$W_{el}$  : Module de résistance élastique

$b$  : Largeur de l'âme

$b_{eff}$  : Largeur efficace

$c_i$  : Coefficients

$d$  : Entraxe, diamètre

$d_0$  : Diamètre de perçage des trous de boulon

$f$  : Flèche d'une poutre

$f_y$  : Limite d'élasticité de l'acier

$f_{yb}$  : Limite d'élasticité d'un boulon

$f_u$  : Contrainte de rupture d'une pièce

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

$h$  : Hauteur

$i$  : Rayon de giration

$k_s$  : Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage

$k_j$  : Facteur de concentration

$n$  : Nombre de boulon

$m$  : Nombre de plans de cisaillement

$r_c$  : Rayon de raccordement âme /semelle du poteau

$t_w$  : Épaisseur de l'âme

$t_f$  : Epaisseur de la semelle

$t_{wc}$  : Épaisseur âme poteau

$t_{fc}$  : Épaisseur semelle poteau

$t$  : Epaisseur platine

$\chi$  : Coefficient de réduction de flambement

$\beta_w$  : Facteur de corrélation

$\beta_M$  : Facteur de moment uniforme équivalent

$\gamma_{Mi}$  : Coefficient de sécurité

$\gamma_{Mb}$  : Coefficient de sécurité de boulon



$\gamma_{MS}$  : Coefficient partiel de sécurité

$\lambda$  : Élancement

$\bar{\lambda}$  : Élancement réduit

$\alpha$  : Facteur d'imperfection

$\mu$  : Coefficient de frottement

$\sigma$  : Contrainte normale

$\tau_e$  : Contrainte limite de cisaillement en élasticité

$\varepsilon$  : Coefficient de réduction élastique de l'acier

$\eta$  : Facteurs de distribution

$\bar{\lambda}_{LT}$  : Élancement de déversement

# INTRODUCTION GENERALE

## **INTRODUCTION GENERALE**

La construction métallique est une branche, qui répond aux besoins actuels, dans le domaine de la construction. Elle engendre plusieurs axes à noter : la charpente métallique (ponts, bâtiments, tours...), la chaudronnerie (réservoirs, cuves, échangeurs, récipients tuyauterie...).

Elle a subi un énorme développement et une grande progression. Cette progression est la conséquence du développement et de la recherche des nouvelles méthodes.

La construction métallique, a vécu un développement important surtout dans le domaine industriel et public. Elle offre un degré de confort et de sécurité satisfaisants.

Une telle construction est maintenue par une ossature métallique. Elle est constituée d'éléments reliés par des assemblages. Ces assemblages doivent être conçus globalement de manière à assurer que la structure réalisée réponde à l'usage prévu pour l'ouvrage, c'est-à-dire, respecter ultérieurement, la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de toutes les actions qui lui sont appliquées et assurer la cohérence des déformations relatives des systèmes structurels.

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

Le travail présenté dans ce mémoire est l'étude d'une structure métallique représentant un ouvrage ayant un rez - de chaussée et 01 étage à usage de gare routière sise à Ain Oussara, Wilaya de DJELFA.

L'étude a été menée selon les normes des Eurocode 3, Eurocode 4, RPA 99 version 2003 et RNV99.

# PRESENTATION DE SUJET

## I.1. Introduction

La gare routière qu'on va étudier dans cette partie est composée de planchers superposés sur des solives et poutres maitresse qui reposent sur des poteaux. L'ossature ainsi constituée assure la transmission aux fondations des charges verticales sollicitant les planchers. Mais le bâtiment est également soumis à des actions horizontales dues au vent et aux séismes. L'ossature doit donc être complétée par des contreventements horizontaux et verticaux qui transmettent ces efforts aux fondations. Les plans horizontaux étant contreventés par les dalles en béton (plancher mixte, collaborant), d'autre part la stabilité verticale est réalisée par des contreventements dans les deux directions longitudinale et transversale.

## I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude dans cette partie est une GARE ROUTIERE (R +1), il est implanté à AIN OUSSARA - DJELFA sur un site plat en zone de forte sismicité (zone I).

## I.3. Dimensions en plan et en élévation

- 1 - Hauteur totale ----- H = 7,9 m
- 2 - Longueur totale ----- L = 35,69 m
- 3 - Largeur totale ----- l = 20,5 m

## I.4. Description technique du bâtiment

### ➤ Système de stabilité de l'ouvrage

- Ossature contreventée dans les deux sens longitudinal et transversal.

### ➤ Planchers

Des planchers mixtes à dalle collaborant étant la solution économique.

### ➤ Revêtements

- Carrelage pour les sols et les escaliers (2 cm)
- Mortier de pose : une couche de mortier de 2 cm, pour fixer le carrelage.
- Tôle d'épaisseur 5 mm, pour les paliers des escaliers.
- Etanchéité : sur les terrasses non accessible.

### ➤ Cloisons

- Les bureaux sont séparés par des cloisons en briques creuse, d'épaisseur 10 cm.
- Les murs extérieurs sont réalisés avec une double cloison.

### ➤ Faux plafond

Ils sont constitués par des plaques en plâtre.

**I.5. Caractéristiques des matériaux:****- Le béton**

On utilise un béton C20/25 pour les planchers dont les caractéristiques sont :

La résistance caractéristique à la compression :  $f_{c28} = 25$  Mpa.

La résistance caractéristique à la traction :  $f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2,1$  Mpa.

La masse volumique :  $\rho = 2500$  kg/m<sup>3</sup>.

Le module d'élasticité longitudinale  $E_b = 14500$  Mpa.

**- L'acier de construction :**

On utilise un acier ordinaire (S275) pour l'ossature métallique qui a les caractéristiques mécaniques suivantes :

Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal)  $E = 210\,000$  Mpa.

Module d'élasticité transversal  $G = 81\,000$  Mpa.

La limite élastique de traction,  $f_y = 275$  Mpa.

La résistance à la traction  $f_u = 360$ MPa

La limite élastique de cisaillement,  $\tau = 0.58 f_y = 136,3$  Mpa.

La masse volumique de l'acier :  $\rho = 7850$  kg/m<sup>3</sup>.

**I.6. Règlements utilisés :**

Notre étude est basée sur les règlements suivants :

- Neige et Vent Algérien RNV 99.
- Eurocode 4 pour le calcul des planchers mixtes ;
- Eurocode 3 règles de calcul des constructions en acier, pour le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure ;
- RPA 99 / version 2003, Règles Parasismiques Algériennes pour l'étude sismique.

**I.7. Données géométriques :**

Les figures suivantes représentent les différentes vues de la structure :

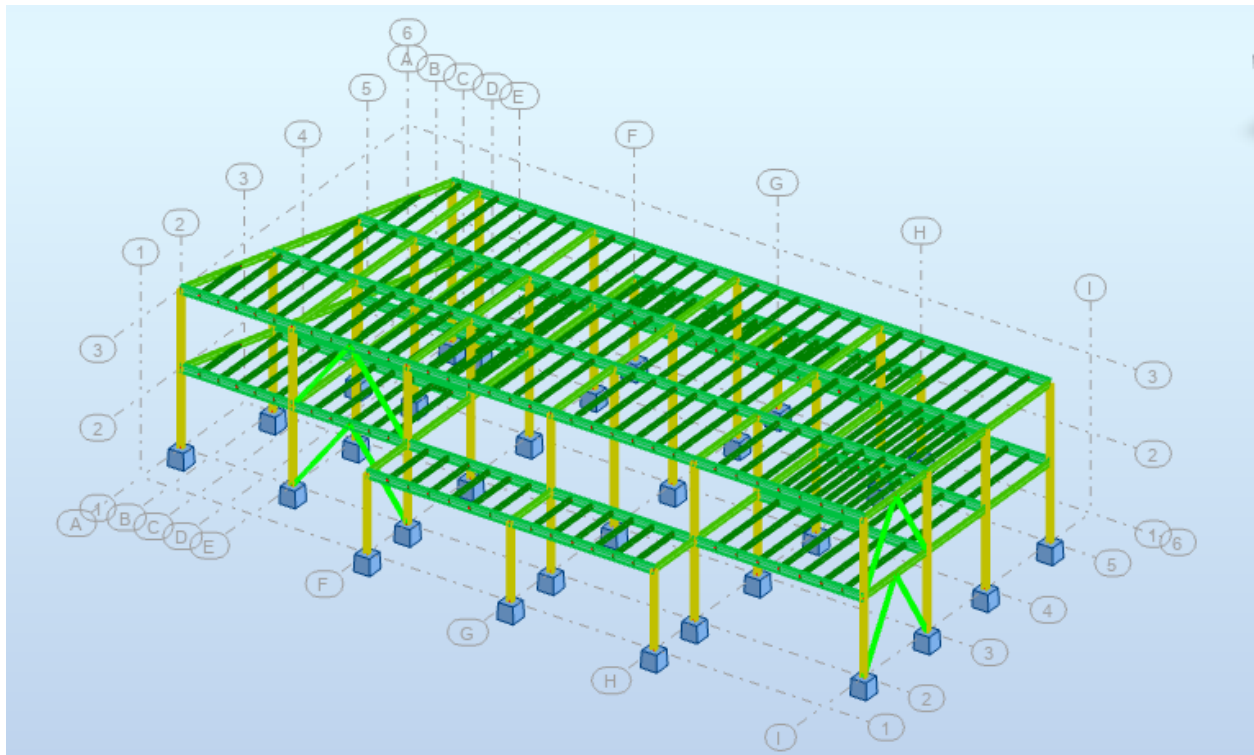


Figure I.1. Vue d'ensemble de la structure

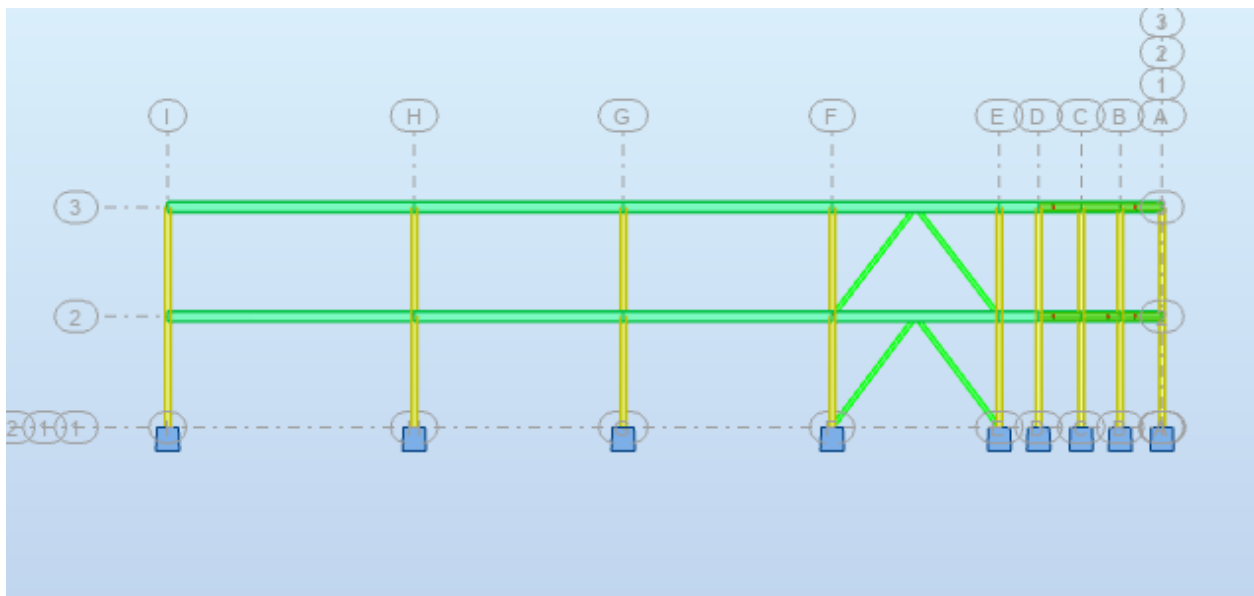


Figure I.2. Vue sur pignon

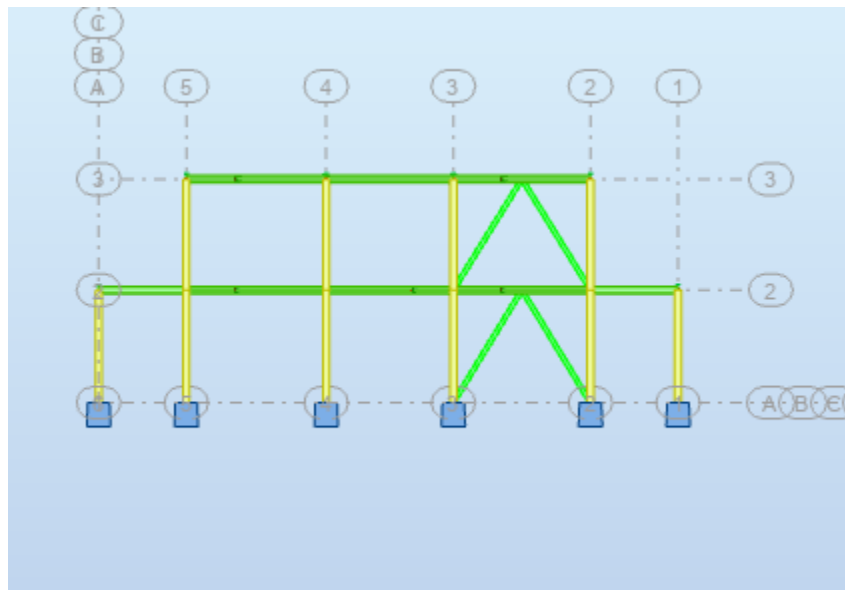


Figure I.3. Vue sur long pan

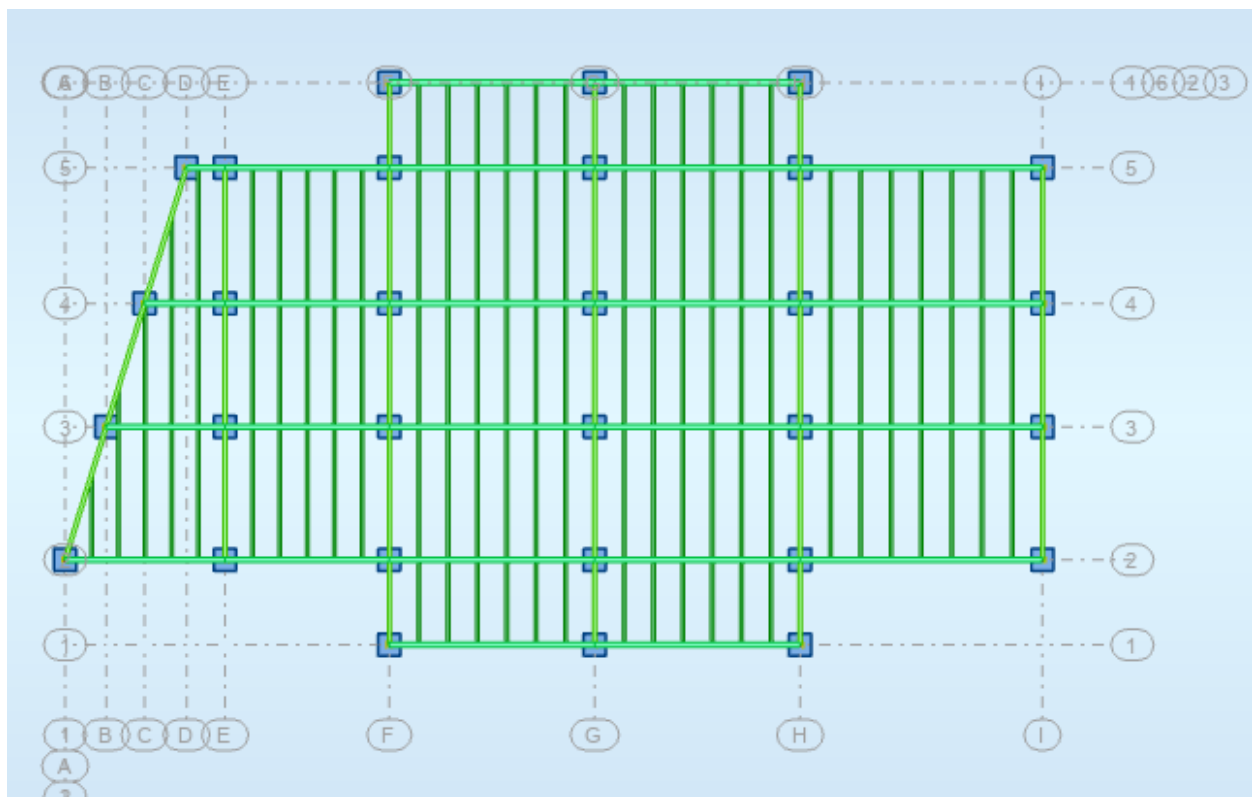


Figure I.4. Vue en plan de la terrasse



# ETUDE CLIMATIQUE

## II.1. Introduction

Le vent est un phénomène de mouvement d'air qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression. Son action dépend essentiellement des conditions climatiques de la zone d'implantation de l'ouvrage ainsi que de la configuration géométrique de ce dernier. Les actions relatives au vent varient en fonction du temps. Elles s'appliquent directement sur les parois extérieures des constructions fermées, elles agissent aussi sur les parois intérieures. L'action du vent s'exerce sous forme de pression, produisant des efforts perpendiculaires aux surfaces. Pour des parois de grande surface, des forces de frottement non négligeables peuvent se développer tangentiellement à la surface. Pour la plupart des constructions, l'action du vent peut être considérée comme statique.

Dans ce chapitre nous allons déterminer l'action du vent sur la structure selon le règlement en vigueur : Règlement Neige et Vent << RNV 99>>. Dans ce qui suit nous allons déterminer l'action du vent sur les parois de la structure dans les deux directions x-x et y-y. L'accumulation de la neige sur la toiture produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de la structure. Le règlement RNV 99 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres, notre structure se trouve à AIN OUSSARA - DJELFA.

## II.2. Géométrie et dimensions de l'ouvrage

- Longueur :  $L = 35.69$  m
- Largeur :  $l = 20.5$  m
- Hauteur totale :  $H = 7.90$  m
- Hauteur de R D C :  $h = 3.98$

### II.2.1 Données relatives au site

- Lieu d'implantation : AIN OUSSARA - DJELFA.
- Altitude géographique :  $HG = 700$  m.
- Zone de neige : C.
- Zone de vent : III.
- Catégorie de terrain III.

## II.3. Etude de la neige

Le règlement neige et vent (RNV99) a pour objet de définir les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur axe située au dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur la toiture.

D'après l'article 3 page 13 de (RNV 99) le calcul de la charge caractéristique de la neige (S) s'obtient pour la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \dots \dots \dots \text{(kN/m}^2\text{)}$$

Où :

$S_k$  : (kN/m<sup>2</sup>) est la charge de la neige sur le sol.

$\mu$  : est un coefficient d'ajustement de la charge appelé coefficient de forme.

### II.3.1. Calcul de la charge de la neige sur le sol

(Valeur caractéristique) : (Article 4.p15) RNV 99

La charge de neige sur le sol ( $S_k$ ) définie par unité de surface est fonction de la localisation géographique et du lieu considéré.

La détermination de la charge de la neige sur sol a été obtenue en prenant une masse volumique moyenne de neige égale à 100 kg/m<sup>3</sup>.

### II.3.2. Influence de la localisation géographique (Art4.1 p15)

D'après la carte des zones de la neige de wilaya de **DJELFA** est une ville située en zone **C**.

### II.3.3. Influence de l'altitude du site considéré

D'après l'art 4.2 p16 de RNV99 la valeur de  $S_{ken}$  (kN/m<sup>2</sup>) est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude H (par rapport au niveau de la mer) en mètres du site considéré :

$$\text{Zone C} \dots \dots \dots S_k = (0.0325 \times H) / 100$$

Pour la wilaya de DJELFA, l'altitude H = 700 m

$$S_k = (0.0325 \times 700) / 100$$

D'où:

$$S_k = 0,2275 \text{ KN /m}^2$$

### II-3-4-Coefficient de forme des toitures :

Notre toiture est plate

(D'après l'Art 6.2.1.2.P17 (RNV99)).

$$\mu = 0.8.$$

Ou :

$\mu$  : coefficients de forme des versants.

Donc :

On prend une charge caractéristique de neige uniformément répartie sur la toiture avec :

$$S = S_k \cdot \mu$$

$$S = 0,227 \times 0,8 = 0,182 \text{ kN/m}^2$$

$$S = 18,2 \text{ Kg/m}^2.$$

#### II.4. Conclusion

Dans ce chapitre les charges climatiques dues au vent et à la neige sont évaluées, ces charges seront introduites dans les combinaisons d'action ; qui serviront aux différentes vérifications des éléments de la structure.

#### II.5. Etude de vent

Par définition le vent est un phénomène naturel résultant du mouvement de l'air de la zone à pression élevée vers la zone à faible pression .

Il applique sur les constructions des actions extérieures et intérieures agissant normalement sur les parois considérées.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et son environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

##### ❖ Calcul de l'action du vent selon le RNV 99

D'après le règlement RNV 99 , le calcul au vent doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction .

Le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois ; qui sont considérées rigides c.à.d. ses fréquences propres sont supérieures à 5 HZ

##### II.5.1. Détermination de la pression élémentaire due au vent

La pression due au vent ( $q_j$ ) qui s'exerce sur un élément de la surface  $j$  est donnée par la formule suivante :

$$q_j = C_d \cdot W(z_j) \dots\dots\dots (\text{N/m}^2) \text{ (Art 2.2.1.P40).}$$

Où :

$C_d$  : est le coefficient dynamique de la construction

$W(z_j)$  : est la pression nette du vent sur la surface  $j$  à une hauteur  $z$ .

### II.5.2. Détermination du coefficient dynamique ( $C_d$ )

(D'après fig. 3-2, P 51, RNV99).

On a :

$b = 35.69$  m : Dimension d'une construction dans la direction du vent.

$h = 7.9$  m : Hauteur de la construction.

Ce qui nous donne :  $C_d = 0,95$  (pignon)

$C_d = 0,93$  (log pan)

### II.5.3. Détermination de la pression nette due au vent

La pression nette due au vent  $w(z_j)$  qui s'exerce sur élément (j) de hauteur  $z$  et donnée par la formule suivant :

$$W(Z_j) = q_{dy}(Z_j) * (C_{pe} - C_{pi}) \dots \dots \dots (N/m^2).$$

Ou :

$q_{dy}$ : La pression dynamique du vent.

$C_{pe}$ : Coefficient de pression extérieur.

$C_{pi}$ : Coefficient de pression intérieur.

### II.5.4. Détermination de la pression dynamique du vent $q_{dyn}$ :

La pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître de la structure en  $n$  élément de surface (j) verticaux de hauteur  $h_j$  car la hauteur totale est supérieure à 7.9 m.

La pression dynamique  $q_{dyn}(z_j)$  qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  est donnée par la formule suivante :

$$q_{dyn}(z_j) = q_{ref}(z_j) \times C_e(z_j) \dots \dots \dots (N/m^2) \text{ (Art 3.2 p45)}$$

$q_{ref}$  : est la pression dynamique de référence donnée en fonction de la zone de vent d'après l'article 2.3 page 46 de le RNV 99.

AINE OUSSARA est située en zone (III) ce qui nous donne  $q_{ref} = 575$  N /m<sup>2</sup>.

$C_e(z_j)$ : est le coefficient d'exposition au vent.

$z_j$  (m) est :

- La hauteur verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément  $j$  si cet élément de surface est vertical.
- La hauteur totale de la construction si cet élément de surface (j) fait partie de la toiture.

**II.5.5. Détermination des coefficients d'exposition:**

Le coefficient d'exposition au vent  $C_e(Z)$  tient compte des effets de la rugosité du terrain de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol, et il tient compte de la nature turbulente du vent.

Dans notre cas, la structure est peut sensible aux excitations dynamiques car

$$C_d=0.95 \text{ (pignon)}, C_d=0.93 \text{ (long pan)} < 1.2.$$

Donc  $C_e(Z)$  est donner par la formule suivante :

$$C_e(z_j) = c_t(z_j)^2 \times c_r(z_j)^2 \times \left[ 1 + \frac{7K_T}{C_r(z_j) \times C_t(z_j)} \right] \dots\dots\dots \text{(Art 3.3.3 .P 46)}$$

Où :

$K_T$  : est le facteur du terrain.

$C_r$  : est le coefficient de rugosité.

$C_T$  : est le coefficient de topographie.

$Z$  : est la hauteur considérée en mètre.

➤ **Catégorie du terrain:**

Notre terrain est classé dans le groupe III avec :

$$K_T = 0,22 \quad Z_0 = 0,3 \quad Z_{\min} = 8 \text{ m}$$

➤ **Coefficient de rugosité:**

Le coefficient de rugosité  $c_r(z)$  traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne de vent, il est donné par la formule suivante :

$$C_r = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \text{ Pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200m$$

$$C_r = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) \text{ Pour } Z \leq Z_{\min} \dots\dots\dots \text{(Art 4 .2 P47)}$$

Où :

$Z_0(m)$  : est le paramètre de rugosité.

$Z_{\min}(m)$  : est la hauteur minimale.

Tableau II.1. Coefficients de rugosité

<b>Z(m)</b>	3.95	7.9
<b>Z<sub>min</sub>(m)</b>	8	8
<b>z<sub>0</sub>(m)</b>	0,3	0,3
<b>C<sub>r</sub>(z)</b>	0.56	0.71

➤ **Coefficient de topographie**

Le coefficient de topographie  $C_t(z)$  prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles telles que les collines, les dénivellations isolées d'après (Art 4-3 P48).

Notre site est considéré plat donc  $C_t(z) = 1$ .

Tableau II. 2. Valeurs de  $C_e(z)$  et  $q_{dy}(z)$ .

Z(m)	3.95	7.9
$C_t(z)$	1	1
$C_r(z)$	0.56	0,71
$k_t(z)$	0,22	0,22
$C_e(z)$	0.86	1.59
$q_{réf}(N/m^2)$	575	575
$q_{dy}(N/m^2)$	494.5	914.25

### II.5.6. Détermination des coefficients de pression $C_{pe}$ et $C_{pi}$

➤ **Coefficient de pression extérieure  $C_{pe}$**

$C_{pe} = C_{pe,10}$  car  $S > 10 \text{ m}^2$  .....(D'après l'article 1.1.1.2 p64 RNV 99).

Où :

$S \text{ (m}^2\text{)}$ : désigne la surface chargée de la paroi considérée.

$d = 35.69 \text{ m}$  : dimension de la construction dans le sens du vent.

### II.5.7. Vent perpendiculaire au pignon

❖ **Parois verticales**

Il convient de diviser les parois verticales comme l'indique la figure II-1:

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

$e = \min(35.69 ; 2 \times 7.9) = 15.8 \text{ m}$

Donc :  $e = 15.8 \text{ m}$ .

Vue en élévation :

Dans notre cas  $d$  est supérieur à  $e$  :  $d = 20.5$   $e = 15.8$  m.

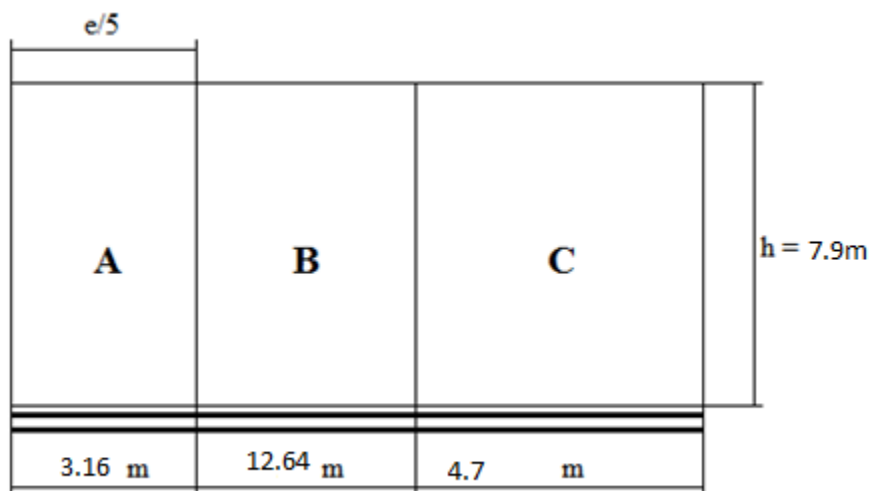


Figure II. 1. Paroi verticale

On obtient les coefficients de pression qui sont données directement par le tableau II-3 :

Tableau II. 3. Les coefficients de pressions extérieures (tableau 5.1 page 65 RNV 99).

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

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients de pression représentées sur la figure 2-2 :



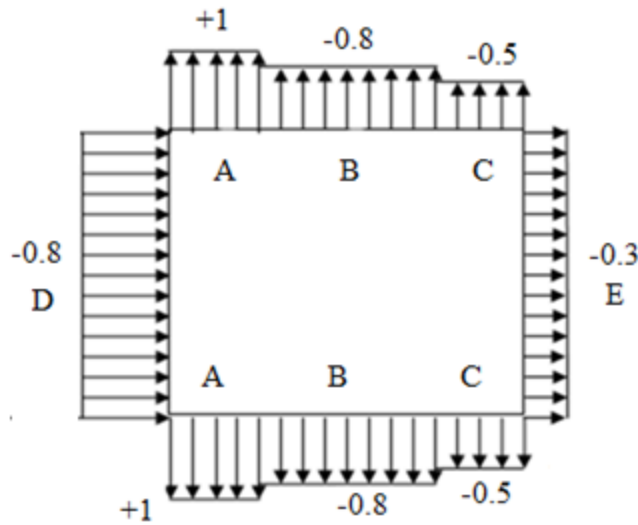


Figure II. 2. Parois verticales

❖ **Toiture**

D’après le règlement RNV99 (Art 1.1.5 P68) notre toiture est considérée comme toiture plat.

Pour déterminer les coefficients de pression extérieure on devise la toiture comme l’indique la figure II-3 :

$e = \min (b, 2h). e = \min (35.69; 2 \times 7.9) = 15.8 \text{ m.}$  Direction du vent  $\theta = 90^\circ$

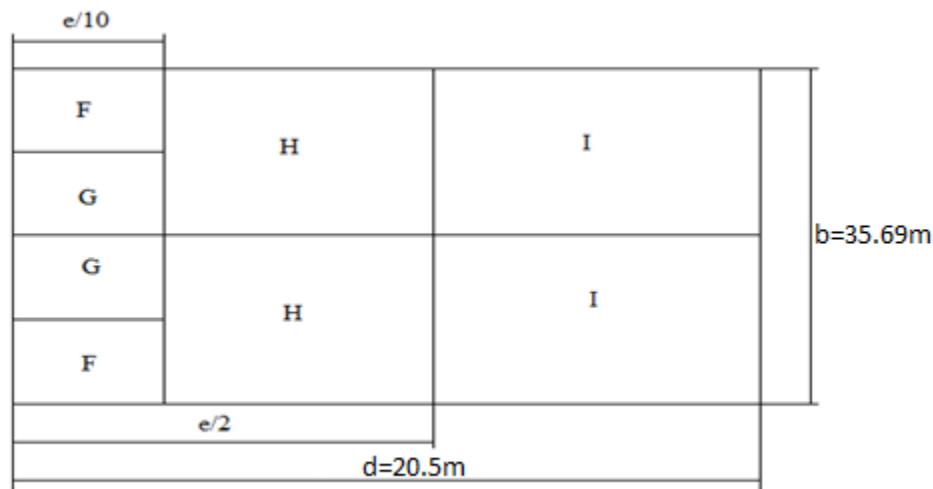


Figure II. 3. Toiture

Les coefficients de pression ( $C_{pe}$ ) sont donnés directement par le tableau 2-4 :

$$F: C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1})\log_{10}(s) = -1.8 + ((-1.2)-(-1.8))\log(6.24) = -1.322$$

$$G: C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1})\log_{10}(s) = -1.4 + ((-0.8)-(-1.4))\log(12.48) = -0.742$$

$$H: C_{pe10} = -0.7 \quad , \quad I = C_{pe10} = \pm 2$$

**Tableau II. 4. Les coefficients des pressions ( $C_{pe}$ ).**

Zone	F	G	H	I
$C_{pe}$	-1,322	-0,742	-0,7	$\pm 0,2$

### II.5.8. Vent perpendiculaire au long pan

Il convient de diviser les parois verticales comme l'indique la figure 2-4 :

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

$$e = \min (35.69 ; 2 \times 7.9) = 15.8 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } e = 15.8 \text{ m.}$$

$$d = 20.5 \text{ m} > e = 15.8 \text{ m} :$$

donc:

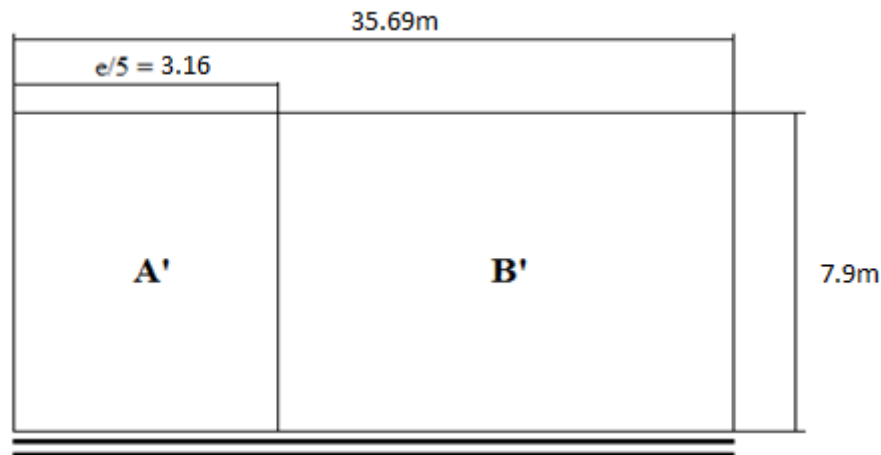
$$A' = 3.16 \times 7.9 = 24.96 \text{ m}^2 \Rightarrow c_{pe10}$$

$$B' = 32.35 \times 7.9 = 256.98 \text{ m}^2 \Rightarrow c_{pe10}$$

Vue en élévation :

Dans notre cas « $d$ » est inférieur à « $e$ »:

$$d = 35.69 \text{ m} < e = 15.8 \text{ m.}$$



**Figure II. 4. Parois verticales**

On obtient le coefficient de pression qui est donné directement par le tableau 2-5 :

Tableau II. 5. Les coefficients des pressions ( $C_{pe}$ ).

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

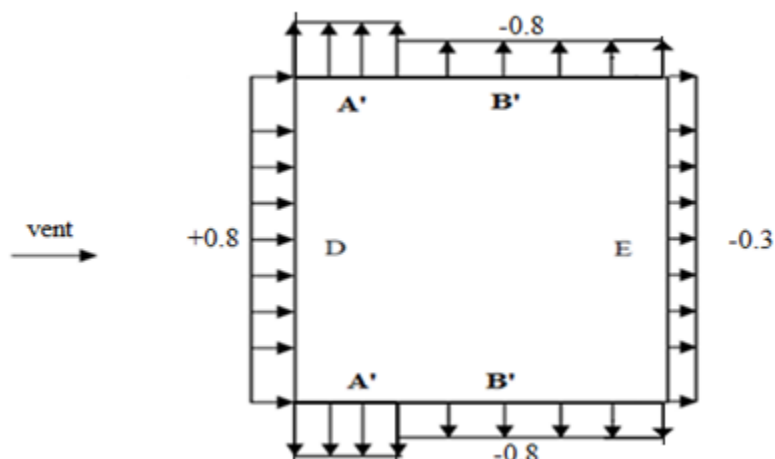


Figure 2. 5. Paroi verticale

## ❖ Toiture

D'après le règlement RNV99 (Art 1.1.5 P68) notre toiture est considérée comme toiture plat.

Pour déterminer les coefficients de pression extérieure on divise la toiture comme l'indique la figure suivante

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

$$e = \min (35.69 ; 2 \times 7.9) = 15.8 \text{ m.}$$

Les zones de pressions et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure II-6 :

Direction du vent  $\theta = 0^\circ$

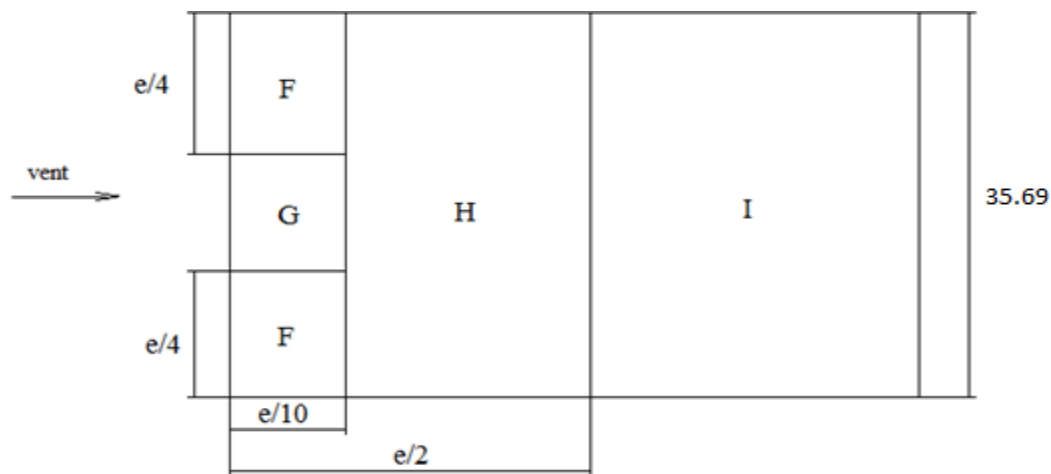


Figure II. 6. Toiture

Les coefficients de pression ( $C_{pe}$ ) sont donnés directement par le tableau suivant :

Tableau II. 6. Les coefficients des pressions ( $C_{pe}$ )

Zone	F	G	H	I
$C_{pe}$	-1,2	-0,8	-0,7	$\pm 0,2$

### II.5.9. Coefficient de pression intérieure ( $C_{pi}$ )

D'après l'article (2) pages (79) de règlement RNV99 le coefficient de pression intérieure ( $C_{pi}$ ) est donné comme suit:

Dans les bâtiments avec cloisons intermédiaires, les valeurs suivantes doivent être utilisées:

$$C_{pi} = 0.8 \text{ et } C_{pi} = -0.5$$

### II.5.10. Calcul des pressions

#### ➤ Vent sur pignon

##### a) Parois verticales

Les résultats des pressions de calcul sont donnés dans les tableaux II-7-:

$$q_j = C_d \times q_{dy}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Tableau II. 7. Les pressions sur les parois verticales.

Zone	$C_d$	$q_{dy}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j(N/m^2)$
A	0.95	494.5	-1	0.8	-845.6
B	0.95	494.5	-0.8	0.8	-751.64
C	0.95	494.5	0.5	0.8	-610.71
D	0.95	494.5	+0.8	0.8	0
E	0.95	494.5	-0.3	0.8	-516.75

Zone	$C_d$	$q_{dy}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j(N/m^2)$
A	0.95	494.5	-1	-0.5	-234.89
B	0.95	494.5	-0.8	-0.5	140.93
C	0.95	494.5	0.5	-0.5	0
D	0.95	494.5	+0.8	-0.5	610.71
E	0.95	494.5	-0.3	-0.5	93.96

**b) Toiture :**

Les résultats des charges de calcul du vent sont donnés dans le tableau II-8 :

**Tableau II. 8. Pressions sur la toiture.**

Zone	$C_d$	$q_{dy}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j (N/m^2)$
F	0.95	914.95	-1.322	0.8	-1844.45
G	0.95	914.95	-0.742	0.8	-1340.31
H	0.95	914.95	-0.7	0.8	-1303.80
I	0.95	914.95	$\pm 0,2$	0.8	-521.52 -869.20

Zone	$C_d$	$q_{dy}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j (N/m^2)$
F	0.95	914.95	-1.322	-0.5	-714.48
G	0.95	914.95	-0.742	-0.5	-210.35
H	0.95	914.95	-0.7	-0.5	-173.84
I	0.95	914.95	$\pm 0,2$	-0.5	608.44 260

➤ **Vent sur long pan**

**a) Parois verticales**

Les résultats des pressions de calcul sont donnés dans les tableaux II-9 :

$$q_j = C_d \times q_{dy} (Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

**Tableau II. 9. Les pressions sur les parois verticales.**

Zone	$C_d$	$q_{dy}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j(N/m^2)$
A'	0.93	494.50	-1	0.8	-827.79
B'	0.93	494.50	-0.8	0.8	-735.82
D	0.93	494.50	+0.8	0.8	0
E	0.93	494.50	-0.3	0.8	-505.87

Zone	$C_d$	$q_{dy}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j(N/m^2)$
A'	0.93	494.50	-1	-0.5	--229.94
B'	0.93	494.50	-0.8	-0.5	-137.97
D	0.93	494.50	+0.8	-0.5	597.85
E	0.93	494.50	-0.3	-0.5	-91.98

### b) Toiture

Les résultats des charges de calcul du vent sont donnés dans le tableau II-10 :

Tableau II. 10. Les pressions sur la toiture

Zone	$C_d$	$q_{dy}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j(N/m^2)$
F	0.93	914.95	-1.32	0.8	-1805.62
G	0.93	914.95	-0.74	0.8	-1312.09
H	0.93	914.95	-0.5	0.8	-1106.17
I	0.93	914.95	$\pm 0,2$	0.8	-510.54 -850.90

Zone	$C_d$	$q_{dy}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j(N/m^2)$
F	0.93	914.95	-1.32	-0.5	-699.44
G	0.93	914.95	-0.74	-0.5	-205.92
H	0.93	914.95	-0.5	-0.5	0.00
I	0.93	914.95	$\pm 0,2$	-0.5	-595.63 255.27

### II.5. Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'obtenir des efforts climatiques dus au vent et à la neige, qui nous serviront par la suite dans le dimensionnement des éléments composants de l'ouvrage.

# ETUDE DE PLANCHIER

### III.1. Généralités

Les planchers à ossature métallique sont de deux types principaux :

- Les planchers courants représentés par des poutres et solives métalliques, avec dalle en béton, appelés planchers collaborants et qui sont destinés à séparer les étages d'une construction.
- Les planchers de type industriel représentés aussi par des poutres et solives, avec un parterre en tôle striée.

Les ossatures de planchers doivent être étudiées en vue des charges qu'elles auront à supporter et en vue de l'agencement de tous les éléments constructifs.

Dans notre cas, il s'agit d'une construction à usage administratif (bureaux), où la charge d'exploitation est importante ( $5 \text{ KN/ m}^2$ ), pour cela on procède par les planchers mixtes (acier-béton), avec dalles collaborantes, où la dalle est en béton posée sur des solives à l'aide d'un intermédiaire qui joue le rôle d'un coffrage perdu fabriqué en tôle nervurée (TN40). La dalle est dite collaborante, car elle participe à l'inertie globale du plancher et à la stabilité de la structure, ce qui impose qu'elle soit liaisonnée avec la structure porteuse. Pour cela il faut prévoir des dispositifs de liaison (connecteurs) à l'interface acier-béton, qui solidarissent la dalle et les poutres entre elles et s'opposent à leur glissement.

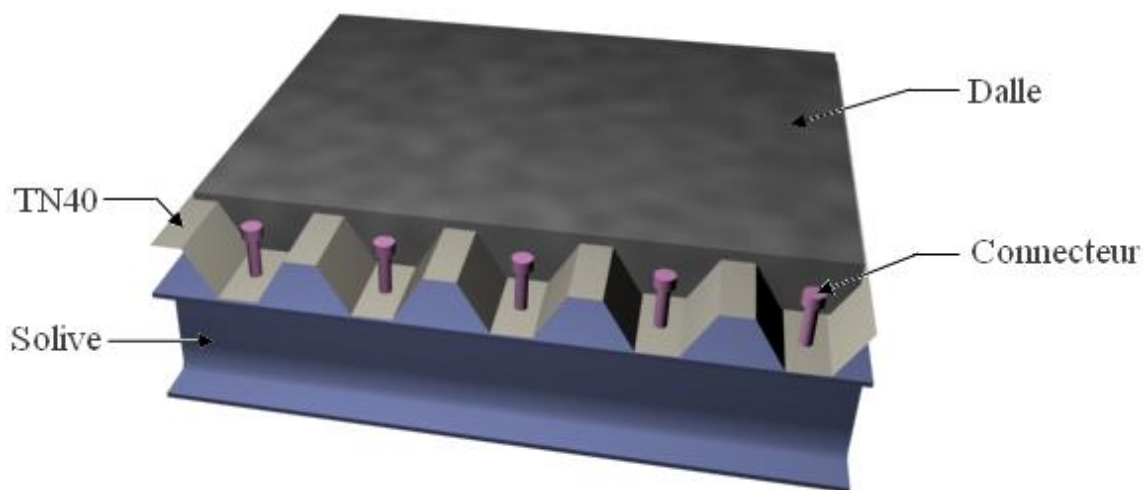


Figure III. 1. Eléments constitutifs du plancher mixte

### III.2. Disposition des solives

Pour le plancher de notre ouvrage, les solives sont disposées dans chaque trame de 4 solives pour les bureaux avec :



- la distance entre les solives est  $d = 1.105$  m.
- la longueur de solives est  $l = 4.95$  m

Tableau III. 1. Longueurs et espacement des solives

Entraxe (m) \ Longueur (m)	0.93	1.00	1.07	1.105
3.10	/	4	24	4
4.95	/	3	/	7
4.50	3	5	/	7
4.85	4	5	/	5

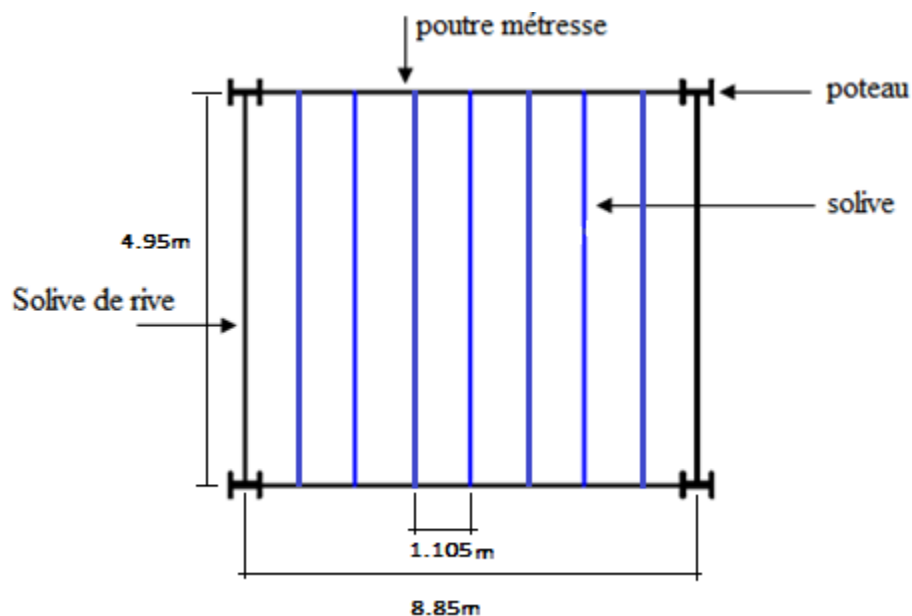


Figure 3. 2. Disposition des solives sur les poutres maitresses

### III.3. Notations

- Pour faire une étude technique sur un plancher mixte, on fait une section transversale dans ce dernier, et nous obtenons la figure.3. 3., et on suppose que :

- 1- La liaison entre l'acier et le béton est rigide. Les deux matériaux ne peuvent glisser l'un sur l'autre, ils en sont empêchés par les connecteurs.
- 2- L'acier et le béton sont supposés être des matériaux élastiques obéissant à la loi de Hooke.

- 3- Il est possible d'étudier la section comme elle était formée d'un matériau homogène, nous homogénéiserons la section par rapport à l'acier, c'est-à-dire nous considérons que toute section  $B$  de béton équivaut à une section fictive d'acier :

$$\Delta A = \frac{B}{n} ,$$

Avec  $n$  : le Coefficient d'équivalence acier-béton, défini par :  $n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{21000}{14500} = 14.48$

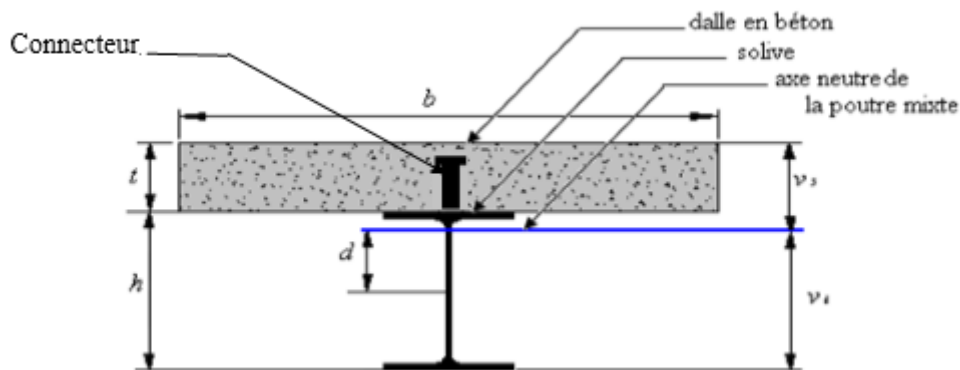


Figure III. 3. Section transversale du plancher

- On note par :

$h$  : Hauteur de la poutre (solive) en acier ;

$t$  : épaisseur de la dalle en béton ;

$b$  : Largeur de la dalle collaborant ;

$v_s$  : Distance de l'axe neutre à la fibre supérieure de la dalle ;

$v_i$  : Distance de l'axe neutre à la fibre inférieure de la poutre ;

$d$  : Distance de l'axe neutre au centre de gravité de la poutre en acier ;

$A$  : Aire de la section de la poutre en acier ;

$B$  : Aire de la section du béton seul ;

$S$  : Aire de la section totale rendue homogène ;

$I_A$  : Moment d'inertie de la poutre en acier ;

$W_y$  : Module d'inertie de la poutre en acier, par rapport à l'axe y ; -

$\gamma_{M0}$  : Coefficient de sécurité partiel ( $\gamma_{M0}=1$ ) ;

$I_B$  : Moment d'inertie de la section du béton seul ;

$I$  : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène.

### III.4. Caractéristiques des éléments constructifs

#### ➤ L'acier

On utilise des poutres IPE, comme solives, qui ont les caractéristiques suivantes :

Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal)  $E_a = 210000$  Mpa ;

La limite élastique de traction,  $f_y = 275$  Mpa ;

La limite élastique de cisaillement,  $\tau = 0.58 f_y = 136.3$  Mpa;

#### ➤ Le béton

Pour les planchers, on utilise un béton C20/25 dont les caractéristiques sont :

La résistance caractéristique à la compression :  $f_{c28} = 25$  Mpa ;

La résistance caractéristique à la traction :  $f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2,1$  Mpa ;

La masse volumique :  $\rho = 2500$  Kg/m<sup>3</sup> ;

Le module d'élasticité longitudinale  $E_b = \frac{E_{cm}}{2} = \frac{29000}{2} = 14500$  Mpa.

Le coefficient de retrait  $\varepsilon = 2 \times 10^{-4}$  .

### III.5. Etude de planchers courants

#### III.5.A. Vérification au stade de montage

##### III.5.A.1 Evaluation des charges

##### III.5.A.1.1. Les charges permanentes

- Poids de la dalle :  $G_1 = 25 \times 0,1 = 2,5$  kN/m<sup>2</sup>

- Poids de la tôle (TN40) :  $G_2 = 0,11$  kN/m<sup>2</sup>

$G = (2,5 + 0,11) \times 1,105 = 2,884$  kN/m

### III.5.A.1.2. Les charges d'exploitation

- $Q = 5 \times 1,105 = 5,525 \text{ kN/m}$

### III.5.A.1.3. Combinaison des charges

- Combinaison a l'ELS :

$$q_s = G + Q = 8.409 \text{ kN/m}$$

- Combinaison a l'ELU :

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 12,180 \text{ kN/m}$$

### III.5.A.1.4. Dimensionnement des solives

$$f = \frac{5q_s l^4}{384EI_a} \leq \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 8.409 \times 4950^4 \times 250}{384 \times 21 \times 10^4 \times 4950}$$

$$I_y \geq 1580.95$$

Donc le profilé est : **IPE 200**

Les caractéristiques et les dimensions qu'on peut utiliser sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III. 2. Les caractéristiques des solives de l'IPE140

h(mm)	b(mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r(mm)	d(mm)	p(Kg/m)
200	100	5.6	8.5	12	112,2	22.4
A(cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )
28.5	1943	8.26	221	142	2.24	44.6

### III.5.A.1.5. Les combinaisons des charges

- ELS

$$q_s = \Sigma G + Q = (0.224 + 2.884) + 5.525 = 8.633 \text{ kN/m}$$

- ELU

$$q_u = \gamma_G \cdot \Sigma G + \gamma_Q \cdot Q = 1.35 \times 3.108 + 1.5 \times 5.525 = 12.84 \text{ kN/m}$$

- Vérification de la flèche

$$F_{max} = \frac{5q_s l^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 8.633 \times 4950^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 1943 \times 10^4} = 16.53 \text{ mm} < \frac{l}{250} = \frac{4950}{250} = 19.8 \text{ mm}$$

→ Donc la flèche est vérifiée

### ■ Vérification de la résistance

La condition de la résistance est :

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

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{12.84 \times 4.95^2}{8} = 39.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{PLRd} = \frac{f_y W_y}{\gamma_{MO}} = \frac{275 \times 221 \times 10^{-3}}{1} = 60.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 39.32 \text{ KN.m} \leq M_{PLRd} = 60.77 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(\text{condition vérifiée})$$

### ■ Vérification au cisaillement

On doit vérifier que:

$$V_{sd} \leq V_{plRd}$$

$V_{sd}$  : valeur de calcul de l'effort tranchant.

$V_{plRd}$  : valeur de calcul de la résistance au cisaillement.

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{12.84 \times 4.95}{2} = 31.779 \text{ KN}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_V \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{MO}}$$

$A_V$  : est l'aire de cisaillement égale à :

$$A_V = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_V = 28.5 \times 10^2 - (2 \times 100 \times 8.5) + (5.6 + 2 \times 12)8.5 = 1401.6 \text{ mm}^2$$

$$V_{PLRd} = \frac{1401.6 \times \left(\frac{275}{\sqrt{3}}\right)}{1} = 222.533 \text{ kN}$$

Donc :  $V_{sd} = 31.779 \text{ KN} \leq V_{pl Rd} = 222.533 \text{ kN}$ ..... (Condition vérifiée).

### III.5.A.2. Vérification au stade final

Après durcissement du béton, l'inertie de la dalle participe avec l'inertie des solives, ce qui nous donne une nouvelle inertie  $I$ .

#### III.5.A.2.1. Détermination des sollicitations

Le plancher courant est soumis à la charge permanente due au poids propre de la dalle mixte et tous les accessoires (carrelage, mortier de pose, faux plafond, cloisons...etc.), et à la surcharge d'exploitation des bureaux.

##### - Charges permanentes

Solive :  $G_1 = 0.224 \text{ KN/m}$

Dalle en béton :  $G_2 = 2500 \times 0.1 \times 1.105 = 2.76 \text{ kN/m}$

Tôle (TN40) :  $G_3 = 0.11 \times 1.105 = 0.121 \text{ kN/m}$

Mortier de pose :  $G_4 = 0.40 \times 1.105 = 0.442 \text{ kN/m}$

Carrelage :  $G_5 = 0.40 \times 1.105 = 0.442 \text{ kN/m}$

Faux plafond :  $G_6 = 0.10 \times 1.105 = 0.1105 \text{ kN/m}$

Cloison:  $G_7 = 1 \times 1.105 = 1.105 \text{ kN/m}$

Total:  $G = 5.20 \text{ kN/m}$

##### - Charge d'exploitation

$Q = 5 \times 1.105 = 5.525 \text{ KN/m}$

##### Combinaison des charges

###### • ELS

$$q_s = \Sigma G + Q = 5.20 + 5.525 = 10.725 \text{ kN/m}$$

###### • ELU

$$q_u = \gamma_G \cdot \Sigma G + \gamma_Q \cdot Q = 1,35 \times 5.20 + 1,5 \times 5.525 = 15.30 \text{ kN/m}$$

### III.5.A.2.2. Calcul de la largeur participante du béton

La largeur participante du béton qui participe à l'inertie globale de la section mixte ; notée par  $b_{eff}$ , est donnée selon EC4.4.2.2.1, par :

$$b_{eff} = \min\left(2 \frac{l_0}{8}, b\right) = \min\left(2 \frac{4.95}{8}, 1.105\right)$$

$$B_{eff} = 1.105$$

$l_0$  : la longueur de la solive (4.95m).

### III.5.A.2.3. la position de l'axe neutre

Elle est donnée par la relation :

$$d = \frac{B}{n} \times \frac{t + h}{2 \times S}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} S = A + \frac{B}{n} \\ B = b \times t \end{cases}$$

$$s = 28.5 + \frac{110.5 \times 10}{14.48} = 104.81 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{110.5 \times 10}{14.48} \times \frac{10 + 20}{2 \times 104.81} = 10.92 \text{ cm}$$

$$\mathbf{d = 10.92 \text{ cm}}$$

(L'axe neutre est dans le béton, donc on augmente la section du profilé). On prend un IPE 220.

$$S = 33.4 + \frac{110.5 \times 10}{14.48} = 109.71 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{110.5 \times 10}{14.48} \times \frac{10 + 22}{2 \times 109.71} = 10.89 \text{ cm}^2$$

$$d = 10.89 < h/2 = 11$$

Donc l'IPE 220 est vérifié.

L'axe neutre est dans la semelle du profilé IPE 220.

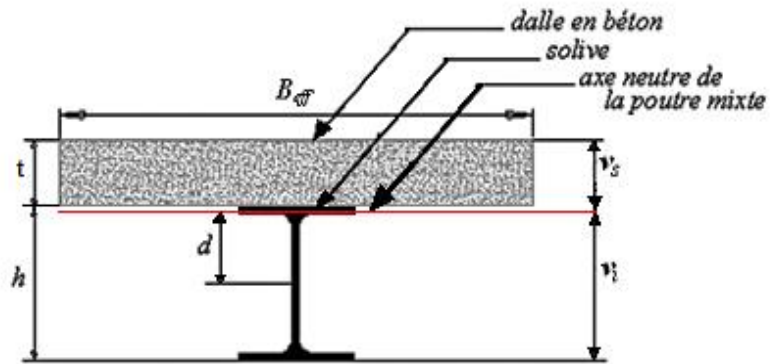


Figure III. 4. Position de l'axe neutre

#### III.5.A.2.4. L'inertie de l'ensemble poutre-dalle

Le moment d'inertie de la poutre mixte, par rapport à son axe neutre est donné par :

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

$$I = 2772 + 33.4 \times (10.89)^2 + \frac{110.5 \times 10^3}{12 \times 14.48} + \frac{110.5 \times 10}{14.48} \left( \frac{10 + 22}{2} - 10.89 \right)^2$$

$$= 9361.58 cm^4$$

$$I = 9361.58 cm^4$$

#### III.5.A.2.5. Contrainte de flexion simple

##### • Contrainte dans la poutre d'acier

##### - Semelle inférieure : (Traction)

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{max}}{I_A} \cdot v_i ,$$

$$\text{avec : } v_i = \frac{h}{2} + d = \frac{22}{2} + 10.89 = 21.89 cm$$

$$M = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{15.30 \times 4.95^2}{8} = 46.86 kN.m$$

$$\sigma_{ai} = \frac{46.86}{9361.58} 21.89 \times 10^{-2} = 10.95 \times 10^{-4} kN/m^2$$



$$\sigma_{ai} = 1.09 \text{ Mpa}$$

- Semelle supérieure : (Compression)

$$\sigma_{as} = \frac{M_{max}}{I_{\Delta}} \cdot (v_s - t) \quad , \text{ avec :}$$

$$V_s = \frac{h}{2} + t - d = \frac{22}{2} + 10 - 10.89 = 10.11 \text{ cm}$$

$$\sigma_{as} = \frac{46.86}{9361.58} \times (10.11 - 10) = 5.50 \times 10^{-4} \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{as} = 0.55 \text{ Mpa}$$

• Contrainte dans la dalle en béton

- Fibre supérieure : (Compression)

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{max}}{n \cdot I_{\Delta}} \cdot v_s$$

$$\sigma_{bs} = \frac{46.86}{14.48 \times 9361.58 \times 10^{-8}} \times 10.11 \times 10^{-2} = 3494.9 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bs} = 3.49 \text{ Mpa}$$

- Fibre inférieure : (Compression)

$$\begin{aligned} \sigma_{bi} &= \frac{M_{max}}{n \cdot I_{\Delta}} \cdot (v_s - t) = \frac{46.86}{14.48 \times 9361.58 \times 10^{-8}} \times (10.11 - 10) \times 10^{-2} \\ &= 38.02 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_{bi} = 0.038 \text{ Mpa}$$

III.5.A.2.6. Vérification à l'effort tranchant: (cisaillement)

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{15.3 \times 4.95}{2} = 37.86 \text{ KN}$$

$$V_{piRd} = \frac{A_V \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{piRd} = 1591.08 \times (275 / \sqrt{3}) / 1$$

$$V_{piRd} = 252.617 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 37.86 \text{ kN} < V_{piRd} = 252.61 \text{ kN} \rightarrow$  *Donc la condition est vérifiée*

### III.5.A.2.7. Vérification de la flèche

$$F_{max} = \frac{5q_s l^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 10.725 \times 4950^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 2772 \times 10^4} = 14.40 \text{ mm} < \frac{l}{250} = \frac{4950}{250} = 19.8 \text{ mm}$$

$\rightarrow$  Donc la flèche est vérifiée

### III.5.A.2.8. Contraintes additionnelles de retrait

Après coulage de la dalle, le béton en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement  $\varepsilon$ ). Mais la dalle étant solidarisée avec les poutres en acier, ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier/béton.

L'effet du retrait peut, en outre, se cumuler avec l'effet d'un abaissement de température (gradient thermique).

Ces effets provoquent :

- un raccourcissement  $\varepsilon_a$  de la poutre acier,
- un allongement  $\varepsilon_b$  de la dalle béton (par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend, en fait, ce qui équivaut à un allongement).

Et on calcule :

$$\beta = \frac{h + t}{2} = \frac{22 + 10}{2} = 16 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \beta = 16 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{I_a}{A_a \cdot \beta} = \frac{2772}{33.4 \times 16} = 5.18 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \alpha = 5.18 \text{ cm}$$

$$k = \frac{B \cdot E_a \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A_a}{n \cdot I_a \cdot A_a + B \cdot I_a + B \cdot A_a \cdot \beta^2}$$

$$k = \frac{(110 \times 10) \times 21 \cdot 10^6 \times 2 \cdot 10^{-4} \times 16 \times 33.4}{14.48 \times 2772 \times 33.4 + (110 \times 10) \times 2772 + (110 \times 10) \times 33.4 \times 16^2}$$

$$k = 178.97 \text{ N/cm}^3 = 1.789 \text{ N/mm}^3$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{22}{2} + 5.18 = 16.18 \text{ cm}$$

$$\rightarrow y_1 = 16.18 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 16.18 + 10 = 26.18 \text{ cm}$$

$$\rightarrow y_2 = 26.18 \text{ cm}$$

$$E_a \cdot \varepsilon = 21000 \cdot 2 \cdot 10^{-4} = 4,2 \text{ daN/mm}^2 = 42 \text{ Mpa}$$

D'où les valeurs des contraintes :

- **Dans l'acier**

- **Semelle inférieure : (Traction)**

$$\sigma_{ai} = k \cdot (h - y_1) = 178.97 \times (22 - 16.18) = 1041.6 \text{ N/cm}^2 = 10.41 \text{ N/mm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{ai} = 10,41 \text{ N/mm}^2$$

- **Semelle supérieure : (Compression)**

$$\sigma_{as} = K \cdot y_1 = 178.97 \times 16.18 = 2895.73 \text{ N/cm}^2 = 28.95 \text{ N/mm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{as} = 28.95 \text{ N/mm}^2$$

- **Dans le béton**

- **Fibre inférieure : Compression**

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{n} (E_a \varepsilon - K y_1)$$

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{14.48} (21 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-4} - 178.97 \times 16.18) = 90.07 \text{ N/cm}^2 = 0.90 \text{ N/mm}^2$$

- **Fibre supérieure : Traction**

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{n} (E_a \varepsilon - K y_2)$$

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{14.48} (21 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-4} - 178.97 \times 26.18) = -33.5 \text{ N/cm}^2 = -0.33 \text{ N/mm}^2$$

### III.5.A.2.9. Contraintes finales

#### • Dans l'acier

##### - Semelle inférieure : (Traction)

$$\sigma_{ai} = -1.09 - 10.41 = -11.5 \text{ N/mm}^2 < 275 \text{ N/mm}^2$$

##### - Semelle supérieure : (Compression)

$$\sigma_{as} = 0.55 + 28.95 = 29.5 \text{ N/mm}^2 < 27 < 5 \text{ N/mm}^2$$

#### • Dans le béton

##### - Fibre inférieure : (Compression)

$$\sigma_{bi} = 0.038 + 0.9 = 0.94 \text{ N/mm}^2 < 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ N/mm}^2$$

##### - Fibre supérieure : (Compression)

$$\sigma_{bs} = 3.49 - 0.33 = 3.16 \text{ N/mm}^2 < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ N/mm}^2$$

### Calcul de plancher terrasse inaccessible :

#### III.5.B.1. Vérification au stade de montage

##### III.5.B.1.1. Evaluation des charges

##### III.5.B.1.1.1. Les charges permanentes

- Poids de la dalle :  $G_1 = 25 \times 0,1 = 2,5 \text{ kN/m}^2$

- Poids de la tôle (TN40) :  $G_2 = 0,11 \text{ kN/m}^2$

$$G = (2,5 + 0,11) \times 1,105 = 2,884 \text{ kN/m}$$

##### III.5.B.1.1.2. Les charges d'exploitation

- $Q = 1 \times 1,105 = 1,105 \text{ KN/m}$

**III.5.B.1.1.3. Combinaison des charges**

- Combinaison a l'ELS :

$$q_s = G + Q = 3.989 \text{ kN/m}$$

- Combinaison a l'ELU :

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 5.5509 \text{ kN/m}$$

**III.5.B.1.1.4. Dimensionnement des solives**

$$f = \frac{5q_s l^4}{384EI_a} \leq \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 3.989 \times 4950^4 \times 250}{384 \times 21 \times 10^4 \times 4950}$$

$$I_y \geq 749.96$$

Donc le profilé est un IPE 160.

Les caractéristiques et les dimensions qu'on peut utiliser sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau III. 3. Les caractéristiques des solives de l'IPE140**

h(mm)	b(mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r(mm)	d(mm)	p(Kg/m)
160	82	5	7.4	9	112,2	15.8
A(cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )
20.1	869	6.58	124	68.4	1.84	26.1

**III.5.B.1.1.5. Les combinaisons des charges**

- ELS

$$q_s = \Sigma G + Q = (0.224 + 2.884) + 1.105 = 4.147 \text{ kN/m}$$

- ELU

$$q_u = \gamma_G \cdot \Sigma G + \gamma_Q \cdot Q = 1.35 \times 3.042 + 1.5 \times 1.105 = 5.764 \text{ kN/m}$$

**■ Vérification de la flèche**

$$F_{max} = \frac{5q_s l^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 4.147 \times 4950^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 869 \times 10^4} = 17.76 \text{ mm} < \frac{l}{250} = \frac{4950}{250} = 19.8 \text{ mm}$$

→ Donc la flèche est vérifiée

### ■ Vérification de la résistance

La condition de la résistance est :

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

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{4.764 \times 4.95^2}{8} = 14.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{PLRd} = \frac{f_y W_y}{\gamma_{MO}} = \frac{275 \times 124 \times 10^{-3}}{1} = 34.1 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 14.59 \text{ KN.m} \leq M_{PLRd} = 34.1 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(\text{condition vérifiée})$$

### ■ Vérification au cisaillement

On doit vérifier que:

$$V_{sd} \leq V_{plRd}$$

$V_{sd}$  : valeur de calcul de l'effort tranchant.

$V_{plRd}$  : valeur de calcul de la résistance au cisaillement.

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{5.764 \times 4.95}{2} = 28.531 \text{ KN}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_v \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{MO}}$$

$A_v$  : est l'aire de cisaillement égale à :

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

$$A_v = 16 \times 10^2 - (2 \times 82 \times 7.4) + (5 + 2 \times 9)7.4 = 883.4 \text{ mm}^2$$

$$V_{PLRd} = \frac{883.4 \times \left(\frac{275}{\sqrt{3}}\right)}{1} = 140.258 \text{ kN}$$

Donc :  $V_{sd} = 28.531 \text{ KN} \leq V_{plRd} = 140.258 \text{ kN} \dots\dots\dots$  (Condition vérifiée).

### III.5.B.2. Vérification au stade final

Après durcissement du béton, l'inertie de la dalle participe avec l'inertie des solives, ce qui nous donne une nouvelle inertie  $I$ .

### III.B.2.1. Détermination des sollicitations

Le plancher courant est soumis à la charge permanente due au poids propre de la dalle mixte et tous les accessoires (carrelage, mortier de pose, faux plafond, cloisons...etc.), et à la surcharge d'exploitation des bureaux.

#### - Charges permanentes

$$\text{Solive : } G_1 = 0.158 \text{ KN/m}$$

$$\text{Dalle en béton : } G_2 = 2500 \times 0.1 \times 1.105 = 2.76 \text{ kN/m}$$

$$\text{Tôle (TN40) : } G_3 = 0.11 \times 1.105 = 0.121 \text{ kN/m}$$

$$\text{Etanchéité : } G_4 = 0.15 \times 1.105 = 0.166 \text{ kN/m}$$

$$\text{Gravier : } G_5 = 2.15 \times 1.105 = 2.37 \text{ kN/m}$$

$$\text{Faux plafond : } G_6 = 0.10 \times 1.105 = 0.1105 \text{ kN/m}$$

$$\text{Total: } G = 5.68 \text{ kN/m}$$

#### - Charge d'exploitation

$$Q = 1 \times 1.105 = 1.105 \text{ KN/m}$$

#### Combinaison des charges

##### • ELS

$$q_s = \Sigma G + Q = 5.68 + 1.105 = 6.785 \text{ kN/m}$$

##### • ELU

$$q_u = \gamma_G \cdot \Sigma G + \gamma_Q \cdot Q = 1,35 \times 5.68 + 1,5 \times 1.105 = 9.32 \text{ kN/m}$$

### III.5.B.2.2. Calcul de la largeur participante du béton

La largeur participante du béton qui participe à l'inertie globale de la section mixte ; notée par  $b_{eff}$ , est donnée selon EC4.4.2.2.1, par :

$$b_{eff} = \min \left( 2 \frac{l_0}{8}, b \right) = \min \left( 2 \frac{4.95}{8}, 1.105 \right)$$

$$B_{eff} = 1.105$$

$l_0$  : la longueur de la solive (4.95m).

### III.5.B.2.3. La position de l'axe neutre

Elle est donnée par la relation :

$$d = \frac{B}{n} \times \frac{t + h}{2 \times S}$$

Avec :

$$\begin{cases} S = A + \frac{B}{n} \\ B = b \times t \end{cases}$$

$$s = 20.1 + \frac{82 \times 10}{14.48} = 76.72 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{82 \times 10}{14.48} \times \frac{10 + 16}{2 \times 76.72} = 9.59 \text{ cm}$$

$$d = 9.59 \text{ cm}$$

(L'axe neutre est dans le béton, donc on augmente la section de profile). On prend un IPE 220.

$$S = 33.4 + \frac{110.5 \times 10}{14.48} = 109.71 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{110.5 \times 10}{14.48} \times \frac{10 + 22}{2 \times 109.71} = 10.89 \text{ cm}^2$$

$$d = 10.89 < h/2 = 11$$

Donc l'IPE 220 est vérifié.

L'axe neutre est dans la semelle du profilé IPE 220



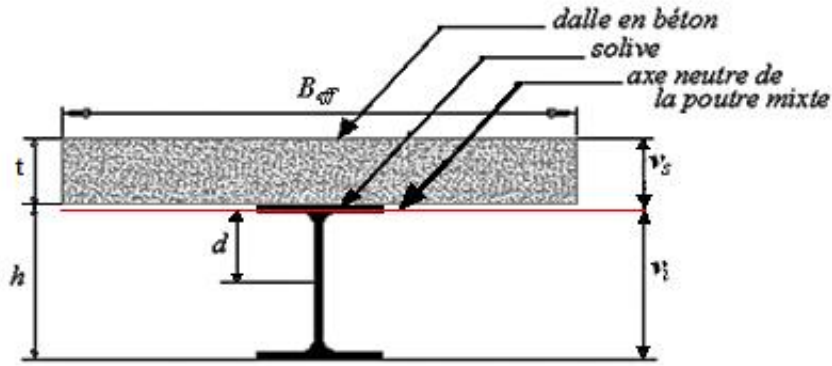


Figure III. 4- Position de l'axe neutre

### III.5.B.2.4. L'inertie de l'ensemble poutre-dalle

Le moment d'inertie de la poutre mixte, par rapport à son axe neutre est donné par :

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

$$I = 2772 + 33.4 \times (10.89)^2 + \frac{110.5 \times 10^3}{12 \times 14.48} + \frac{110.5 \times 10}{14.48} \left( \frac{10 + 22}{2} - 10.89 \right)^2$$

$$= 9361.58 \text{ cm}^4$$

$$I = 9361.58 \text{ cm}^4$$

### III.5.B.2.5. Contrainte de flexion simple

- **Contrainte dans la poutre d'acier**

- **Semelle inférieure : (Traction)**

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{max}}{I_A} \cdot v_i, \quad \text{avec : } v_i = \frac{h}{2} + d = \frac{22}{2} + 10.89 = 21.89 \text{ cm}$$

$$M = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{9.32 \times 4.95^2}{8} = 28.54 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{ai} = \frac{28.54}{9361.58} 21.89 \times 10^{-2} = 6.6 \times 10^{-4} \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ai} = 0.66 \text{ Mpa}$$

- **Semelle supérieure : (Compression)**

$$\sigma_{as} = \frac{M_{max}}{I_{\Delta}} \cdot (v_s - t) \quad , \text{ avec :}$$

$$V_s = \frac{h}{2} + t - d = \frac{22}{2} + 10 - 10.89 = 10.11 \text{ cm}$$

$$\sigma_{as} = \frac{28.54}{9361.58} \times (10.11 - 10) = 3.35 \times 10^{-4} \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{as} = 0.55 \text{ Mpa}$$

● **Contrainte dans la dalle en béton**

- **Fibre supérieure : (Compression)**

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{max}}{n \cdot I_{\Delta}} \cdot v_s$$

$$\sigma_{bs} = \frac{28.54}{14.48 \times 9361.58 \times 10^{-8}} \times 10.11 \times 10^{-2} = 2128.56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bs} = 2.12 \text{ Mpa}$$

- **Fibre inférieure : (Compression)**

$$\begin{aligned} \sigma_{bi} &= \frac{M_{max}}{n \cdot I_{\Delta}} \cdot (v_s - t) = \frac{28.54}{14.48 \times 9361.58 \times 10^{-8}} \times (10.11 - 10) \times 10^{-2} \\ &= 23.15 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_{bi} = 0.023 \text{ Mpa}$$

**III.5.B.2.6. Vérification à l'effort tranchant: (cisaillement)**

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{9.32 \times 4.95}{2} = 23.067 \text{ KN}$$

$$V_{piRd} = \frac{A_V \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{piRd} = 883 \times (275 / \sqrt{3}) / 1$$

$$V_{piRd} = 140.258 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 23.067 \text{ kN} < V_{piRd} = 140.258 \text{ kN} \rightarrow$  *Donc la condition est vérifiée*

### III.5.B.2.7. Vérification de la flèche

$$F_{max} = \frac{5q_s l^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 6.785 \times 4950^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 2772 \times 10^4} = 9.11 \text{ mm} < \frac{l}{250} = \frac{4950}{250} = 19.8 \text{ mm}$$

$\rightarrow$  Donc la flèche est vérifiée

### III.5.B.2.8. Contraintes additionnelles de retrait

Après coulage de la dalle, le béton en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement  $\varepsilon$ ). Mais la dalle étant solidarifiée avec les poutres en acier, ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier/béton.

L'effet du retrait peut, en outre, se cumuler avec l'effet d'un abaissement de température (gradient thermique).

Ces effets provoquent :

- un raccourcissement  $\varepsilon_a$  de la poutre acier,
- un allongement  $\varepsilon_b$  de la dalle béton (par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend, en fait, ce qui équivaut à un allongement).

Et on calcule :

$$\beta = \frac{h + t}{2} = \frac{22 + 10}{2} = 16 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \beta = 16 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{I_a}{A_a \cdot \beta} = \frac{2772}{33.4 \times 16} = 5.18 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \alpha = 5.18 \text{ cm}$$

$$k = \frac{B \cdot E_a \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A_a}{n \cdot I_a \cdot A_a + B \cdot I_a + B \cdot A_a \cdot \beta^2}$$

$$k = \frac{(110 \times 10) \times 21.10^6 \times 2.10^{-4} \times 16 \times 33.4}{14.48 \times 2772 \times 33.4 + (110 \times 10) \times 2772 + (110 \times 10) \times 33.4 \times 16^2}$$

$$k = 178.97 \text{ N/cm}^3 = 1.789 \text{ N/mm}^3$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{22}{2} + 5.18 = 16.18 \text{ cm}$$

$$\rightarrow y_1 = 16.18 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 16.18 + 10 = 26.18 \text{ cm}$$

$$\rightarrow y_2 = 26.18 \text{ cm}$$

$$E_a \cdot \varepsilon = 21000 \cdot 2.10^{-4} = 4,2 \text{ daN /mm}^2 = 42 \text{ Mpa}$$

D'où les valeurs des contraintes :

- **Dans l'acier**

- **Semelle inférieure : (Traction)**

$$\sigma_{ai} = k \cdot (h - y_1) = 178.97 \times (22 - 16.18) = 1041.6 \text{ N/cm}^2 = 10.41 \text{ N/mm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{ai} = 10,41 \text{ N/mm}^2$$

- **Semelle supérieure : (Compression)**

$$\sigma_{as} = K \cdot y_1 = 178.97 \times 16.18 = 2895.73 \text{ N/cm}^2 = 28.95 \text{ N/mm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{as} = 28.95 \text{ N/mm}^2$$

- **Dans le béton**

- **Fibre inférieure : (Compression)**

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{n} (E_a \varepsilon - K y_1)$$

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{14.48} (21 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-4} - 178.97 \times 16.18) = 90.07 \text{ N/cm}^2 = 0.90 \text{ N/mm}^2$$

- **Fibre supérieure : (Traction)**

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{n} (E_a \varepsilon - K y_2)$$

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{14.48} (21 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-4} - 178.97 \times 26.18) = -33.5 \text{ N/cm}^2 = -0.33 \text{ N/mm}^2$$

### III.5.B.2.9. Contraintes finales :

- Dans l'acier

- Semelle inférieure : (Traction)

$$\sigma_{ai} = -0.66 - 10.41 = -11.07 \text{ N/mm}^2 < 275 \text{ N/mm}^2$$

- Semelle supérieure : (Compression)

$$\sigma_{as} = 0.55 + 28.95 = 29.5 \text{ N/mm}^2 < 275 \text{ N/mm}^2$$

- Dans le béton

- Fibre inférieure : (Compression)

$$\sigma_{bi} = 0.023 + 0.9 = 0.923 \text{ N/mm}^2 < 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ N/mm}^2$$

- Fibre supérieure : (Compression)

$$\sigma_{bs} = 2.12 - 0.33 = 1.79 \text{ N/mm}^2 < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ N/mm}^2$$

### III.6. Calcul des connecteurs :

#### III.6.1. Introduction :

Le fonctionnement de façon monolithique d'un tel plancher n'est possible que si la connexion entre la poutre métallique et le béton se fait sans glissement, c'est pourquoi, on est obligé de disposer des éléments de liaison appelés **connecteurs**.

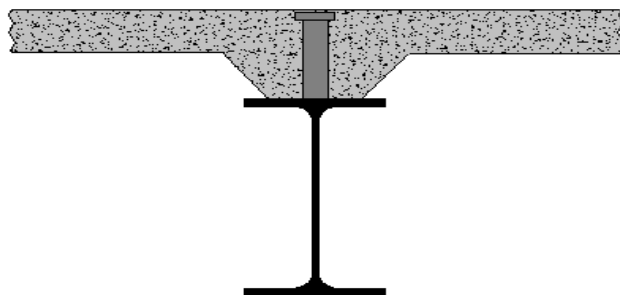


Figure III. 5. Connexion acier-béton.

Ces connecteurs ont pour rôles :

- De recevoir un effort de cisaillement de la part de la poutre métallique qu'ils transmettent au béton par butée ; cet effort correspond à l'effort de glissement, c'est-à-dire à la variation de compression du béton due à la flexion.
- D'empêcher un soulèvement du béton ; cet effort de soulèvement est donnée par l'EC 4 comme n'étant pas inférieur à 10% de sa résistance ultime au glissement.

Le dimensionnement de la connexion est réalisé en supposant une connexion complète.

On utilise des tôles profilées en acier et des goujons à tête d'épaisseur de **6.4 mm** et de diamètre  **$d_t = 24$  mm** dont l'acier a une résistance ultime en traction spécifiée de  $f_u = 450$  MPa (EC4 .6.3.2.1 limite la valeur à prendre en compte à 500 MPa ).

La hauteur des goujons  **$h$**  est de **65 mm**, ainsi que le diamètre  **$d = 16$  mm**

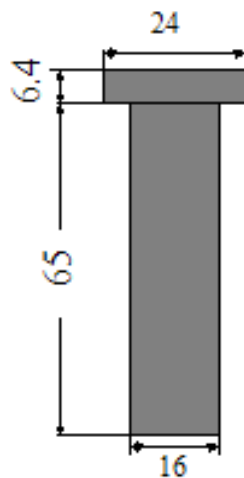


Figure III. 6. Dimensions du connecteur

### III.6.2. Le nombre de goujons et l'espacement

Il doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé section 6.2 Eurocode 4, divisé par la résistance de calcul d'un connecteur  $P_{Rd}$  section 6.3 ou 6.5 Eurocode 4.

$$N \geq \frac{N_l}{P_{Rd}}$$

$P_{Rd}$  : la résistance d'un connecteur

$N_l$  : l'effort de cisaillement longitudinal

### III.6.3. Calcul de la résistance d'un connecteur $P_{Rd}$

La résistance ultime d'un connecteur  $P_{Rd}$  est donnée par :

$$\text{min de } \begin{cases} P_{Rd} = 0.8 f_u \frac{\pi d^2}{4} \frac{1}{\gamma_v} \\ P_{Rd} = 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} \end{cases}$$

Avec:-  $f_{ck}$  : résistance caractéristique à la compression du béton (20MPa).

-  $\gamma_c$  : coefficient du béton =1,5 en combinaison fondamentale.

- $f_u$  : la contrainte résistante ultime de l'acier du goujon (360MPa).
- $\alpha = 1,0$  pour  $\frac{h}{d} \geq 4$  (avec goujon ductile)
- $E_{cm}$  : module de Young instantané du béton (29000 MPa)
- $\gamma_v = 1,25$ , le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime.

AN :

$$P_{Rd} = \text{min de } \begin{cases} 0.8 \times 360 \times \frac{3.14 \times 16^2}{4} \frac{1}{1.25} = 46324.66N = 46.324kN \\ 0.29 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{20 \times 29000} \times \frac{1}{1.25} = 45231.59N = 45.23kN \end{cases}$$

Donc :  $P_{Rd} = 45.23 \text{ kN}$

#### III.6.4. Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal $V_l$

$$V_l = F_{cf}$$

$$F_{cf} = \text{min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_a f_y}{\gamma_a} \dots (1) \\ \frac{0.85 A_c f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{sl} f_{sk}}{\gamma_s} \dots (2) \end{array} \right\}$$

$$A_a = 33.4 \text{ cm}^2 (\text{IPE 220})$$

$$f_y = 275 \text{ N/mm}^2 (\text{S275})$$

$$f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\gamma_a = 1.1$$

$$A_c = b_{eff} \times t = 110.5 \times 10 = 1105 \text{ cm}^2$$

$$A_{se} = 0. \text{ pas de ferrailage.}$$

$$F_{cf} = \frac{A_a f_y}{\gamma_a} = \frac{33.4 \times 10^4 \times 235}{1.1}$$

$$F_{cf}^{(1)} = 713.54 \text{ KN}$$

$$F_{cf}^{(2)} = \frac{0.85 A_c f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{0.85 \times 1105 \times 10^4 \times 20}{1.5}$$

$$F_{cf} = 1252.33 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } V_i = F_{cf} = 713.54 \text{ kN}$$

D'où le nombre des connecteurs N est :

$$N \geq \frac{V_i}{P_{Rd}} = \frac{713.54}{45.42} = 15.70$$

$$N \geq \frac{V_l}{P_{Rd}} = \frac{608.86}{454.23} = 13.46$$

$$\mathbf{N = 16 \text{ goujons.}}$$

### III.6.5. L'espacement des goujons

- L'espacement est détaillé dans l'EC4 6.3.2, 6.3.3.

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

Selon l'EC4.4.1.2, une section transversale critique comprend :

- Une section de moment fléchissant maximum ;
- Une section sur appuis ;

Le moment fléchissant max se trouve au milieu des solives, donc  $L_{cr} = \frac{1}{2} L$

Alors l'espacement des connecteurs S est :

$$S = \frac{L_{cr}}{N} \text{ ou } L_{cr} = \frac{l}{2} = \frac{4950}{2} = 2475 \text{ mm}$$

$$S = \frac{2475}{16} = 154.68 \text{ mm}$$



- Donc, les 16 connecteurs dont les dimensions : diamètre  $d = 16 \text{ mm}$ , hauteur  $h = 65 \text{ mm}$ , diamètre de tête de goujon  $24 \text{ mm}$ , hauteur de tête  $6.4 \text{ mm}$  ; espacés de  $15.46 \text{ cm}$  entre eux uniformément réparties sur toute la longueur des solives, sont disposés pour solidariser la dalle avec les solives.

-

### III.7. Conclusion

A travers cette étude nous avons calculé le plancher mixte réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur  $10 \text{ cm}$  posée sur des solives IPE220.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre  $16 \text{ mm}$ , espacées de  $65 \text{ cm}$  entre eux.

Les solives seront disposées sur poutre maitresses qui sera traitées établies dans le chapitre d'étude des portiques.

# ETUDE DE L'ESCALIER

### IV.1. Introduction :

L'escalier est une construction permettant aux personnes de se déplacer d'un étage à un autre, grâce à une suite de marches. Dérivé de l'échelle au niveau étymologique, sa différence avec elle est d'être fixe.

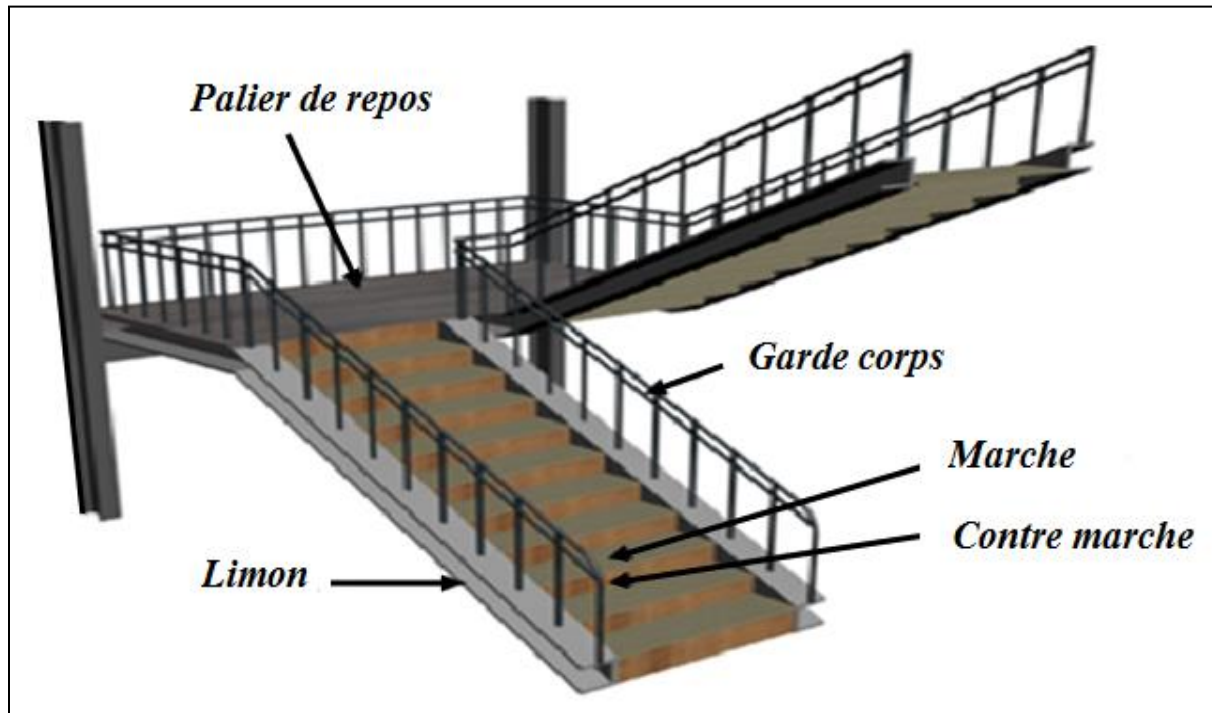


Figure IV. 1. Présentation en perspective de l'escalier

### IV.2. Définitions :

- Cage d'escalier : Pièce dans laquelle se trouve notre escalier.
- Palier : Est un espace plat et spacieux qui marque un étage après une série des marches, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- Giron : Est une largeur d'une marche d'escalier mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.
- Volée : Est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- Limon : Est un élément incliné supportant les marches, pour les limons on emploie des profils ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un profilé en U sur l'âme verticale, situé sur le "côté" de l'escalier, parallèle au mur.
- Marche : Est la partie sur laquelle vous posez les pieds. Elle est parallèle au sol.
- Contremarche : Est la partie verticale de la marche.

## IV.3. Choix des dimensions :

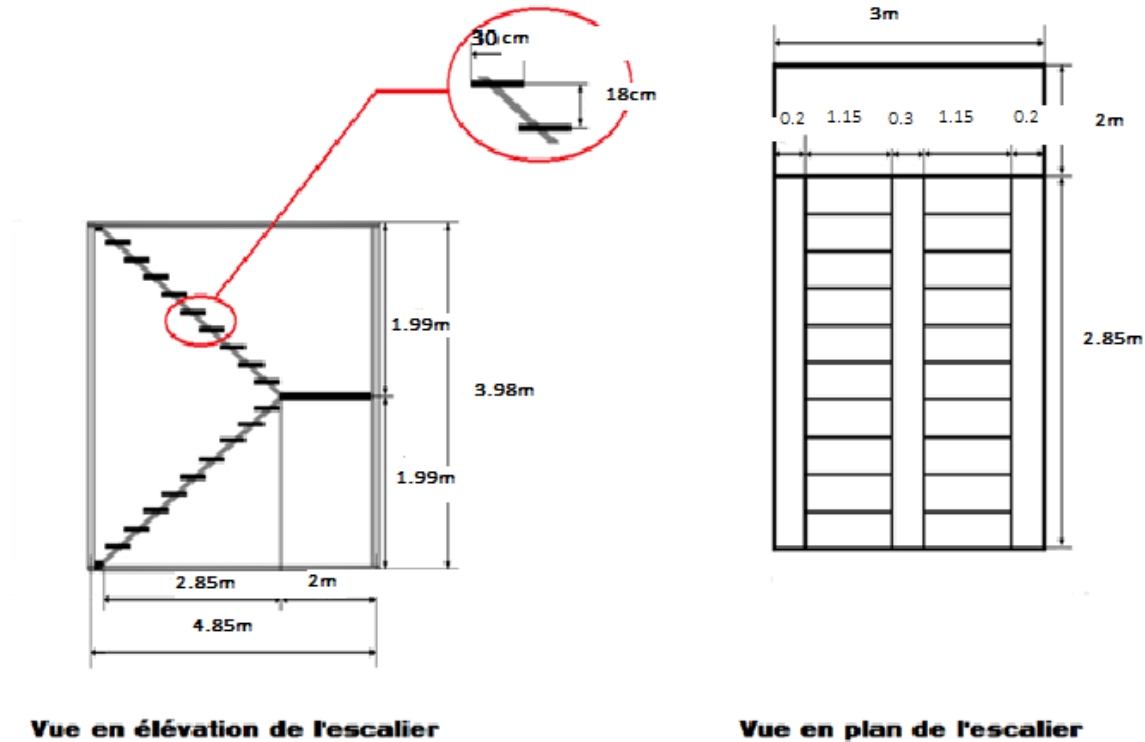


Figure IV. 2. Dimensions de l'escalier

## a) Formule de Blondel :

$$\begin{cases} 60 \leq 2H + G \leq 66 \text{ cm} \\ 27 \leq G \leq 30 \text{ cm} \\ 16,5 \leq H \leq 18,5 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

G : La largeur de la marche.

H : La hauteur de la marche.

Comme les hauteurs des étages escaliers sont égales, nous allons étudier les escaliers de passage du RDC ; puis généraliser la conception au 1<sup>er</sup> étage.

## b) Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :

La hauteur de l'étage :  $h = 3.98 \text{ m}$ .

Les dimensions en plan de la cage d'escalier :  $(4.85 \times 3) \text{ m}^2$ .

On dispose 02 volées dans chaque étage, et la hauteur de chacun est :

$$h' = \frac{h}{2} = \frac{3.98}{2} = 1.99 \text{ m}$$

La largeur d'une volée est :  $l = 1.15 \text{ m}$ .

La longueur d'une volée est :  $L = 3 \text{ m}$ .

La pente :  $\alpha = 33.55^\circ$

On admet une hauteur de marche :  $H = 18 \text{ cm}$

Le nombre de marche "n" est :

$$n = \frac{h'}{H} = \frac{396}{18} = 22 \text{ contre - marches} \rightarrow N^{br} \text{ de marches} = 20 \text{ marches}$$

$$n' = \frac{h'}{H} = \frac{199}{18} = 11 \text{ contre - marches} \rightarrow N^{br} = \text{de marches} = 10 \text{ marches}$$

La largeur d'une marche est :

$$G = \frac{L}{n} = \frac{300}{10} = 30 \text{ cm}$$

$$G = 27 \text{ cm}$$

**Vérification de la formule de Blondel :**

$$\begin{cases} 60 \leq 2H + G \leq 66 \text{ cm} \\ 27 \leq G \leq 30 \text{ cm} \\ 16,5 \leq H \leq 18,5 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 60 \leq 63.36 \leq 66 \text{ cm} \\ 27 \leq 27 \leq 30 \text{ cm} \\ 16.5 \leq 18.18 \leq 18.5 \text{ cm} \end{cases}$$

**Formule de Blondel vérifiée.**

#### IV.4. Dimensionnement de la cornière (support):

Les marches sont construites avec des tôles striées d'épaisseur 5 mm rigidifiées par des cornières jumelées soudées au milieu des tôles. Les cornières jumelées sont soudées avec les cornières d'attaches, ces dernières sont boulonnées avec le limon.

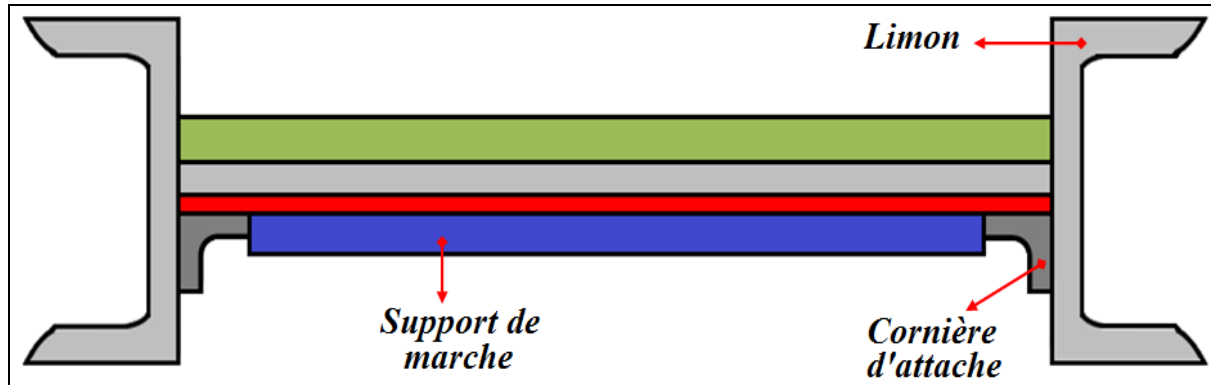


Figure IV. 3. Les constituants de la marche

La longueur de la marche :  $L = 1,15 \text{ m}$

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

Les cornières sont en acier S275 :

$f_y = 27,5 \text{ daN/mm}^2$  (la limite élasticité d'acier).

$E = 21000 \text{ daN/mm}^2$  (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

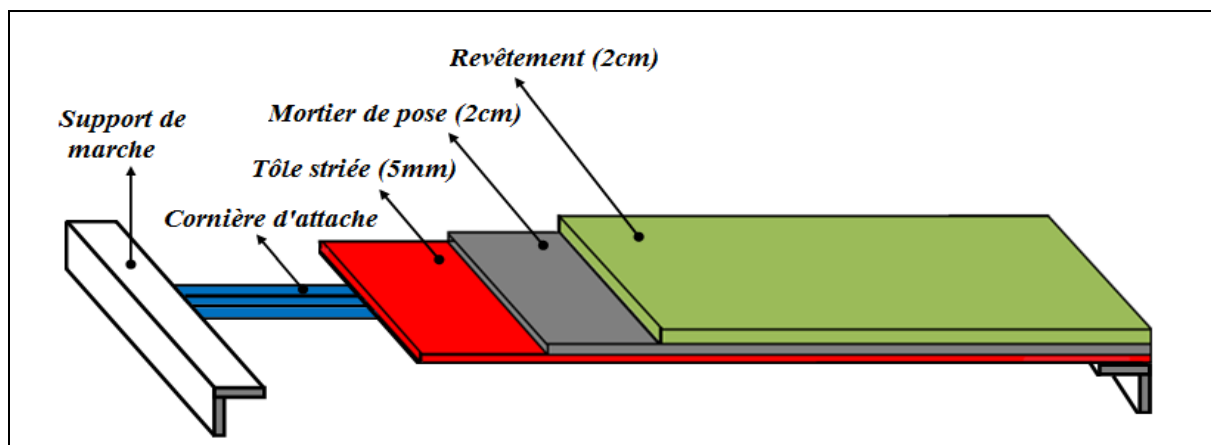


Figure IV. 4. Détermination la section de cornière:

**Evaluation des charges:**

**i. Les charges permanentes : (Sauf poids de profile)**

Tôle striée (5mm) .....  $G1 = 45 \text{ daN/m}^2$

Mortier de ciment (2cm) .....  $G2 = 40 \text{ daN/m}^2$

Revêtement (2cm) .....  $G3 = 44 \text{ daN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d = (45 + 40 + 44) \times 0.30 = 38.7 \text{ daN/m}$$

$$G = 38.7 \text{ daN/m}$$

### ii. Les charges d'exploitation :

$$Q = 250 \times 0.30 = 75 \text{ daN/m}$$

$$Q = 75 \text{ daN/m}$$

### Les combinaisons des charges : (ELS)

$$F = G + Q = 38.7 + 75 = 113.7 \text{ daN/m}$$

$$F = G + Q = 113.7 \text{ daN/m}$$

Dans notre cas on a une poutre posé sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie

donc la flèche est :  $f = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I}$  et la flèche admissible :  $f_{ad} = \frac{l}{300}$ .

$$\text{Tel que : } f = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{1500 \times F \times l^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{1500 \times (1.13) \times (1150)^3}{384 \times 210000} = 3.19 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 3.19 \text{ cm}^4$$

La cornière qui correspond est L 40×40×4 dont les caractéristiques sont :

Tableau IV. 1 Caractéristiques et dimensions de la cornière 40 × 40 × 4

a (mm)	t (mm)	r (mm)	r1 (mm)	d (mm)
40	4	6	3	1,12
A (cm <sup>2</sup> )	P (daN/m)	I <sub>y</sub> = I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>el,y</sub> = W <sub>el,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>z</sub> = i <sub>y</sub> (cm)
3,08	2,42	4,47	1,55	1,21

### Evaluation des charges :

#### i. Les charges permanentes : (+ Poids du profilé)

- Tôle striée (5mm) : G1= 45 daN/m<sup>2</sup>

- Mortier de ciment (2cm) : G2= 40 daN/m<sup>2</sup>

- Revêtement (2cm) : G3= 44 daN/m<sup>2</sup>

- Poids de profilé (L40×40×4) :  $P = 2,42 \text{ daN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + p = (45 + 40 + 44) \times 0.3 + 2.42 = 41.12 \text{ daN/m}$$

$$G = 41.12 \text{ daN/m}$$

**Les combinaisons des charges :**

- **ELS :**

$$F = G + Q = 41.12 + 75 = 116.12 \text{ daN/m}$$

$$F = 116.12 \text{ daN/m}$$

- **ELU :**

$$F' = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 41.12) + (1.5 \times 75) = 168.012 \text{ daN/m}$$

$$F' = 168.012 \text{ daN/m}$$

- **Vérification à la flèche :**

La vérification se fait à ELS :

$$\text{On vérifie la condition suivante : } f = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{300} = \frac{1150}{300} = 3.83 \text{ mm}$$

$$f_z = \frac{5 \times F \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times (1161.2 \times 10^{-3}) \times (1150)^4}{384 \times (210000) \times (4.47 \times 10^4)} = 2.81 \text{ mm}$$

$$f_z = 2.81 \text{ mm}$$

$$f_z = 2.81 \text{ mm} < f_{ad} = 3.83 \text{ mm}$$

*Condition vérifiée.*

#### IV.4.2. Vérification l'effort tranchant (cisaillement):

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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



Tel que :

$$V_{sd} = \frac{F' \times l}{2} = \frac{168.012 \times 1.15}{2} = 96.6 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 96.6 \text{ daN}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{308 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 445.6 \text{ daN}$$

$$V_{pl.rd} = 445.6 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 96.6 \text{ daN} < V_{pl.rd} = 445.6 \text{ daN}$$

*Condition vérifiée.*

#### IV.4.3. Vérification au moment fléchissant (résistance):

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

Tel que :

$$M_{sd} = \frac{F' \times L^2}{8} = \frac{168.012 \times 1.15^2}{8} = 27.77 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 27.77 \text{ daN.m}$$

$$M_{c,rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0.155 \times 275}{1.1} = 38.75 \text{ daN.m}$$

$$M_{c,rd} = 38.75 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 27.77 \text{ daN.m} < M_{c,rd} = 38.75 \text{ daN.m}$$

*Condition vérifiée.*

## IV.5. Dimensionnement de limon :

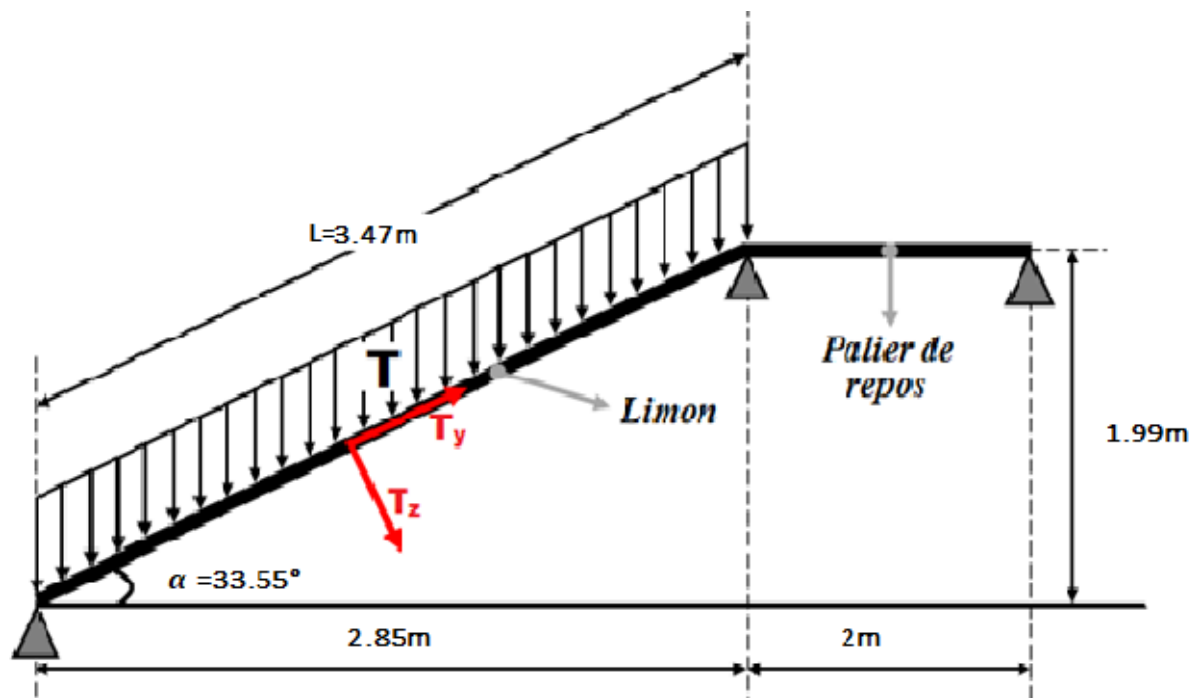


Figure IV. 5. La distribution des charges sur un limon

La longueur de limon :  $L = 3.6 \text{ m}$

L'espacement entre deux limons :  $d = 0.23 \text{ m}$

Les limons sont en acier S275 :

$f_y = 27,5 \text{ daN/mm}^2$  (la limite élasticité d'acier).

$E = 21000 \text{ daN/mm}^2$  (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

## IV.5.1. Détermination la section de limon:

## IV.5.1.a. Evaluation des charges:

## i. Les charges permanentes : (Sauf poids de profilé)

Tôle striée (5mm) :  $G_1 = 45 \text{ daN/m}^2$

Mortier de ciment (2cm) :  $G_2 = 40 \text{ daN/m}^2$

Revêtement (2cm) :  $G_3 = 44 \text{ daN/m}^2$

Poids des cornières ( $L 40 \times 40 \times 4$ ) :  $P_c = 2,42 \text{ daN/m}$

Garde corps :  $P_G = 100 \text{ daN/m}$

Nombre de marches reposants sur le limon :  $n' = 10$

$$G = [((G_1 + G_2 + G_3) \times d/2 \times l \times n') + (p_c \times d/2 \times n')] \frac{1}{L} + p_G$$

$$G = [(45 + 40 + 44) \times 0.115 \times 0.3 \times 10 + (2.42 \times 0.115 \times 10)] \frac{1}{3.6} + 100$$

$$G = 113.13 \text{ daN/m}$$

ii. Les charges d'exploitation :

$$Q = 250 \times \frac{1.15}{2} = 143.75 \text{ daN/m}$$

$$Q = 143.75 \text{ daN/m}$$

Combinaisons des charges : (ELS)

$$F = G + Q = 113.13 + 143.75 = 256.88 \text{ daN/m}$$

$$F = 256.88 \text{ daN/m}$$

Projection :

Sur l'axe z-z' :

$$F_z = F \times \cos(\alpha) = 256.88 \times \cos(33.55^\circ) = 214.08 \text{ daN/m}$$

$$F_z = 214.08 \text{ daN/m}$$

Sur l'axe y-y' :

$$F_y = F \times \sin(\alpha) = 256.88 \times \sin(33.55^\circ) = 141.96 \text{ daN/m}$$

$$F_y = 141.96 \text{ daN/m}$$

**IV.5.1.b. Dimensionnement du limon :**

Le limon peut être considéré comme une poutre posée sur 2 appuis simples sous la contrainte d'une charge uniformément répartie donc la flèche est :  $f = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I}$  et la flèche

$$\text{admissible : } f_{ad} = \frac{l}{300} .$$

$$\text{Tel que : } f = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$\text{De là : } I_y \geq \frac{1500 \times F_z \times l^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{1500 \times (2140.8 \times 10^{-3}) \times (3600)^3}{384 \times 210000} = 185.79 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 185.79 \text{ cm}^4$$

Le profilé qui correspond est l'UPN 120 dont les caractéristiques sont :

**Tableau IV. 2. Caractéristiques et dimensions de l'UPN 120**

<b>h(mm)</b>	<b>b(mm)</b>	<b>tw(mm)</b>	<b>tf(mm)</b>	<b>r(mm)</b>	<b>d(mm)</b>	<b>A(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>P(daN/m)</b>
120	55	7	9	9	82	17	13,3
<b>I<sub>y</sub>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>W<sub>ely</sub>(cm<sup>3</sup>)</b>	<b>i<sub>y</sub>(cm)</b>	<b>W<sub>ply</sub>(cm<sup>3</sup>)</b>	<b>I<sub>z</sub>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>W<sub>elz</sub>(cm<sup>3</sup>)</b>	<b>i<sub>z</sub>(cm)</b>	<b>W<sub>plz</sub>(cm<sup>3</sup>)</b>
364	60,7	4,6	72,6	43,2	11,1	1,59	21,2

**IV.5.2. Evaluation des charges :****i. Les charges permanentes : (+ Poids de profilé)**

Tôle striée (5mm) : G1= 45 daN/m<sup>2</sup>

Mortier de ciment (2cm) : G2 = 40 daN/m<sup>2</sup>

Revêtement (2cm) : G3 = 44 daN/m<sup>2</sup>

Poids de cornière (L40×40×4) : P<sub>c</sub> = 16 daN/m

Garde corps : P<sub>G</sub> = 100 daN/m

Poids de profilé (UPN 120) : P<sub>P</sub> = 13,3 daN/m

$$G = [((G_1 + G_2 + G_3) \times d/2 \times l \times n') + (p_c \times d/2 \times n')] \frac{1}{L} + p_G + p_p$$

$$G = [(45 + 40 + 44) \times 0.115 \times 0.3 \times 10 + (2.42 \times 0.115 \times 10)] \frac{1}{3.6} + 100 + 13.3$$

$$G = 126.43 \text{ daN/m}$$

ii. Les charges d'exploitation :

$$Q = 250 \times \frac{1.15}{2} = 143.75 \text{ daN/m}$$

$$Q = 143.75 \text{ daN/m}$$

Combinaison des charges : (ELS)

$$F = G + Q = 126.43 + 143.75 = 270.18 \text{ daN/m}$$

$$F = 270.18 \text{ daN/m}$$

Sur l'axe z-z' :

$$F_z = F \times \cos(\alpha) = 270.18 \times \cos(33.55^\circ) = 225.16 \text{ daN/m}$$

$$F_z = 225.16 \text{ daN/m}$$

Sur l'axe y-y' :

$$F_z = F \times \sin(\alpha) = 270.18 \times \sin(33.55^\circ) = 149.31 \text{ daN/m}$$

$$F_z = 149.31 \text{ daN/m}$$

Combinaison des charges : (ELU)

$$T = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (126.43) + 1.5 \times (143.75) = 386.3 \text{ daN/m}$$

$$T = 386.3 \text{ daN/m}$$

Projection :

Sur l'axe z-z' :

$$T = T \times \cos(\alpha) = 386.3 \times \cos(33.55^\circ) = 321.94 \text{ daN/m}$$

$$T = 321.94 \text{ daN/m}$$

Sur l'axe y-y' :

$$T = T \times \sin(\alpha) = 386.3 \times \sin(33.55^\circ) = 213.49 \text{ daN/m}$$

$$\mathbf{T = 213.49 daN/m}$$

Calcul de la flèche :

$$f_z = \frac{5 \times f_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{ad} = \frac{l}{300} = \frac{3600}{300} = 12 \text{ mm}$$

$$f_z = \frac{5 \times (1493.1 \times 10^{-3}) \times 3600^4}{384 \times 210000 \times 364 \times 10^4} = 4.27 \text{ mm}$$

$$\mathbf{f_z = 5.53 mm}$$

$$f_z = 4.27 \text{ mm} < f_{ad} = 12 \text{ mm}$$

*Condition vérifiée.*

**IV.5.2.a. Détermination de la classe du profilé:**

$$\text{Ame : } \frac{d}{tw} = \frac{82}{7} = 11,71 \leq 72\varepsilon = 66,56 \quad ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

Ame de classe 1.

$$\text{Semelle : } \frac{c}{tf} = \frac{b}{2 \times tf} = \frac{55}{2 \times 9} = 3,06 \leq 10\varepsilon = 9,24$$

Semelle de classe 1.

Donc le limon est de classe 1.

**IV.5.2.b. Vérification à l'effort tranchant (cisaillement):**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

Tel que :

$$V_{sd} = \frac{T_e \times l}{2} = \frac{321.94 \times 3.6}{2} = 579.49 \text{ daN}$$

$$\mathbf{V_{sd} = 721.96 daN}$$

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

**avec :**  $A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + r) \times t_f$  **et**  $\gamma_{Mo} = 1,1$

$$A_v = 854 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl, rd} = \frac{854 \times 275}{1,1 \times \sqrt{3}} = 12326,43 \text{ daN}$$

$$V_{plrd} = 695.89 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 579.49 \text{ daN} < V_{plrd} = 695.89 \text{ daN}$$

*Condition vérifiée.*

#### IV.5.2.c. Vérification au moment fléchissant (résistance):

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

**Tel que :**

$$M_{sd} = \frac{T_z \times L^2}{8} = \frac{321.94 \times 3.6^2}{8} = 521.54 \text{ daN.m}$$

$$M_{c,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = 1815 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 521.54 \text{ daN.m} < M_{c,rd} = 1815 \text{ daN.m}$$

*Condition vérifiée.*

#### IV.5.2.d. Vérification à l'effort axial de compression :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$N_{sd} = T_y \times L = 213.49 \times 3.6 = 768.56 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 768.56 \text{ daN}$$

$$N_{c, Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{1700 \times 275}{1,1}$$

$$N_{c.rd} = 42500$$

$$N_{sd} = 768.56 \text{ daN} < N_{c.rd} = 42500$$

*Condition vérifiée.*

#### **IV.6. Conclusion**

Dans notre étude des escaliers, on a justifié les choix des dimensions qu'on a prévu en fonction des dimensions de la cage d'escalier ; ainsi on a établi les calculs des marches, les calculs de limon et le palier de repos.



# ETUDE SISMIQUE

## V. Etude sismique

### V.1. Introduction

Le but de l'étude sismique est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et de la construction vis-à-vis des effets de l'action sismique par une conception et un dimensionnement appropriés. Cette étude s'appuie sur les règles parasismiques algériennes RPA /2003.

### V.2. Critères de classification

Notre bâtiment sera classé selon les critères suivants :

#### V.2.1. Classification de la zone sismique

Notre construction est située à Ain Oussara (DJELFA)

Zone sismique I  $\implies$  (RPA99 page 14).

#### V.2.2. Classification de l'ouvrage selon son importance

Le bâtiment étudié est à usage commerciale de hauteur 15 m. Il appartient au groupe 1B (RPA 99 p14).

#### V.2.3. Classification du site

L'ouvrage est implanté sur un site qui appartient à la catégorie  $S_3$ . Dans cette catégorie (de site meuble), on retrouve les dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide caractérisés par une vitesse de l'onde de cisaillement  $V_S \geq 200$  m/s à partir de 10 m de profondeur.

#### V.2.4. Classification des systèmes de contreventement

L'ossature est une structure en acier contreventée par des portiques auto stables ductiles dans le sens transversal et des palées triangulées en V dans le sens longitudinal.

#### V.2.5. Classification de l'ouvrage selon sa configuration

- **Régularité en plan**  
La régularité en plan est vérifiée.
- **Régularité en élévation**  
La régularité en élévation est vérifiée.

### V.3. Choix de la méthode de calcul

Différentes méthodes de calcul figurent dans les RPA. On a opté pour **la méthode statique équivalente**, car notre construction répond aux différentes conditions d'application de cette méthode.

### V.3.1. Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

### V.3.2. Force sismique totale

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure, conformément à la formule:

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

V : Effort tranchant à la base du bâtiment.

A: coefficient d'accélération des zones.

D: facteur d'amplification dynamique moyen.

Q: facteur de qualité.

R: coefficient de comportement global de la structure.

W: poids de la structure

#### V.3.2.1. Coefficient d'accélération de zone A

Le coefficient "A" dépend du groupe d'usage du bâtiment et de la zone sismique, où il sera implanté.

- Groupe d'usage du bâtiment: **groupe IA**.
- Zone sismique: **Zone I**.

D'après le tableau 4.1 (page 26) de RPA

$$\Rightarrow A = 0,12$$

### V.3.2.2. Facteur d'amplification dynamique moyen D

Le facteur d'amplification dynamique moyen est donné en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

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

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

Avec :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

$\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On a un portique en acier et un remplissage dense.

Donc :  $\xi = 5\%$

Quant  $\xi = 5\% \Rightarrow \eta = 1 \geq 0,7$   $\Rightarrow$  vérifiée

$T_2 = 0.5 \text{ sec}$  (Site meuble (S3))

### Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

$$T = 0,09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D}}$$

Avec :

$h_n$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau n.

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

$$T_L = 0,09 \times \frac{7.9}{\sqrt{35.69}} = 0.11 \text{ S}$$

$$T_T = 0,09 \times \frac{7,9}{\sqrt{20,5}} = 0,15 \text{ S}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+5}} = 1 \quad (\text{Tableau 4.2 RPA99/2003})$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} 0 < T_L < T_2 = 0,50 \text{ (site S3 tableau 4.7)} \\ 0 < T_T < T_2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} D_L = 2,5 \eta \\ D_T = 2,5 \eta \end{cases} \rightarrow \begin{cases} D_L = 2,5 \\ D_T = 2,5 \end{cases}$$

### V.3.2.3. Facteur de qualité (Q)

Le facteur de qualité **Q** est donné par la formule (4.4) du RPA99/2003, P.29:

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q$$

Avec:

- $P_q$ : pénalité à retenir selon que le critère soit satisfait ou non.
- Critère observé :  $P_q = 0$
- Critère non observé :  $P_q = 0,05$

Tableau 5. 1 : Critères de qualité  $P_q$

Critère	$P_q$ (pignon)	$P_q$ (long pan)
<b>Condition minimale sur les files de contreventement</b>	0	<b>0</b>
<b>Redondance en plan</b>	0	<b>0</b>
<b>Régularité en plan</b>	0,05	<b>0,05</b>
<b>Régularité en élévation</b>	0	<b>0</b>
<b>Contrôle de la quantité des matériaux</b>	0	<b>0</b>
<b>Contrôle de la quantité de l'exécution</b>	0,1	<b>0,1</b>
$\sum P_q$	<b>0,15</b>	<b>0,15</b>

Donc pour les deux directions on a: **Q = 1,15**

### V.3.2.4. Coefficient de comportement global de la structure "R"

D'après le tableau 4.3 de RPA 2003 page 28 on prend la valeur la plus petite de R.

L'ossature contreventée par palées triangulées V:  $R = 3$  dans le sens longitudinal et par contreventement mixte portiques/palées triangulées en V :  $R=4$  dans le sens transversal.

### V.3.2.5. Evaluation du poids soumis à l'action sismique "W"

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculé à chaque niveau i :

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

Avec:

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

$W_{Gi}$  = poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : charges d'exploitations.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

$\beta = 0.3$  (tableau 4.5).

#### V.3.2.5.1. Évaluation des charges

##### a) Evaluation des actions permanentes

##### ▪ Plancher

- Carrelage:.....0.44 kN/m<sup>2</sup>
- Dalle BA:.....2.50 kN/m<sup>2</sup>
- Faux plafond:.....0.45 kN/m<sup>2</sup>
- Coffrage perdu en tôle TN 40:.....0.11 kN/m<sup>2</sup>

**Total: .....3,5 kN/m<sup>2</sup>**

##### ▪ Les façades

Les murs extérieurs du bâtiment sont réalisés en brique creuse de 10 cm en double parois.

- Enduit plâtre .....0.18 kN/m<sup>2</sup>
- Enduit ciment .....0.30 kN/m<sup>2</sup>
- Brique creuse .....1.40 kN/m<sup>2</sup>

**Total : .....1,88 kN/m<sup>2</sup>**

▪ **Escalier**

**Volée**

- Tôle striée (ep = 5mm) .....0.45 kN/m<sup>2</sup>
- Mortier de pose .....0.4 kN/m<sup>2</sup>
- Revêtement carrelage .....0.6 kN/m<sup>2</sup>

**Total .....1.785 kN/m<sup>2</sup>**

**Palier**

- Tôle striée (ep = 5mm): ..... 0.45 kN/m<sup>2</sup>
- Mortier de pose .....0.4 kN/m<sup>2</sup>
- Revêtement carrelage .....0.60 kN/m<sup>2</sup>

**Total : .....1.45 kN/m<sup>2</sup>**

**Charges permanentes par niveau**

**Tableau 5. 2 : Poids total du bloc**

Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> étage
Poids propre	27.416t	29.177t
Escalier	15.6t	0
Planchers courants	125.01t	265.57t
Mur + cloisons	71.99t	70.91
<b>Total</b>	<b>240.01 t</b>	<b>365.65 t</b>

**b) Evaluation des actions variables**

**Charge d'exploitation**

- Plancher du 1<sup>er</sup> étage : Q = 5 kN/m<sup>2</sup>
- Plancher du 2<sup>ème</sup> étage : Q = 1 kN/m<sup>2</sup>

**Tableau 5. 3 : Récapitulation des résultats**

Niveau	W <sub>Gi</sub> (t)	W <sub>Qi</sub> (t)	0,3W <sub>Qi</sub> (t)	W <sub>i</sub> (t)
<b>RDC</b>	240.01	178.59	53.57	293.58
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	365.65	47.86	14.36	380.01
			<b>TOTAL</b>	<b>673.59 t</b>

➤ **La force sismique totale**

a) **Sens transversal**

$$V_T = \frac{0.12 \times 2.5 \times 1.15}{4} \times 673.59 = 58.09 \text{ t}$$

b) **Sens longitudinal**

$$V_L = \frac{0.12 \times 2.5 \times 1.15}{3} \times 673.59 = 77.46 \text{ t}$$

**V.4. Distribution de la résultante des forces sismique suivant la hauteur**

La résultante des forces sismique  $V$ , à la base, doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

$F_t$  : Force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieures des vibrations. Elle doit être déterminée par la formule :

$$F_t = 0,07 \times T \times V$$

$T$  : Période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de  $F_t$  ne dépassera en aucun cas  $0,25 V$  et sera prise égale à 0 quand  $T \leq 0,7$  secondes.

On a :  $T = 0,5s \leq 0,7s$  donc :  $F_t = 0$ .

La partie restante de  $V$  soit  $(V - F_t)$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t)}{\sum W_j \times h_j} \times W_i \times h_i$$

Avec :

$F_i$  : Effort horizontal revenant au niveau  $i$

$h_i$  : Niveau du plancher où s'exerce la force  $F_i$

$h_j$  : Niveau du plancher quelconque.

$W_i, W_j$ , Poids revenant aux planchers  $i, j$



$$F_t = 0 \Rightarrow F_i = \frac{V \times W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \times h_j}$$

- les résultats de la distribution de la force sismique globale V sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau 5. 4 : Distribution des forces sismiques sur les étages**

Niveau	V <sub>t</sub> (t)	V <sub>l</sub> (t)	W <sub>i</sub> (t)	h <sub>i</sub> (m)	W <sub>i</sub> h <sub>i</sub>	F <sub>L</sub> (t)	F <sub>T</sub> (t)
<b>RDC</b>	58.09	77.46	293.58	3.98	1168.44	21.70	16.27
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	58.09	77.46	380.01	7.9	3002.07	55.75	41.81
				$\sum_{j=1}^n W_j \times h_j$	<b>4170.51t</b>		

## V.5. Répartition de la force sismique sur les étages

### V.5.1. Répartition des efforts entre les portiques

Cette répartition dépend essentiellement de l'excentricité.

#### ➤ Centre de masse

Les coordonnées du centre de masse C<sub>g</sub> (X<sub>g</sub>, Y<sub>g</sub>) sont données par la formule suivante:

$$X_g = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} ; Y_g = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i}$$

Les coordonnées des centres de gravité des deux blocs suivant :

**Tableau 5. 5 : Coordonnées des centres de masse**

X <sub>g</sub> (m)	Y <sub>g</sub> (m)
17,95	10,77

#### ➤ Centre de torsion

- Les coordonnées du centre de torsion C<sub>t</sub> (X<sub>t</sub>, Y<sub>t</sub>) sont données par la formule suivante

$$X_t = \frac{\sum I_{xi} \times x_i}{\sum I_{xi}} ; Y_t = \frac{\sum I_{yi} \times y_i}{\sum I_{yi}}$$

Les coordonnées suivantes des centres de torsion des deux blocs :

Tableau. V.6 : Coordonnée des centres de torsion

$X_t(m)$	$Y_t(m)$
17.42	10.23

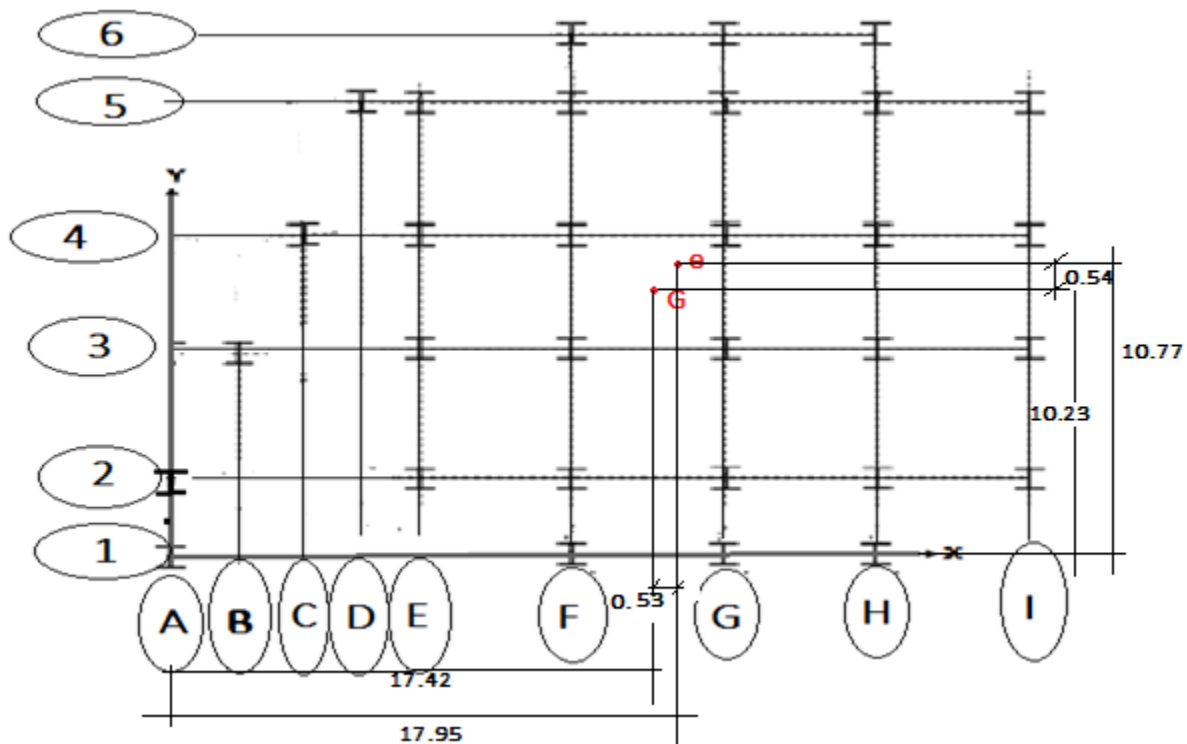


Figure 5. 1 : Position du centre de gravité G et du centre de torsion Ct

#### ➤ Excentricités

Les excentricités théoriques sont données par la relation suivante :

$$e_x = X_g - X_t; e_y = Y_g - Y_t$$

Pour notre projet :

- $$\begin{cases} e_x = 0.53 \text{ m} \\ e_y = 0.54 \text{ m} \end{cases}$$

- Le RPA99 limite l'excentricité accidentelle à une valeur de 5 % de la plus grande dimension de la structure, donc on va prendre comme excentricité accidentelle la valeur maximale des deux valeurs calculées et 5% de la plus grande dimension. (RPA99. §4.2.7.P33)

- 

$$e_{x,theo} = 5\%L_x = 1.78 \text{ m}$$

$$e_{y,theo} = 5\%L_y = 1.025 \text{ m}$$

Donc l'excentricité sera prise égale à :

- 

$$e = 1.78 \text{ m}$$

La force sismique appliquée au niveau de chaque étage se répartit sur le système de contreventement parallèle à sa direction, cette répartition est basée sur le principe suivant:

L'élément le plus rigide et le plus éloigné du centre de torsion prend le pourcentage le plus élevé de l'effort sismique.

$$F_i^j = F_{tp} \times \frac{I_i}{\sum I_i} + F_{tp} \times e \times \frac{I_i X_i}{\sum I_i X_i^2}$$

Avec:

$F_i^j$  : La force sismique qui revient à la file de contreventement (i) à l'étage (j)

$I_i$  : L'inertie de la file du contreventement (i)

$F_{tp}$  : Force sismique appliquée au centre de masse du plancher (j)

$e$  : Excentricité

$X_i$  : La distance entre la file de contreventement (i) et le centre de torsion ( $C_i$ )

$F_{tp} \times \frac{I_i}{\sum I_i}$  : Contribution due à la translation

$F_{tp} \times e \times \frac{I_i X_i}{\sum I_i X_i^2}$  : Contribution due à la rotation

On observe au niveau de chaque étage une décomposition des déplacements en :

- Contribution due à la translation

- Contribution due à la rotation

- **Suivant lang pan**

$$F_{x1} = \frac{77.46 \times 1168.44}{4170.51} = 217.07KN$$

$$F_{x2} = \frac{77.46 \times 3002.07}{4170.51} = 557.5KN$$

Tableau V. 7 : Distribution des forces sismiques sur les files longitudinales

Niveau	F <sub>x1</sub>	file	N.P	I	I × NP	X <sub>i</sub>	F <sub>x</sub>
RDC	217.07	A	1	7763	7763	19.2	9.27
		B	1		7763	17.7	9.11
		C	1		7763	16.3	8.96
		D	1		7763	14.77	8.8
		E	4		31052	13.36	34.61
		F	6		46578	7.36	48.09
		G	6		46578	0.14	43.5
		H	6		46578	7.64	48.27
		I	4		31052	16.49	35.93
1 <sup>er</sup> étage.	557.5	A	1	7763	7763	19.2	28.80
		B	1		7763	17.7	28.36
		C	1		7763	16.3	27.96
		D	1		7763	14.77	27.51
		E	4		31025	13.36	108.43
		F	4		31025	7.36	101.46
		G	4		31025	0.14	93.07
		H	4		31025	7.64	101.79
		I	4		31025	16.49	112.06

- Suivant pignon :

$$F_{y1} = \frac{58.09 \times 1168.44}{4170.51} = 162.74KN$$

$$F_{y2} = \frac{58.09 \times 3002.07}{4170.51} = 418.15KN$$

Tableau V. 8 : Distribution des forces sismiques sur les files transversales

Niveau	$F_{x1}$	file	N.P	I	$I \times NP$	$Y_i$	$F_x$
RDC	162.74	1	3	7763	23289	11.255	23.59
		2	6		46578	8.155	43.15
		3	6		46578	3.305	36.84
		4	6		46578	1.195	34.1
		5	6		46578	6.145	40.54
		6	3		23289	9.245	22.28
1 <sup>er</sup> étage	418.15	2	6	7763	46578	8.155	156.58
		3	6		46578	3.305	125.63
		4	6		46578	1.195	112.16
		5	6		46578	6.145	143.75

### V.8. Conclusion

L'effet sismique dans les zones de forte sismicité, présente un risque potentiel pour la stabilité des structures, dans notre cas l'effort dû au séisme joue un rôle très important lors du dimensionnement des stabilités et des portiques.

Dans ce chapitre les efforts sismiques ont été évalués. Ils seront utilisés dans les combinaisons d'actions les plus défavorables dans les calculs et vérifications des portiques et des contreventements.

# ETUDE DE STABILITE

## VI. Etude de stabilité

### VI.1. Etude des palées de stabilités

La palée de stabilité est un contreventement de façade destiné à reprendre les efforts horizontaux (vent, séisme) sollicitant un ouvrage.

- Hypothèses de calcul :
  - Barres articulées aux nœuds
  - Charges appliquées aux nœuds
  - Barres sollicitées en traction ou en compression
- Palée articulée

- Lang pan

#### VI.1.A.1. Calcul des diagonales

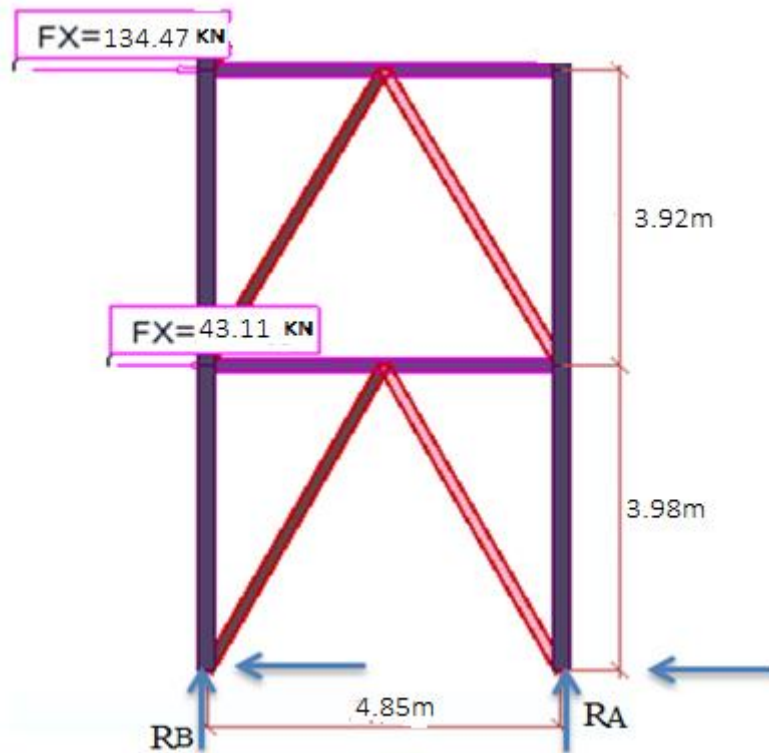


Figure 6. 1 : Dimensions de la palée de stabilité et forces sismiques

#### VI.1.A.2. Calcul des réactions

On a deux palées de stabilité par portique, donc on va diviser les forces sismiques par 2.

$$\sum F_{/y} = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 0 \Rightarrow R_A = -R_B$$

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = \frac{(43.11 \times 3.98) + (134.47 \times 7.9)}{4.85} = 254.41KN$$

$$\sum F_{/x} = 0 \Rightarrow R_H = 88.79KN$$

$$\tan\alpha = \frac{3.98}{2.425} = 1.64 \Rightarrow \alpha = 58.62^\circ$$

**VI.1.A.3. Calcul des efforts internes**

*Nœud 1 :*

$$\left\{ \begin{array}{l} /x: N_{15} = \frac{R_H}{\cos 58.62^\circ} = \frac{88.79}{\cos 58.62^\circ} = 170.51KN \\ /y: N_{15} = R_B - N_{15} \sin \alpha = 108.84KN \end{array} \right.$$

➤ **Dimensionnement des diagonales**

$N_{sd} = 170.51KN$

$$N_{sd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{170510 \times 1.1}{275} = 6.82cm^2$$

$A \geq 6.82cm^2$  ..... donc conviennent 2 UPN 160

**VI.1.A.4. Vérification au flambement (EC3 ;§5.5.1 ;pg.169)**

On doit vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{b.Rd}$$

Avec :

$$\frac{\chi_{\min} \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

**VI.1.A.5. Longueur de la diagonale**



$$L_d = \sqrt{2.425^2 + 3.98^2} = 4.66m$$

On utilise un profilé composé de « 2UPN 160 ».

### VI.1.A.6. Caractéristiques géométriques du profilé UPN160

Tableau 6. 1 :Caractéristiques du profilé UPN 160

Profilé	$t_w$ (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	$I_y$ (cm <sup>4</sup> )	$I_z$ (cm <sup>4</sup> )
UPN 160	10.5	24	925	85.3

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 6.2cm \quad \text{et} \quad i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = 3.55cm$$

Calcul de  $\bar{\lambda}_y$  et  $\bar{\lambda}_z$

$\beta_1 = 1$  Profilé de classe « 1 » et  $\lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon$  Avec  $\varepsilon = 1$ .

Longueur de flambement :  $L_Y = L_Z = 4.66m$

$$\lambda_y = \frac{L_Y}{i_y} = \frac{466}{12.5} = 37.28 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{1} = 0.39$$

$$\lambda_z = \frac{L_Z}{i_z} = \frac{466}{3.8} = 122.63 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{1} = 1.3$$

- Détermination du facteur d'imperfection  $\alpha$

Donc :  $\frac{h}{b} = \frac{160}{65} = 2.46 > 1.2$  et  $t_f = 10.5mm < 40mm$

Tableau 6. 2 : Coefficients de flambement.

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection $\alpha$
y-y'	b	$\alpha_y = 0,21$
z-z'	c	$\alpha_z = 0,34$

- Calcul de  $\chi_{\min}$

$$\chi_{\min} = \min (\chi_y, \chi_z)$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}}$$

$$\varphi_y = 0.5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\varphi_y = 0.5 [1 + 0.21(0.39 - 0.2) + 0.39^2] = 0.59$$

$$\chi_y = 0,59$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$$

$$\varphi_z = 0.5 \times [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\varphi_z = 0.5 [1 + 0.34(1.3 - 0.2) + 1.3^2] = 1.53$$

$$\chi_z = 1.7$$

$$\chi_{\min} = \min(0.59; 1.53)$$

$$\chi_{\min} = 0,59$$

$$\text{Donc : } N_{bRd} = \frac{\chi_{\min} \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.59 \times 1 \times 48 \times 275}{1.1} = 354 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 170.51 \text{ KN} \leq N_{bRd} = 354 \text{ KN}$$



*La condition de la résistance au flambement est vérifiée.*

#### VI.1.A.7. Vérification des diagonales à la traction (EC.3 ; §5.4.3 ; P.154)

On doit vérifier que :

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd}$$

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl}; N_u; N_{net,Rd})$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_u = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$N_{net.Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\gamma_{M0} = 1.1 ; \gamma_{M2} = 1.25 ; f_u = 360 \text{ N/mm}^2 ; f_y = 275 \text{ N/mm}^2 ; A = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{net} = A - e \times d_0 = 43.8 \text{ cm}^2$$


$$N_{pl} = \frac{27.5 \times 48}{1.1} = 1200 \text{ kN}$$

$$N_u = \frac{0.9 \times 43.8 \times 10^2 \times 360}{1.25} = 1135.29 \text{ kN}$$

$$N_{net.Rd} = \frac{43.8 \times 10^2 \times 275}{1.1} = 1095 \text{ kN}$$

$$N_{t.RD} = \min(N_{pl}; N_u; N_{net}) = \min(1200; 1135.29; 1095) \Rightarrow N_{t.RD} = N_{net} = 1095 \text{ KN}$$

$$N_{t.sd} = 170.51 \text{ KN} \leq N_{t.Rd} = 1095 \text{ KN}$$

 **La traction est vérifiée pour les diagonales**

### VI.2.A. Dimensionnement des poutres secondaire

Les poutres secondaires jouent le rôle de lien entre les différents portiques.

Les poutres secondaire qui sont des poutres de rives travaillent simultanément à la flexion sous l'action des charges verticales provenant du poids du plancher, des murs, et de la compression sous l'effet de l'effort sismique.

La résistance de la section en cas d'interaction entre un moment de flexion et un effort normal donné par EC3 ; §5.5.4 ; p. 180 est donnée par la relation suivante :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + K_y \frac{M_{y.sd}}{W_{P.ly} \cdot f_y / \gamma_{M1}} < 1$$

## a) Pour la poutre secondaire de R.D.C

On va choisir une poutre secondaire **IPE 270**

## ➤ Sollicitation sous la combinaison 1,35G + 1,5Q

$$M_{Sd} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{15.30 \times 4.85^2}{8} = 44.98 \text{KN.m}$$

$$N_{Sd} = 1.25 \times H_i = 1.25 \times 177.58 = 221.97 \text{KN}$$

## • Vérification de la résistance

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{485}{11.2} = 43.3 \text{ cm } \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9\epsilon}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{43.3}{93.9} = 0.46$$

Tableau 6. 3 : Coefficients de flambement.

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection $\alpha$
y-y'	b	$\alpha_y = 0,34$

$$\phi_y = 0.5[1 + 0.34(0.46 - 0.2) + 0.46^2] = 0.65$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} = 0.90$$

$$\text{Avec: } k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{X_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{M,y} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

$M_y$  : Coefficient dépendant du diagramme des moments  $\beta_{M,y} = 1,3$  figure 5.5.3 (EC3)

$$\mu_y = 0,46(2,6 - 4) + \left(\frac{484 - 429}{429}\right) = -0.51$$

$$K_y = 1 - \frac{-0,51 \times 221.97 \times 10^3}{0,90 \times 45.9 \times 10^2 \times 275} = 0.90$$

$$\frac{221.97 \times 10^3}{0,59 \times 45.9 \times 10^2 \times 275/1,1} + \frac{0.90 \times 44.98 \times 10^6}{484 \times 275 \times 10^3/1,1} = 0.32 + 0.33 = 0,65 < 1$$



La poutre secondaire est vérifiée

### b) Pour la poutre secondaire du premier étage

On va choisir une poutre secondaire **IPE 270**

#### ➤ Sollicitations sous la combinaison 1,35G + 1,5Q

$$M_{Sd} = \frac{q \times L^2}{8} = 27.40 \text{ KN.m}$$

$$N_{Sd} = 1.25 \times H_i = 1.25 \times 134.47 = 168.08 \text{ KN}$$

#### • Vérification de la résistance

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{485}{11.2} = 43.30 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9\epsilon}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{43.3}{93.9} = 0.46$$

Tableau 6. 4 : Coefficients de flambement.

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection $\alpha$
y-y'	b	$\alpha_y = 0,34$

$$\phi_y = 0.5[1 + 0.34(0.46 - 0.2) + 0.46^2] = 0.65$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} = 0.90$$

Avec:  $k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{X_y \cdot A \cdot f_y}$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{M.y} - 4) + \frac{W_{pl.y} - W_{el.y}}{W_{el.y}}$$

$M_y$  : Coefficient dépendant du diagramme des moments  $\beta_{M.y} = 1,3$  figure 5.5.3 (EC3)

$$\mu_y = 0,46(2,6 - 4) + \left(\frac{484 - 429}{429}\right) = -0,51$$

$$K_y = 1 - \frac{-0,51 \times 168,08 \times 10^3}{0,90 \times 45,9 \times 10^2 \times 275} = 0,92$$

$$\frac{168,08 \times 10^3}{0,59 \times 45,9 \times 10^2 \times 275/1,1} + \frac{0,92 \times 27,40 \times 10^6}{484 \times 275 \times 10^3/1,1} = 0,24 + 0,20 = 0,44 < 1$$

⇒ La poutre secondaire est vérifiée

- pignon

### VI.1.B.1. Calcul des diagonales

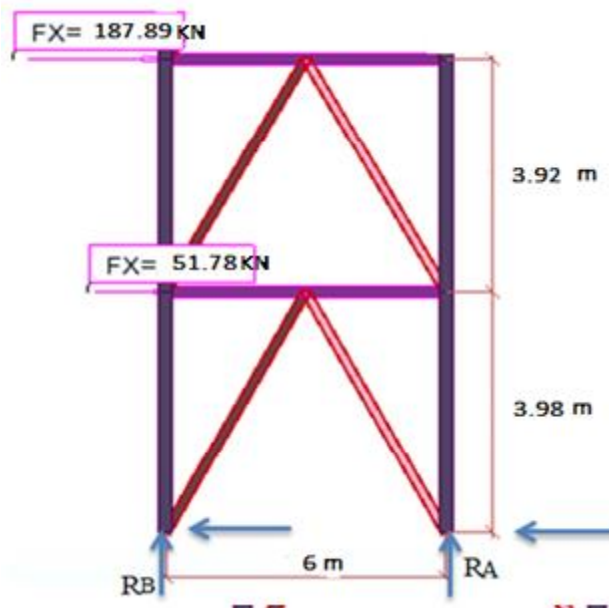


Figure 6. 2 : Dimensions de la palée de stabilité et forces sismiques

### VI.1.B.2. Calcul des réactions

On a deux palées de stabilité par portique, donc on va diviser les forces sismiques par 2.

$$\sum F_{/y} = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 0 \Rightarrow R_A = -R_B$$

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = \frac{(51.78 \times 3.98) + (187.89 \times 7.9)}{6} = 281.71KN$$

$$\sum F_{/x} = 0 \Rightarrow R_H = 119.83KN$$

$$\tan\alpha = \frac{3.98}{3} = 1.32\alpha = 52.85^\circ$$

**VI.1.B.3. Calcul des efforts internes**

*Nœud 1 :*

$$\left\{ \begin{array}{l} /x: N_{15} = \frac{R_H}{\cos 52.85^\circ} = \frac{119.83}{\cos 52.85^\circ} = 198.42KN \\ /y: N_{15} = R_B - N_{15} \sin\alpha = 123.55KN \end{array} \right.$$

➤ **Dimensionnement des diagonales**

$$N_{sd} = 198.42KN$$

$$N_{sd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{192420 \times 1.1}{275} = 7.69cm^2$$

$A \geq 7.69cm^2$  ..... donc conviennent 2 UPN 160

**VI.1.B.4. Vérification au flambement (EC3 ;§5.5.1 ;pg.169)**

On doit vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{b.Rd}$$

Avec :

$$\frac{\chi_{\min} \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

**VI.1.B.5. Longueur de la diagonale**

$$L_d = \sqrt{3^2 + 3.98^2} = 4.98m$$

On utilise un profilé composé de « 2UPN 160 ».

### VI.1.B.6. Caractéristiques géométriques du profilé UPN 160

Tableau 6. 5 : Caractéristiques de profilé UPN 160

Profilé	$t_w$ (mm)	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$I_y$ (cm <sup>4</sup> )	$I_z$ (cm <sup>4</sup> )
UPN 160	10.5	24	925	85.3

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 6.2\text{cm} \quad \text{et} \quad i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = 3.55\text{cm}$$

Calcul de  $\bar{\lambda}_y$  et  $\bar{\lambda}_z$

$\beta_1 = 1$  Profilé de classe « 1 » et  $\lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon$  Avec  $\varepsilon = 1$ .

Longueur de flambement :  $L_Y = L_Z = 4.98\text{m}$

$$\lambda_y = \frac{L_Y}{i_y} = \frac{498}{12.5} = 39.84 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{1} = 0.42$$

$$\lambda_z = \frac{L_Z}{i_z} = \frac{498}{3.8} = 131.05 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{1} = 1.39$$

- Détermination du facteur d'imperfection  $\alpha$

Donc :  $\frac{h}{b} = \frac{160}{65} = 2.46 > 1.2$  et  $t_f = 10.5\text{mm} < 40\text{mm}$

Tableau 6. 6 : Coefficients de flambement.

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection $\alpha$
$y-y'$	$b$	$\alpha_y = 0,21$
$z-z'$	$c$	$\alpha_z = 0,34$

- Calcul de  $\chi_{\min}$

$$\chi_{\min} = \min (\chi_y, \chi_z)$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}}$$

$$\varphi_y = 0.5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$



$$\varphi_y = 0.5[1 + 0.21(0.42 - 0.2) + 0.42^2] = 0.61$$

$$\chi_y = 0.61$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$$

$$\varphi_z = 0.5 \times [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\varphi_z = 0.5[1 + 0.34(1.39 - 0.2) + 1.39^2] = 1.66$$

$$\chi_z = 1.66$$

$$\chi_{min} = \min(0.61; 1.66)$$

$$\chi_{min} = 0.61$$

$$\text{Donc : } N_{bRd} = \frac{\chi_{min} \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.61 \times 1 \times 48 \times 275}{1.1} = 366 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 198.42 \text{ KN} \leq N_{bRd} = 366 \text{ KN}$$

➡ *La condition de la résistance au flambement est vérifiée.*

### VI.1.B.7. Vérification des diagonales à la traction (EC.3 ; §5.4.3 ; P.154)

On doit vérifier que :

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd}$$

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl}; N_u; N_{net,Rd})$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_u = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\gamma_{M0} = 1.1 ; \gamma_{M2} = 1.25 ; f_u = 360 \text{ N/mm}^2 ; f_y = 275 \text{ N/mm}^2 ; A = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{net} = A - e \times d_0 = 43.8 \text{ cm}^2$$


$$N_{pl} = \frac{27.5 \times 48}{1.1} = 1200 \text{ kN}$$

$$N_u = \frac{0.9 \times 43.8 \times 10^2 \times 360}{1.25} = 1135.29 \text{ kN}$$

$$N_{net.Rd} = \frac{43.8 \times 10^2 \times 275}{1.1} = 1095 \text{ kN}$$

$$N_{t.RD} = \min(N_{pl}; N_u; N_{net}) = \min(1200; 1135.29; 1095) \Rightarrow N_{t.RD} = N_{net} = 1095 \text{ KN}$$

$$N_{t.sd} = 198.42 \text{ KN} \leq N_{t.Rd} = 1095 \text{ KN}$$

 **La Traction est vérifiée pour les diagonales**

### VI.2.B. Dimensionnement des poutres

Les poutres secondaires jouent le rôle de lien entre les différents portiques.

Les poutres sablières qui sont des poutres de rives travaillent simultanément à la flexion sous l'action des charges verticales provenant du poids du plancher, des murs et de la compression sous l'effet de l'effort sismique.

La résistance de la section en cas d'interaction entre un moment de flexion et un effort normal donné par EC3 ; §5.5.4 ; p. 180 est donnée par la relation suivante :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + K_y \frac{M_{y.sd}}{W_{P.ly} \cdot f_y / \gamma_{M1}} < 1$$

#### b) Pour la poutre secondaire de R.D.C

On va choisir une poutre secondaire **IPE 400**

#### ➤ Sollicitation sous la combinaison 1,35G + 1,5Q

$$M_{Sd} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{15.30 \times 6^2}{8} = 68.85 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 1.25 \times H_i = 1.25 \times 239.67 = 299.58 \text{ KN}$$

• **Vérification de la résistance**

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{16.5} = 36.36 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9\varepsilon}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{36.36}{93.9} = 0.38$$

Tableau 6. 7 : Coefficients de flambement.

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection $\alpha$
y-y'	b	$\alpha_y = 0,34$

$$\phi_y = 0.5[1 + 0.34(0.38 - 0.2) + 0.38^2] = 0.60$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} = 0.93$$

Avec:  $k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_y \cdot A \cdot f_y}$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{M,y} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

$M_y$  : Coefficient dépendant du diagramme des moments  $\beta_{M,y} = 1,3$  figure 5.5.3 (EC3)

$$\mu_y = 0,38(2,6 - 4) + \left(\frac{1307 - 1156}{1156}\right) = -0.40$$

$$K_y = 1 - \frac{-0,40 \times 299.58 \times 10^3}{0,93 \times 84.5 \times 10^2 \times 275} = 0.94$$

$$\frac{299.58 \times 10^3}{0,61 \times 84.5 \times 10^2 \times 275/1,1} + \frac{0.94 \times 68.85 \times 10^6}{1307 \times 275 \times 10^3/1,1} = 0.23 + 0.19 = 0,42 < 1$$



La poutre est vérifiée

**b) Pour la poutre secondaire du premier étage**

On va choisir une poutre secondaire **IPE 400**

➤ **Sollicitations sous la combinaison 1,35G + 1,5Q**

$$M_{Sd} = \frac{q \times L^2}{8} = 41.93 \text{ KN.m}$$

$$N_{Sd} = 1.25 \times H_i = 1.25 \times 187.89 = 234.86 \text{ KN}$$

• **Vérification de la résistance**

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{16.5} = 36.36 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9\epsilon}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{43.3}{93.9} = 0.38$$

**Tableau 6. 8 : Coefficients de flambement.**

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection $\alpha$
y-y'	b	$\alpha_y = 0,34$

➡ La poutre secondaire est vérifiée

$$\phi_y = 0.5[1 + 0.34(0.38 - 0.2) + 0.38^2] = 0.60$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} = 0.93$$

Avec:  $k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{X_y \cdot A \cdot f_y}$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{M,y} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

$M_y$  : Coefficient dépendant du diagramme des moments  $\beta_{M,y} = 1,3$  figure 5.5.3 (EC3)

$$\mu_y = 0,38(2,6 - 4) + \left( \frac{1307 - 1156}{1156} \right) = -0.40$$

$$K_y = 1 - \frac{-0,40 \times 234.86 \times 10^3}{0,93 \times 84.5 \times 10^2 \times 275} = 0.95$$

$$\frac{234.86 \times 10^3}{0,61 \times 84.5 \times 10^2 \times 275/1,1} + \frac{0.95 \times 41.93 \times 10^6}{1307 \times 275 \times 10^3/1,1} = 0.18 + 0.12 = 0,3 < 1$$

### VI.3. Conclusion

Après les calculs selon l'EUROCODE 3, nous avons vérifié la stabilité de l'ouvrage. Les palées de stabilité assurent la transmission des efforts dus au séisme et au vent aux fondations.

La poutre au vent assure la reprise des efforts dus au vent et les transmet aux portiques.

# ETUDE DE PORTIQUE

## Chapitre VII : Etude de portique

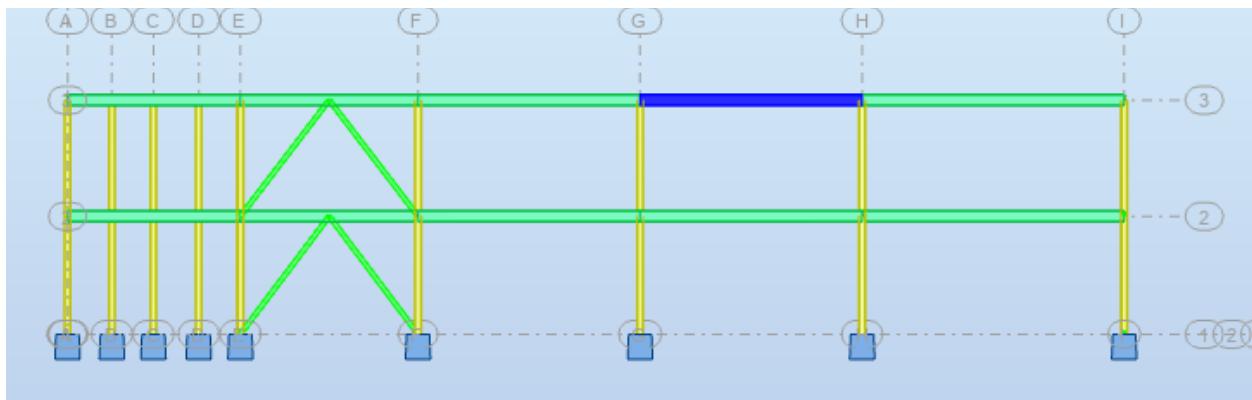
### VII-1-Introduction

Le but de tout calcul de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature ; la stabilité transversale est assurée par le portique contreventé.

L'étude des portiques nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, sismiques et climatiques) qui les sollicitent. Son calcul est fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles ils pourraient être soumis durant toute la période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, traverses) ; elles servent également au calcul des assemblages. Ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

Le calcul est effectué par le logiciel **ROBOT millenium Version 21**, les notes de calcul sont données par familles, en s'intéressant, pour chaque famille, à l'élément le plus sollicité.



### CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** CM66

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 4 Barre\_4

**POINT:** 3

**COORDONNEE:** x = 1.00 L = 3.98 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 1 G

**MATERIAU:**

ACIER E28  $f_y = 275.00$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION:** HEA 240

ht=23.0 cm

bf=24.0 cm	Ay=57.60 cm <sup>2</sup>	Az=17.25 cm <sup>2</sup>	Ax=76.84 cm <sup>2</sup>
ea=0.8 cm	Iy=7763.18 cm <sup>4</sup>	Iz=2768.81 cm <sup>4</sup>	Ix=41.74 cm <sup>4</sup>
es=1.2 cm	Wely=675.06 cm <sup>3</sup>	Welz=230.73 cm <sup>3</sup>	

**CONTRAINTES:****PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:***Profil correct !!!***CALCUL DES STRUCTURES ACIER**NORME: *CM66*TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: *5 Barre\_5*POINT: *3*COORDONNEE: *x = 1.00 L = 3.98 m***CHARGEMENTS:***Cas de charge décisif: 1 G***MATERIAU:**ACIER E28  $f_y = 275.00$  MPa**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 240**

ht=23.0 cm	Ay=57.60 cm <sup>2</sup>	Az=17.25 cm <sup>2</sup>	Ax=76.84 cm <sup>2</sup>
bf=24.0 cm	Iy=7763.18 cm <sup>4</sup>	Iz=2768.81 cm <sup>4</sup>	Ix=41.74 cm <sup>4</sup>
ea=0.8 cm	Wely=675.06 cm <sup>3</sup>	Welz=230.73 cm <sup>3</sup>	
es=1.2 cm			

**CONTRAINTES:****PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:***Profil correct !!!***CALCUL DES STRUCTURES ACIER**



NORME: *CM66*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 6 Barre\_6

POINT: 3

COORDONNEE:  $x = 1.00$   $L = 3.98$  m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 1 G

MATERIAU:

ACIER E28  $f_y = 275.00$  MPa

PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 240

ht=23.0 cm

bf=24.0 cm

ea=0.8 cm

es=1.2 cm

Ay=57.60 cm<sup>2</sup>Iy=7763.18 cm<sup>4</sup>Wely=675.06 cm<sup>3</sup>Az=17.25 cm<sup>2</sup>Iz=2768.81 cm<sup>4</sup>Welz=230.73 cm<sup>3</sup>Ax=76.84 cm<sup>2</sup>Ix=41.74 cm<sup>4</sup>

CONTRAINTES:



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

*Profil correct !!!*

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 7 Barre\_7

POINT: 3

COORDONNEE:  $x = 1.00$   $L = 3.98$  m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 1 G

MATERIAU:

ACIER E28  $f_y = 275.00$  MPa

PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 240

ht=23.0 cm

bf=24.0 cm

ea=0.8 cm

es=1.2 cm

Ay=57.60 cm<sup>2</sup>Iy=7763.18 cm<sup>4</sup>Wely=675.06 cm<sup>3</sup>Az=17.25 cm<sup>2</sup>Iz=2768.81 cm<sup>4</sup>Welz=230.73 cm<sup>3</sup>Ax=76.84 cm<sup>2</sup>Ix=41.74 cm<sup>4</sup>

## CONTRAINTES:



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

## PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

## FORMULES DE VERIFICATION:

*Profil correct !!!*

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

## FAMILLE:

PIECE: 8 Barre\_8

POINT: 3

COORDONNEE:  $x = 1.00$   $L = 3.98$  m

## CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 1 G

## MATERIAU:

ACIER E28  $f_y = 275.00$  MPa

PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 240

ht=23.0 cm

bf=24.0 cm

ea=0.8 cm

es=1.2 cm

Ay=57.60 cm<sup>2</sup>Iy=7763.18 cm<sup>4</sup>Wely=675.06 cm<sup>3</sup>Az=17.25 cm<sup>2</sup>Iz=2768.81 cm<sup>4</sup>Welz=230.73 cm<sup>3</sup>Ax=76.84 cm<sup>2</sup>Ix=41.74 cm<sup>4</sup>

## CONTRAINTES:



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

## PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

## FORMULES DE VERIFICATION:

*Profil correct !!!*

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

## FAMILLE:

PIECE:9 Barre\_9

POINT:3

COORDONNEE:  $x = 1.00$   $L = 3.98$  m**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif:1 G

**MATERIAU:**ACIER E28  $f_y = 275.00$  MPa**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 240**

ht=23.0 cm

bf=24.0 cm

ea=0.8 cm

es=1.2 cm

 $A_y = 57.60$  cm<sup>2</sup> $I_y = 7763.18$  cm<sup>4</sup> $W_{ely} = 675.06$  cm<sup>3</sup> $A_z = 17.25$  cm<sup>2</sup> $I_z = 2768.81$  cm<sup>4</sup> $W_{elz} = 230.73$  cm<sup>3</sup> $A_x = 76.84$  cm<sup>2</sup> $I_x = 41.74$  cm<sup>4</sup>**CONTRAINTES:****PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:***Profil correct !!!***CALCUL DES STRUCTURES ACIER**NORME: *CM66*TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces***FAMILLE:**

PIECE:33 Barre\_33

POINT:3

COORDONNEE:  $x = 1.00$   $L = 5.84$  m**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif:1 G

**MATERIAU:**ACIER E28  $f_y = 275.00$  MPa**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400**

ht=40.0 cm

bf=18.0 cm

ea=0.9 cm

es=1.4 cm

 $A_y = 48.60$  cm<sup>2</sup> $I_y = 23128.40$  cm<sup>4</sup> $W_{ely} = 1156.42$  cm<sup>3</sup> $A_z = 34.40$  cm<sup>2</sup> $I_z = 1317.82$  cm<sup>4</sup> $W_{elz} = 146.42$  cm<sup>3</sup> $A_x = 84.46$  cm<sup>2</sup> $I_x = 51.33$  cm<sup>4</sup>**CONTRAINTES:****PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

## PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

## FORMULES DE VERIFICATION:

*Profil correct !!!*

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

## FAMILLE:

PIECE: *34 Barre\_34*POINT: *3*COORDONNEE: *x = 1.00 L = 6.00 m*

## CHARGEMENTS:

*Cas de charge décisif: 1 G*

## MATERIAU:

ACIER E28  $f_y = 275.00$  MPa

## PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400

ht=40.0 cm

bf=18.0 cm

ea=0.9 cm

es=1.4 cm

Ay=48.60 cm<sup>2</sup>Iy=23128.40 cm<sup>4</sup>Wely=1156.42 cm<sup>3</sup>Az=34.40 cm<sup>2</sup>Iz=1317.82 cm<sup>4</sup>Welz=146.42 cm<sup>3</sup>Ax=84.46 cm<sup>2</sup>Ix=51.33 cm<sup>4</sup>

## CONTRAINTES:



## PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

## PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

## FORMULES DE VERIFICATION:

*Profil correct !!!*

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

## FAMILLE:

PIECE: *35 Barre\_35*POINT: *3*COORDONNEE: *x = 1.00 L = 7.50 m*

## CHARGEMENTS:

*Cas de charge décisif: 1 G*

**MATERIAU:**ACIER E28  $f_y = 275.00$  MPa**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400**

ht=40.0 cm

bf=18.0 cm

ea=0.9 cm

es=1.4 cm

Ay=48.60 cm<sup>2</sup>Iy=23128.40 cm<sup>4</sup>Wely=1156.42 cm<sup>3</sup>Az=34.40 cm<sup>2</sup>Iz=1317.82 cm<sup>4</sup>Welz=146.42 cm<sup>3</sup>Ax=84.46 cm<sup>2</sup>Ix=51.33 cm<sup>4</sup>**CONTRAINTES:****PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:***Profil correct !!!***CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** CM66**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 36 Barre\_36**POINT:** 3**COORDONNEE:** x = 1.00 L = 7.50 m**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 1 G

**MATERIAU:**ACIER E28  $f_y = 275.00$  MPa**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400**

ht=40.0 cm

bf=18.0 cm

ea=0.9 cm

es=1.4 cm

Ay=48.60 cm<sup>2</sup>Iy=23128.40 cm<sup>4</sup>Wely=1156.42 cm<sup>3</sup>Az=34.40 cm<sup>2</sup>Iz=1317.82 cm<sup>4</sup>Welz=146.42 cm<sup>3</sup>Ax=84.46 cm<sup>2</sup>Ix=51.33 cm<sup>4</sup>**CONTRAINTES:****PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

## FORMULES DE VERIFICATION:

*Profil correct !!!*

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: *37 Barre\_37*POINT: *3*COORDONNEE: *x = 1.00 L = 8.85 m*

CHARGEMENTS:

*Cas de charge décisif: 1 G*

MATERIAU:

ACIER E28  $f_y = 275.00$  MPaPARAMETRES DE LA SECTION: **IPE 500**

ht=50.0 cm

bf=20.0 cm

ea=1.0 cm

es=1.6 cm

Ay=64.00 cm<sup>2</sup>Iy=48198.50 cm<sup>4</sup>Wely=1927.94 cm<sup>3</sup>Az=51.00 cm<sup>2</sup>Iz=2141.69 cm<sup>4</sup>Welz=214.17 cm<sup>3</sup>Ax=115.52 cm<sup>2</sup>Ix=89.66 cm<sup>4</sup>

CONTRAINTES:



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

*Profil correct !!!*

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: *155 Barre\_155*POINT: *3*COORDONNEE: *x = 1.00 L = 3.92 m*

CHARGEMENTS:

*Cas de charge décisif: 1 G*

MATERIAU:

ACIER E28  $f_y = 275.00$  MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 240**

ht=23.0 cm  
 bf=24.0 cm      Ay=57.60 cm<sup>2</sup>      Az=17.25 cm<sup>2</sup>      Ax=76.84 cm<sup>2</sup>  
 ea=0.8 cm      Iy=7763.18 cm<sup>4</sup>      Iz=2768.81 cm<sup>4</sup>      Ix=41.74 cm<sup>4</sup>  
 es=1.2 cm      Wely=675.06 cm<sup>3</sup>      Welz=230.73 cm<sup>3</sup>

**CONTRAINTES:****PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:***Profil correct !!!***CALCUL DES STRUCTURES ACIER**NORME: **CM66**TYPE D'ANALYSE: **Vérification des pièces****FAMILLE:**PIECE: **169 Barre\_169**POINT: **3**COORDONNEE: **x = 1.00 L = 3.92 m****CHARGEMENTS:***Cas de charge décisif: 1 G***MATERIAU:**

ACIER E28    fy = 275.00 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 240**

ht=23.0 cm  
 bf=24.0 cm      Ay=57.60 cm<sup>2</sup>      Az=17.25 cm<sup>2</sup>      Ax=76.84 cm<sup>2</sup>  
 ea=0.8 cm      Iy=7763.18 cm<sup>4</sup>      Iz=2768.81 cm<sup>4</sup>      Ix=41.74 cm<sup>4</sup>  
 es=1.2 cm      Wely=675.06 cm<sup>3</sup>      Welz=230.73 cm<sup>3</sup>

**CONTRAINTES:****PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:**

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: **CM66**TYPE D'ANALYSE: **Vérification des pièces**

FAMILLE:

PIECE: **170 Barre\_170**POINT: **3**COORDONNEE: **x = 1.00 L = 3.92 m**

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: **1 G**

MATERIAU:

ACIER E28  $f_y = 275.00$  MPaPARAMETRES DE LA SECTION: **HEA 240**

ht=23.0 cm

bf=24.0 cm

ea=0.8 cm

es=1.2 cm

Ay=57.60 cm<sup>2</sup>Iy=7763.18 cm<sup>4</sup>Wely=675.06 cm<sup>3</sup>Az=17.25 cm<sup>2</sup>Iz=2768.81 cm<sup>4</sup>Welz=230.73 cm<sup>3</sup>Ax=76.84 cm<sup>2</sup>Ix=41.74 cm<sup>4</sup>

CONTRAINTES:



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: **CM66**TYPE D'ANALYSE: **Vérification des pièces**

FAMILLE:

PIECE: **171 Barre\_171**POINT: **3**COORDONNEE: **x = 1.00 L = 3.92 m**

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: **1 G**

MATERIAU:

ACIER E28  $f_y = 275.00$  MPaPARAMETRES DE LA SECTION: **HEA 240**



ht=23.0 cm			
bf=24.0 cm	Ay=57.60 cm <sup>2</sup>	Az=17.25 cm <sup>2</sup>	Ax=76.84 cm <sup>2</sup>
ea=0.8 cm	Iy=7763.18 cm <sup>4</sup>	Iz=2768.81 cm <sup>4</sup>	Ix=41.74 cm <sup>4</sup>
es=1.2 cm	Wely=675.06 cm <sup>3</sup>	Welz=230.73 cm <sup>3</sup>	

**CONTRAINTES:****PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:***Profil correct !!!***CALCUL DES STRUCTURES ACIER**NORME: *CM66*TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces***FAMILLE:**PIECE: *174 Barre\_174*POINT: *3*COORDONNEE: *x = 1.00 L = 3.92 m***CHARGEMENTS:***Cas de charge décisif: 1 G***MATERIAU:**ACIER E28  $f_y = 275.00$  MPa**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 240**

ht=23.0 cm			
bf=24.0 cm	Ay=57.60 cm <sup>2</sup>	Az=17.25 cm <sup>2</sup>	Ax=76.84 cm <sup>2</sup>
ea=0.8 cm	Iy=7763.18 cm <sup>4</sup>	Iz=2768.81 cm <sup>4</sup>	Ix=41.74 cm <sup>4</sup>
es=1.2 cm	Wely=675.06 cm <sup>3</sup>	Welz=230.73 cm <sup>3</sup>	

**CONTRAINTES:****PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:***Profil correct !!!***CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

NORME: *CM66*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 182 Barre\_182

POINT: 3

COORDONNEE:  $x = 1.00$   $L = 5.84$  m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 1 G

MATERIAU:

ACIER E28  $f_y = 275.00$  MPa

PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400

ht=40.0 cm

bf=18.0 cm

ea=0.9 cm

es=1.4 cm

Ay=48.60 cm<sup>2</sup>Iy=23128.40 cm<sup>4</sup>Wely=1156.42 cm<sup>3</sup>Az=34.40 cm<sup>2</sup>Iz=1317.82 cm<sup>4</sup>Welz=146.42 cm<sup>3</sup>Ax=84.46 cm<sup>2</sup>Ix=51.33 cm<sup>4</sup>

CONTRAINTES:



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

*Profil correct !!!*

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 183 Barre\_183

POINT: 3

COORDONNEE:  $x = 1.00$   $L = 6.00$  m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 1 G

MATERIAU:

ACIER E28  $f_y = 275.00$  MPa

PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400

ht=40.0 cm

bf=18.0 cm

ea=0.9 cm

es=1.4 cm

Ay=48.60 cm<sup>2</sup>Iy=23128.40 cm<sup>4</sup>Wely=1156.42 cm<sup>3</sup>Az=34.40 cm<sup>2</sup>Iz=1317.82 cm<sup>4</sup>Welz=146.42 cm<sup>3</sup>Ax=84.46 cm<sup>2</sup>Ix=51.33 cm<sup>4</sup>

## CONTRAINTES:



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

## PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

## FORMULES DE VERIFICATION:

*Profil correct !!!*

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

## FAMILLE:

PIECE: *184 Barre\_184*POINT: *3*COORDONNEE: *x = 1.00 L = 7.50 m*

## CHARGEMENTS:

*Cas de charge décisif: 1 G*

## MATERIAU:

ACIER E28  $f_y = 275.00$  MPaPARAMETRES DE LA SECTION: **IPE 400**

ht=40.0 cm

bf=18.0 cm

ea=0.9 cm

es=1.4 cm

Ay=48.60 cm<sup>2</sup>Iy=23128.40 cm<sup>4</sup>Wely=1156.42 cm<sup>3</sup>Az=34.40 cm<sup>2</sup>Iz=1317.82 cm<sup>4</sup>Welz=146.42 cm<sup>3</sup>Ax=84.46 cm<sup>2</sup>Ix=51.33 cm<sup>4</sup>

## CONTRAINTES:



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

## PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

## FORMULES DE VERIFICATION:

*Profil correct !!!*

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

**FAMILLE:****PIECE:** 185 Barre\_185**POINT:** 3**COORDONNEE:**  $x = 1.00$   $L = 7.50$  m**CHARGEMENTS:***Cas de charge décisif:* 1 G**MATERIAU:**ACIER E28  $f_y = 275.00$  MPa**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400**

ht=40.0 cm

bf=18.0 cm

ea=0.9 cm

es=1.4 cm

Ay=48.60 cm<sup>2</sup>Iy=23128.40 cm<sup>4</sup>Wely=1156.42 cm<sup>3</sup>Az=34.40 cm<sup>2</sup>Iz=1317.82 cm<sup>4</sup>Welz=146.42 cm<sup>3</sup>Ax=84.46 cm<sup>2</sup>Ix=51.33 cm<sup>4</sup>**CONTRAINTES:****PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:***Profil correct !!!*

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** CM66**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 186 Barre\_186**POINT:** 3**COORDONNEE:**  $x = 1.00$   $L = 8.85$  m**CHARGEMENTS:***Cas de charge décisif:* 1 G**MATERIAU:**ACIER E28  $f_y = 275.00$  MPa**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 500**

ht=50.0 cm

bf=20.0 cm

ea=1.0 cm

es=1.6 cm

Ay=64.00 cm<sup>2</sup>Iy=48198.50 cm<sup>4</sup>Wely=1927.94 cm<sup>3</sup>Az=51.00 cm<sup>2</sup>Iz=2141.69 cm<sup>4</sup>Welz=214.17 cm<sup>3</sup>Ax=115.52 cm<sup>2</sup>Ix=89.66 cm<sup>4</sup>**CONTRAINTES:**



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

*Profil correct !!!*

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: *342 Barre\_342*POINT: *3*COORDONNEE: *x = 1.00 L = 3.92 m*

CHARGEMENTS:

*Cas de charge décisif: 1 G*

MATERIAU:

ACIER E28  $f_y = 275.00$  MPaPARAMETRES DE LA SECTION: **HEA 240**

ht=23.0 cm

bf=24.0 cm

ea=0.8 cm

es=1.2 cm

Ay=57.60 cm<sup>2</sup>Iy=7763.18 cm<sup>4</sup>Wely=675.06 cm<sup>3</sup>Az=17.25 cm<sup>2</sup>Iz=2768.81 cm<sup>4</sup>Welz=230.73 cm<sup>3</sup>Ax=76.84 cm<sup>2</sup>Ix=41.74 cm<sup>4</sup>

CONTRAINTES:



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

*Profilcorrect !!!*

### VII.2. Conclusion

L'étude que nous avons effectuée dans ce chapitre nous a permis de déterminer les types de profilés des éléments principaux (poteaux et poutres) qui sont capables de résister à leurs poids propres respectifs et à tous les efforts extrêmes auxquels ils sont soumis sous les combinaisons les plus défavorables.

Les profilés retenus après vérifications pour différents éléments principaux sont :

- **Pour le RDC et le premier étage**

- Les poteaux : HEA240
- Les poutres maîtresse : IPE400
- Les poutres secondaire : IPE270

Aussi, les sollicitations obtenues dans l'analyse des portiques seront utilisées dans les calculs et vérifications des assemblages et de l'infrastructure.

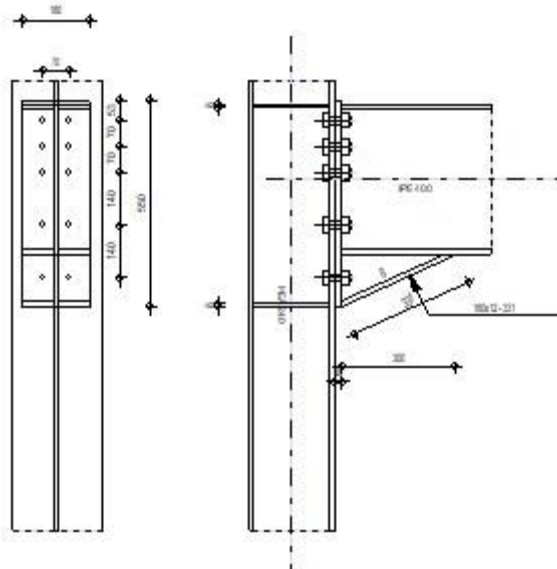
# ETUDE DES ASSEMBLAGES

## VIII. ETUDE DES ASSEMBLAGES

### VIII-1-Introduction

L'assemblage est l'opération la plus importante pour réaliser une structure, il permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces.

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020</p> <p><b>Calcul de l'Encastrement Poteau - Poutre</b></p> <p>NF P 22-430</p>	
		<p>Ratio <b>0,58</b></p>



## GENERAL

Assemblage N°: 2  
 Nom de l'assemblage : Poutre - poteau

## GEOMETRIE

### POTEAU

Profilé: HEA 240

$\alpha =$	-90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	230	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	240	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau



Profilé: HEA 240  
 $\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $t_{fc} = 12$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 21$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 76,84$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{xc} = 7763,18$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
 Matériau: ACIER E28  
 $\sigma_{ec} = 275,00$  [MPa] Résistance

## POUTRE

Profilé: IPE 400  
 $\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_b = 400$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_f = 180$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wb} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fb} = 14$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_b = 21$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $r_b = 21$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_b = 84,46$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xb} = 23128,40$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
 Matériau: ACIER E28  
 $\sigma_{eb} = 275,00$  [MPa] Résistance

## BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 20$  [mm] Diamètre du boulon  
 Classe = 8.8 Classe du boulon  
 $F_b = 107,80$  [kN] Résistance du boulon à la rupture  
 $n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 5$  Nombre de rangées des boulons  
 $h_1 = 53$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about  
 Ecartement  $e_i = 70$  [mm]  
 =  
 Entraxe  $p_i = 70; 70; 140; 140$  [mm]

## PLATINE

$h_p = 550$  [mm] Hauteur de la platine  
 $b_p = 180$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_p = 20$  [mm] Epaisseur de la platine  
 Matériau: ACIER  
 $\sigma_{ep} = 235,00$  [MPa] Résistance

## JARRET INFERIEUR

$w_d = 180$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_{fd} = 12$  [mm] Epaisseur de l'aile  
 $h_d = 140$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_{wd} = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme  
 $l_d = 300$  [mm] Longueur de la platine  
 $\alpha = 25,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 Matériau: ACIER  
 $\sigma_{ebu} = 235,00$  [MPa] Résistance

**RAIDISSEUR POTEAU****Supérieur**

$h_{su} = 206$  [mm] Hauteur du raidisseur  
 $b_{su} = 116$  [mm] Largeur du raidisseur  
 $t_{hu} = 8$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$\sigma_{esu} = 235,00$  [MPa] Résistance

**Inférieur**

$h_{sd} = 206$  [mm] Hauteur du raidisseur  
 $b_{sd} = 116$  [mm] Largeur du raidisseur  
 $t_{hd} = 8$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$\sigma_{esu} = 235,00$  [MPa] Résistance

**SOUDURES D'ANGLE**

$a_w = 5$  [mm] Soudure âme  
 $a_f = 8$  [mm] Soudure semelle  
 $a_s = 5$  [mm] Soudure du raidisseur  
 $a_{fd} = 5$  [mm] Soudure horizontale

**EFFORTS**

Cas: Calculs manuels

$M_y = -55,92$  [kN\*m] Moment fléchissant

$F_z = -5,53$  [kN] Effort tranchant

$F_x = -16,77$  [kN] Effort axial

**RESULTATS****DISTANCES DE CALCUL**

Bou lon N°	Type	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	a <sub>5</sub>	a <sub>6</sub>	a' <sub>1</sub>	a' <sub>2</sub>	a' <sub>3</sub>	a' <sub>4</sub>	a' <sub>5</sub>	a' <sub>6</sub>	s	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>
1	Intérieurs	24	31			53	64	10	31			62	70			
2	Centraux	24	31					10	31							140
3	Centraux	24	31					10	31							105
4	Centraux	24	31					10	31							70

$x = 62$  [mm] Zone comprimée

$x = e_s \cdot \sqrt{(b/e_a)}$

**EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE**

Boulo n N°	d <sub>i</sub>	F <sub>t</sub>	F <sub>a</sub>	F <sub>s</sub>	F <sub>p</sub>	F <sub>b</sub>		F <sub>i</sub>	p <sub>i</sub> [%]
1	456	142,99	0,00	321,87	162,24	107,80	>	34,76	100,00
2	316	79,92	144,38	166,17	112,16	107,80	>	23,57	100,00

Boulo n N°	d <sub>i</sub>	F <sub>t</sub>	F <sub>a</sub>	F <sub>s</sub>	F <sub>p</sub>	F <sub>b</sub>		F <sub>i</sub>	p <sub>i</sub> [%]
3	176	75,40	108,28	124,63	105,73	107,80	>	12,38	100,00
4	106	67,74	72,19	83,09	94,85	107,80	>	6,79	100,00

d<sub>i</sub> – position du boulon

F<sub>t</sub> – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F<sub>a</sub> – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F<sub>s</sub> – effort transféré par la soudure

F<sub>p</sub> – effort transféré par l'aile du porteur

F<sub>b</sub> – effort transféré par le boulon

F<sub>i</sub> – effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 34,76 < 107,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,32)$$

Traction des boulons

$$1.25 \cdot F_{i\max} / A_s \leq \sigma_{red} \quad |177,33| < 550,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,32)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$\sqrt{[F_{i\max}^2 + 2.36 \cdot T_i^2]} / A \leq \sigma_{red} \quad |110,67| < 550,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,20)$$

$$T_1 = 0,55 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant dans le boulon}$$

$$T_b = 112,20 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement}$$

Effort tranchant

[9.2.2.1]

$$T_1 \leq T_b \quad 0,55 < 112,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

## VERIFICATION DE LA POUTRE

$$F_{res} = 188,54 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort de compression}$$

$$F_{res} = 2 \cdot \sum F_i - 2 \cdot N$$

Compression réduite de la semelle

[9.2.2.2.2]

$$N_{c\text{ adm}} = 808,44 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de la section de la poutre}$$

$$N_{c\text{ adm}} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc} / A_b$$

$$F_{res} \leq N_{c\text{ adm}} \quad 188,54 < 808,44 \quad \text{vérifié} \quad (0,23)$$

## VERIFICATION DU POTEAU

Compression de l'âme du poteau

[9.2.2.2.2]

$$F_{res} \leq F_{pot} \quad 188,54 < 846,66 \quad \text{vérifié} \quad (0,22)$$

Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)

$$V_R = 325,45 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant dans l'âme}$$

$$V_R = 0.47 \cdot A_v \cdot \sigma_e$$

$$|F_{res}| \leq V_R \quad |188,54| < 325,45 \quad \text{vérifié} \quad (0,58)$$

## REMARQUES

Pince du boulon à l'âme du profil trop faible.

$$31 \text{ [mm]} < 33 \text{ [mm]}$$

Boulon face à la semelle ou trop proche de la semelle.

$$29 \text{ [mm]} < 30 \text{ [mm]}$$

Épaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre

$$8 \text{ [mm]} < 9 \text{ [mm]}$$

Épaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre

$$12 \text{ [mm]} < 14 \text{ [mm]}$$

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

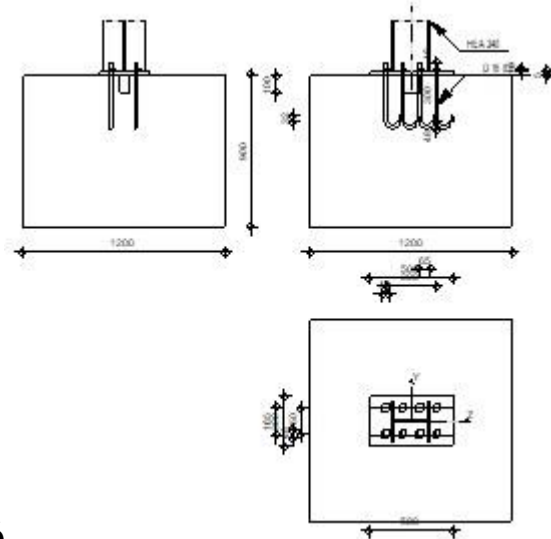
Ratio 0,58



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

## Calcul du Pied de Poteau encastré

'Les pieds de poteaux encastrés' de Y.Lescouarc'h (Ed. CTICM)

Ratio  
0,78

### Pied de Poteau encastré

## GENERAL

Assemblage N°: 1

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

## GEOMETRIE

### POTEAU

Profilé: HEA 240

$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	230	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	240	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	76,84	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	7763,18	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E28

 $\sigma_{ec} =$  275,00 [MPa] Résistance

### PLAQUE PRINCIPALE DU PIED DE POTEAU

$l_{pd} =$	500	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	300	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	25	[mm]	Epaisseur
Matériau:	ACIER		
$\sigma_e =$	235,00	[MPa]	Résistance

**PLATINE DE PRESCELLEMENT**

$l_{pp} =$	500	[mm]	Longueur
$b_{pp} =$	165	[mm]	Largeur
$t_{pp} =$	5	[mm]	Epaisseur

**ANCRAGE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8		Classe de tiges d'ancrage
$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	16	[mm]	Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage
$n_H =$	4		Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	2		Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	100;100	[mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	150	[mm]	

**Dimensions des tiges d'ancrage**

$L_1 =$	48	[mm]
$L_2 =$	300	[mm]
$L_3 =$	96	[mm]
$L_4 =$	32	[mm]

**Platine**

$l_{wd} =$	40	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	48	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	10	[mm]	Epaisseur

**BECHE**

Profilé:	YPE 100	
$h_w =$	100	[mm] Hauteur
Matériau:	ACIER E28	
$\sigma_e =$	275,00	[MPa] Résistance

**SEMELLE ISOLEE**

$L =$	1200	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	1200	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	900	[mm]	Hauteur de la semelle

**BETON**

$f_{c28} =$	20,00	[MPa]	Résistance
$\sigma_{bc} =$	11,33	[MPa]	Résistance
$n =$	7,00		ratio Acier/Béton

**SOUDURES**

$a_p =$	8	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_w =$	4	[mm]	Bêche

**EFFORTS**

Cas: Calculs manuels

$N =$	-10,65	[kN]	Effort axial
-------	--------	------	--------------

N =	-10,65	[kN]	Effort axial
Q <sub>y</sub> =	4,40	[kN]	Effort tranchant
Q <sub>z</sub> =	3,90	[kN]	Effort tranchant
M <sub>y</sub> =	3,30	[kN*m]	Moment fléchissant
M <sub>z</sub> =	2,70	[kN*m]	Moment fléchissant

## RESULTATS

### BETON

#### PLAN XZ

d<sub>tz</sub> = 150 [mm] Distance de la colonne des boulons d'ancrage de l'axe Y

#### Coefficients d'équation pour la définition de la zone de pression

A =	100	[mm]		A = b <sub>pd</sub> /3
B =	179,58	[cm <sup>2</sup> ]		B = (M <sub>y</sub> /N - 0.5*I <sub>pd</sub> )*b <sub>pd</sub>
C =	2588,88	[cm <sup>3</sup> ]		C = 2*n*A <sub>t</sub> *(d <sub>tz</sub> +M <sub>y</sub> /N)
D =	-103555,39	[cm <sup>4</sup> ]		D = -2*n*A <sub>t</sub> *(d <sub>tz</sub> +0.5*I <sub>pd</sub> )*(d <sub>tz</sub> +M <sub>y</sub> /N)
Z <sub>0</sub> =	143	[mm]	Zone comprimée	A*Z <sub>0</sub> <sup>3</sup> +B*Z <sub>0</sub> <sup>2</sup> +C*Z <sub>0</sub> +D=0
p <sub>my</sub> =	0,6 5	[MPa]	Contrainte due à l'effort axial et au moment M <sub>y</sub>	p <sub>my</sub> = 2*(M <sub>y</sub> +N*d <sub>tz</sub> ) / [b <sub>pd</sub> *Z <sub>0</sub> *(d <sub>tz</sub> + I <sub>pd</sub> /2 - Z <sub>0</sub> /3)]
F <sub>ty</sub> =	3,2 6	[kN]	Effort de traction total dans la ligne des boulons d'ancrage	F <sub>ty</sub> = (M <sub>y</sub> -N*(I <sub>pd</sub> /2 - Z <sub>0</sub> /3)) / (d <sub>tz</sub> + I <sub>pd</sub> /2 - Z <sub>0</sub> /3)

#### PLAN XY

d<sub>ty</sub> = 75 [mm] Distance de la rangée extrême des boulons d'ancrage de l'axe Z

#### Coefficients d'équation pour la définition de la zone de pression

A =	167	[mm]		A = I <sub>pd</sub> /3
B =	517,61	[cm <sup>2</sup> ]		B = (M <sub>z</sub> /N - 0.5*b <sub>pd</sub> )*I <sub>pd</sub>
C =	3698,97	[cm <sup>3</sup> ]		C = 2*n*A <sub>ty</sub> *(d <sub>ty</sub> +M <sub>z</sub> /N)
D =	-83226,90	[cm <sup>4</sup> ]		D = -2*n*A <sub>ty</sub> *(d <sub>ty</sub> +0.5*b <sub>pd</sub> )*(d <sub>ty</sub> +M <sub>z</sub> /N)
y <sub>0</sub> =	88	[mm]	Zone comprimée	A*y <sub>0</sub> <sup>3</sup> +B*y <sub>0</sub> <sup>2</sup> +C*y <sub>0</sub> +D=0
p <sub>mz</sub> =	0,8 2	[MPa]	Contrainte due à l'effort axial et au moment M <sub>y</sub>	p <sub>mz</sub> = 2*(M <sub>z</sub> +N*d <sub>ty</sub> ) / [I <sub>pd</sub> *y <sub>0</sub> *(d <sub>ty</sub> + b <sub>pd</sub> /2 - y <sub>0</sub> /3)]
F <sub>tz</sub> =	7,2 2	[kN]	Effort de traction total dans la ligne des boulons d'ancrage	F <sub>tz</sub> = (M <sub>z</sub> -N*(b <sub>pd</sub> /2 - y <sub>0</sub> /3)) / (d <sub>ty</sub> + b <sub>pd</sub> /2 - y <sub>0</sub> /3)

### VERIFICATION DU BETON POUR LA PRESSION DIAMETRALE

p <sub>m</sub> =	1,39	[MPa]	Contrainte maxi dans le béton	p <sub>m</sub> = p <sub>my</sub> + p <sub>mz</sub> -  N /(I <sub>pd</sub> *b <sub>pd</sub> )
h <sub>b</sub> =	1000	[mm]		h <sub>b</sub> = 2*[ (b/2-0.5*(n <sub>v</sub> -1)*a <sub>v</sub> ) + a <sub>h</sub>
b <sub>b</sub> =	1050	[mm]		b <sub>b</sub> =max( 2*(b/2-0.5*(n <sub>v</sub> -1)*a <sub>v</sub> ) + a <sub>v</sub> , b <sub>pd</sub> )
K = max( 1.1; 1+(3-b <sub>pd</sub> /b <sub>b</sub> -I <sub>pd</sub> /h <sub>b</sub> ) * √[(1-b <sub>pd</sub> /b <sub>b</sub> )*(1-I <sub>pd</sub> /h <sub>b</sub> )] )				[Lescouarc'h (1.c)]
K =	2,32		Coefficient de zone de pression diamétrale	
p <sub>m</sub> ≤ K*σ <sub>bc</sub>	1,39 < 26,33			vérifié (0,05)

### ANCRAGE

N <sub>ty</sub> =	1,63	[kN]	Effort de traction dû à l'effort axial et au moment M <sub>y</sub>	N <sub>ty</sub> = F <sub>ty</sub> /n
N <sub>tz</sub> =	1,80	[kN]	Effort de traction dû à l'effort axial et au moment M <sub>y</sub>	N <sub>tz</sub> = F <sub>tz</sub> /n
N <sub>t</sub> =	6,09	[kN]	Force de traction max dans le boulon d'ancrage	N <sub>t</sub> = N <sub>ty</sub> + N <sub>tz</sub> - N/n
<b>Vérification de la semelle tendue du poteau</b>				
l <sub>1</sub> =	120	[mm]		l <sub>1</sub> = 0.5*b <sub>fc</sub>

**Vérification de la semelle tendue du poteau**

$l_1 =$	120 [mm]			$l_1 = 0.5 \cdot b_{fc}$
$l_2 =$	110 [mm]			$l_2 = \pi \cdot a_2$
$l_3 =$	100 [mm]			$l_3 = 0.5 \cdot [(b_{fc} - s) + \pi \cdot a_2]$
$l_4 =$	130 [mm]			$l_4 = 0.5 \cdot (s + \pi \cdot a_2)$
$l_{eff} =$	100 [mm]			$l_{eff} = \min(l_1, l_2, l_3, l_4)$
$N_t \leq l_{eff} \cdot t_{fc} \cdot \sigma_{ec}$		6,09 < 329,93	<b>vérifié</b>	(0,02)

**Adhérence**

$N_t \leq \pi \cdot d \cdot \tau_s \cdot (L_2 + 6.4 \cdot r + 3.5 \cdot L_4)$		6,09 < 39,04	<b>vérifié</b>	(0,16)
---	--	--------------	----------------	--------

**Vérification de la résistance de la section fileté d'une tige**

$N_t \leq 0.8 \cdot A_s \cdot \sigma_e$		6,09 < 69,08	<b>vérifié</b>	(0,09)
---	--	--------------	----------------	--------

**Transfert des efforts tranchants**

$ t_z  \leq (A \cdot \sigma_e) / 1.54$		0,18  < 71,81	<b>vérifié</b>	(0,00)
$ t_y  \leq (A \cdot \sigma_e) / 1.54$		0,30  < 71,81	<b>vérifié</b>	(0,00)

**BECHE**

**Béton**

$ T_z  \leq (l - 30) \cdot \sigma_{bc} \cdot B$		3,90  < 43,63	<b>vérifié</b>	(0,09)
$ T_y  \leq (l - 30) \cdot \sigma_{bc} \cdot H$		4,40  < 79,33	<b>vérifié</b>	(0,06)

**Ame**

$ T_z  \leq f \cdot t \cdot h / \sqrt{3}$		3,90  < 57,68	<b>vérifié</b>	(0,07)
$ T_y  \leq f \cdot t \cdot h / \sqrt{3}$		4,40  < 99,55	<b>vérifié</b>	(0,04)

**Semelle**

$ T_z  \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / l / (1/h + 1/h_0)$		3,90  < 180,26	<b>vérifié</b>	(0,02)
$ T_y  \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / l / (1/h + 1/h_0)$		4,40  < 75,68	<b>vérifié</b>	(0,06)

**Soudure âme**

$ T_z  \leq 2/k \cdot f \cdot t \cdot h / \sqrt{3}$		3,90  < 132,40	<b>vérifié</b>	(0,03)
$ T_y  \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / l / (1/h + 1/h_0)$		4,40  < 122,84	<b>vérifié</b>	(0,04)

**Semelle**

$ T_z  \leq 2 \cdot 3 \cdot b \cdot t \cdot f / l / (1/h + 1/h_0)$		3,90  < 210,47	<b>vérifié</b>	(0,02)
$ T_y  \leq (l - 30) \cdot \sigma_{bc} \cdot B$		4,40  < 152,12	<b>vérifié</b>	(0,03)

**Ame poteau**

$ T_z  \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / l / (1/h + 1/h_0)$		3,90  < 399,43	<b>vérifié</b>	(0,01)
$ T_y  \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / l / (1/h + 1/h_0)$		4,40  < 285,96	<b>vérifié</b>	(0,02)

**PLATINE**

**Zone de traction**

$M_{11'} =$	0,43 [kN*m]	Moment fléchissant		$M_{11'} = n_v \cdot N_t \cdot (d_{t2} - h_c / 2)$
$M_{11'} \leq \sigma_e \cdot b_{pd} \cdot t_{pd}^2 / 6$		0,43 < 7,34	<b>vérifié</b>	(0,06)

**Cisaillement**

$V_{11'} =$	12,19 [kN]	Effort tranchant		$V_{11'} = n_v \cdot N_t$
$V_{11'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} \cdot b_{pd} \cdot t_{pd} / 1.5$		12,19 < 678,39	<b>vérifié</b>	(0,02)
$t_{pmin} =$	0 [mm]			$t_{pmin} = V_{11'} \cdot 1.5 \cdot \sqrt{3} / (\sigma_e \cdot b_{pd})$
$t_{pd} \geq t_{pmin}$		25 > 0	<b>vérifié</b>	(0,02)

**Traction**

$a_1 =$	24 [mm]	Pince bord de la soudure de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage		$a_1 = a_2 - \sqrt{2} a_p$
$a_2 =$	35 [mm]	Pince bord de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage		$a_2 = (\sum e_{Hi} - h_c) / 2$
$s =$	150 [mm]	Entraxe verticale des boulons d'ancrage		$s = \min(e_{Hi})$
$N_t [daN] \leq 375 \cdot t_{pd} [mm] \cdot [(a_2 / a_1) \cdot (s / (s + a_2))]$		609,46 < 11232,12	<b>vérifié</b>	(0,05)

**Zone comprimée**

$M_{22'} = 1,93$ [kN*m]	Moment fléchissant	$M_{22'} = \rho_m * b_{pd} * z_0 * [0.5 * (l_{pd} - h_c) - z_0 / 3]$
$M_{22'} \leq \sigma_e * b_{pd} * t_{pd}^2 / 6$	$1,93 < 7,34$	<b>vérifié</b> (0,26)

**Cisaillement**

$V_{22'} = 18,28$ [kN]	Effort tranchant	
$V_{22'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} * b_{pd} * t_{pd} / 1.5$	$18,28 < 678,39$	<b>vérifié</b> (0,03)

$t_{pmin} = 1$ [mm]		$t_{pmin} = V_{22'} * 1.5 * \sqrt{3} / (\sigma_e * b_{pd})$
$t_{pd} \geq t_{pmin}$	$25 > 1$	<b>vérifié</b> (0,03)

$M_3 = 0,19$ [kN*m]	Moment fléchissant	$M_3 = 0.125 * \rho_m * b_{pd} * (b_{pd} - b_{fc})^2$
$M_3 \leq \sigma_e * b_{pd} * t_{pd}^2 / 6$	$0,19 < 7,34$	<b>vérifié</b> (0,03)

$t_{pd} \geq 0.139 * (l_{pd} - h_c) * \rho_m^{1/3}$	$25 > 19$	<b>vérifié</b> (0,78)
---	-----------	-----------------------

**Pression diamétrale**

$ t_z  = 0,09$ [kN]	Effort tranchant	$t_z = (Q_z - 0.3 * N) / n_v$
$ t_z'  \leq 3 * d * t_{pd} * \sigma_e$	$ 0,09  < 282,00$	<b>vérifié</b> (0,00)

$ t_y  = 0,15$ [kN]	Effort tranchant	$t_y = (Q_y - 0.3 * N) / n_v$
$ t_y'  \leq 3 * d * t_{pd} * \sigma_e$	$ 0,15  < 282,00$	<b>vérifié</b> (0,00)

**PLATINE DE PRESCELLEMENT**

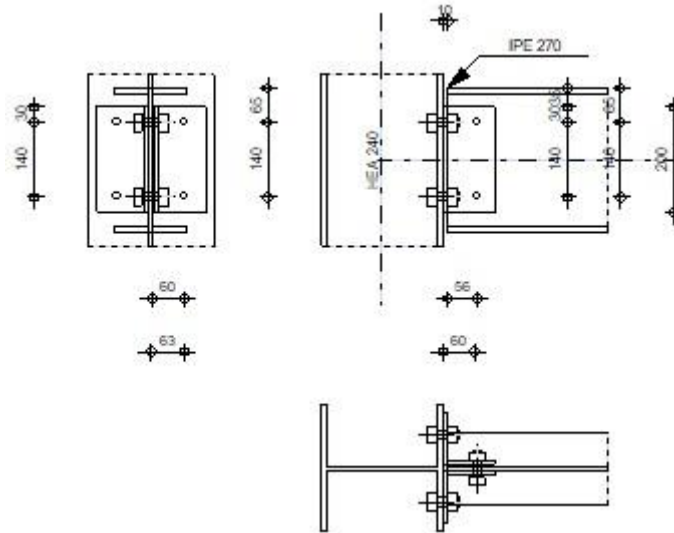
**Pression diamétrale**

$ t_z'  \leq 3 * d * t_{pp} * \sigma_e$	$ 0,09  < 56,40$	<b>vérifié</b> (0,00)
$ t_y'  \leq 3 * d * t_{pp} * \sigma_e$	$ 0,15  < 56,40$	<b>vérifié</b> (0,00)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,78
---	-------	------

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020 <b>Calcul de l'assemblage par cornières</b> CM 66 - Revue construction métallique n° 2 - juin 1976 (NT 84)	
		Ratio <b>0,22</b>





## GENERAL

Assemblage N°: 7  
 Nom de l'assemblage : Par cornières: poutre-poteau (semelle)

## GEOMETRIE

### POTEAU

Profilé: HEA 240  
 $\alpha_1 = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 230$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 240$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 12$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 21$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 76,84$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 7763,18$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
 Matériau: ACIER E28  
 $\sigma_{ec} = 275,00$  [MPa] Résistance

### POUTRE PORTEE

Profilé: IPE 270  
 $\alpha_2 = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_b = 270$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_{fb} = 135$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wb} = 7$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fb} = 10$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_b = 15$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_b = 45,95$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{yb} = 5789,78$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
 Matériau: ACIER E28  
 $\sigma_{eb} = 275,00$  [MPa] Résistance

**CORNIERE**

Profilé:	CAE 100x10		
$\alpha_3 =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	100	[mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_c =$	100	[mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_c =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_c =$	12	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$L_c =$	200	[mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	ACIER E28		
$\sigma_c =$	275,00	[MPa]	Résistance

**BOULONS****BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	5.8		Classe du boulon
$d' =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
$A'_s =$	1,57	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A'_v =$	2,01	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$f'_y =$	340,00	[MPa]	Limite de plasticité
$f'_u =$	500,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n' =$	2,00		Nombre de rangées des boulons
$h'_1 =$	30	[mm]	Niveau du premier boulon

**BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8		Classe du boulon
$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	1,57	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$f_y =$	280,00	[MPa]	Limite de plasticité
$f_u =$	400,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n =$	2,00		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	30	[mm]	Niveau du premier boulon

**EFFORTS**

Cas:			Calculs manuels
$T =$	23,51	[kN]	Effort tranchant

**RESULTATS****BOULONS**

cisaillement des boulons (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 1.3 * n * A_v * f_y / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad |23,51| < 106,50 \quad \text{vérifié} \quad (0,22)$$

cisaillement des boulons (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 1.3 * n' * A'_v * f'_y \quad |23,51| < 177,74 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

**PROFILES**

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 3 * n * d * t_{wb} * \sigma_{eb} / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad | 23,51 | < 126,78 \quad \text{vérifié} \quad (0,19)$$

Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_w * \sigma_e \quad | 23,51 | < 396,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

Pince transversale

$$T \leq 1.25 * n * t_{wb} * d_t * \sigma_{eb} \quad | 23,51 | < 294,94 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

Effort tranchant (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 0.65 * (h_a - n * d) * t_{wb} * \sigma_{eb} \quad | 23,51 | < 256,71 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

**CORNIERE**

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 6 * n * d * t_c * \sigma_c / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad | 23,51 | < 384,17 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_c * \sigma_c \quad | 23,51 | < 528,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

Pince transversale (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 2.5 * n * t_c * d_v * \sigma_c \quad | 23,51 | < 412,50 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

Pince transversale (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 2.5 * n' * t_c * d'_v * \sigma_c \quad | 23,51 | < 412,50 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

Effort tranchant (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n * d) * \sigma_c \quad | 23,51 | < 400,09 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

Effort tranchant (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n' * d') * \sigma_c \quad | 23,51 | < 400,09 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

Moment fléchissant (Côté de la poutre portée)

$$T \leq (2/a) * (I/v_c) * \sigma_c \quad | 23,51 | < 482,06 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

Moment fléchissant (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq t_c * L_c^2 / (3a') * \sigma_c \quad | 23,51 | < 555,56 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,22
--	-------	------

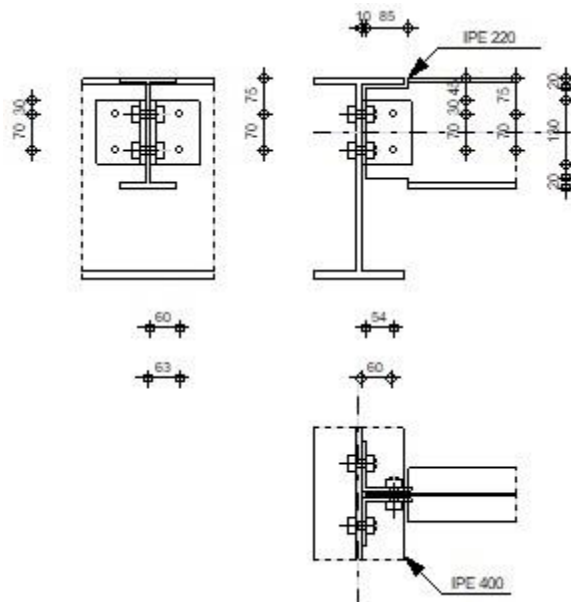


Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

**Calcul de l'assemblage par cornières (Poutre – Solive)**

CM 66 - Revue construction métallique n° 2 - juin 1976 (NT 84)

Ratio  
0,37



## GENERAL

Assemblage N°: 4  
 Nom de l'assemblage : Par cornières: poutre-poutre (âme)

## GEOMETRIE

### POUTRE PORTEUSE

Profilé: IPE 400  
 $\alpha_1 = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h = 400$  [mm] Hauteur de la section poutre principale  
 $b = 180$  [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale  
 $t_w = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale  
 $t_f = 14$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale  
 $r = 21$  [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale  
 $A = 84,46$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre principale  
 $I_y = 23128,40$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section de la poutre principale  
 Matériau: ACIER  
 $\sigma_e = 235,00$  [MPa] Résistance

### POUTRE PORTEE

Profilé: IPE 220  
 $\alpha_2 = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_b = 220$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_{fb} = 110$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wb} = 6$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fb} = 9$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_b = 12$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_b = 33,37$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{yb} = 2771,84$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
 Matériau: ACIER

$\sigma_{eb} = 235,00$  [MPa] Résistance

### ENCOCHE DE LA POUTRE PORTEE

$h_1 = 20$  [mm] Encoche supérieur  
 $h_2 = 20$  [mm] Encoche inférieure  
 $l = 85$  [mm] Longueur de l'encoche

### CORNIERE

Profilé: CAE 100x10  
 $\alpha_3 = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 100$  [mm] Hauteur de la section de la cornière  
 $b_c = 100$  [mm] Largeur de la section de la cornière  
 $t_c = 10$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière  
 $r_c = 12$  [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière  
 $L_c = 130$  [mm] Longueur de la cornière  
 Matériau: ACIER  
 $\sigma_c = 235,00$  [MPa] Résistance

### BOULONS

#### **BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PORTEUSE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 5.8 Classe du boulon  
 $d' = 16$  [mm] Diamètre du boulon  
 $A'_s = 1,57$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon  
 $A'_v = 2,01$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon  
 $f'_y = 340,00$  [MPa] Limite de plasticité  
 $f'_u = 500,00$  [MPa] Résistance du boulon à la traction  
 $n' = 2,00$  Nombre de rangées des boulons  
 $h'_1 = 30$  [mm] Niveau du premier boulon

#### **BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PORTEE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon  
 $d = 16$  [mm] Diamètre du boulon  
 $A_s = 1,57$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon  
 $A_v = 2,01$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon  
 $f_y = 280,00$  [MPa] Limite de plasticité  
 $f_u = 400,00$  [MPa] Résistance du boulon à la traction  
 $n = 2,00$  Nombre de rangées des boulons  
 $h_1 = 30$  [mm] Niveau du premier boulon

### EFFORTS

Cas: Calculs manuels  
 $T = 23,65$  [kN] Effort tranchant

### RESULTATS

**BOULONS**

cisaillement des boulons (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 1.3 * n * A_v * f_y / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad | 23,65 | < 69,98 \quad \text{vérifié} \quad (0,34)$$

cisaillement des boulons (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 1.3 * n' * A_v' * f_y \quad | 23,65 | < 177,74 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

**PROFILES**

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 3 * n * d * t_{wb} * \sigma_{eb} / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad | 23,65 | < 63,64 \quad \text{vérifié} \quad (0,37)$$

Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_w * \sigma_e \quad | 23,65 | < 388,03 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

Pince transversale

$$T \leq 1.25 * n * t_{wb} * d_t * \sigma_{eb} \quad | 23,65 | < 190,64 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

Effort tranchant (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 0.65 * (h_a - n * d) * t_{wb} * \sigma_{eb} \quad | 23,65 | < 133,38 \quad \text{vérifié} \quad (0,18)$$

Moment fléchissant (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 1/f * I/v * \sigma_{eb} \quad | 23,65 | < 88,08 \quad \text{vérifié} \quad (0,27)$$

**CORNIERE**

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 6 * n * d * t_c * \sigma_c / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad | 23,65 | < 215,71 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_c * \sigma_c \quad | 23,65 | < 451,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

Pince transversale (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 2.5 * n * t_c * d_v * \sigma_c \quad | 23,65 | < 352,50 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

Pince transversale (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 2.5 * n' * t_c * d_v' * \sigma_c \quad | 23,65 | < 352,50 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

Effort tranchant (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n * d) * \sigma_c \quad | 23,65 | < 199,44 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

Effort tranchant (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n' * d') * \sigma_c \quad | 23,65 | < 199,44 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

Moment fléchissant (Côté de la poutre portée)

$$T \leq (2/a) * (I/v)_c * \sigma_c \quad | 23,65 | < 181,09 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

Moment fléchissant (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq t_c * L_c^2 / (3a') * \sigma_c \quad | 23,65 | < 205,88 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme****Ratio 0,37****III.2. Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons vérifié des assemblages boulonnés e et cela suivant le type des éléments a assemblés et leurs emplacement dans la structure.

# CUNCLUSION GENERALE

### **Conclusion Générale**

Dans cette étude nous avons trouvé divers cas qui ont enrichi nos connaissances dans le domaine de la structure métallique. Ces cas nous ont obligé à faire des recherches à l'aide d'un travail en groupe avec des personnes expérimentées en université et aussi dans le bureau d'études, qui nous ont permis d'élargir nos connaissances dans le domaine de la conception et de la réalisation.

Cette étude a été une bonne occasion d'apprendre à utiliser différents logiciels de calculs et de dessins. Ces logiciels deviennent aujourd'hui une nécessité en réduisant le temps d'étude ainsi que le temps de l'exécution avec une possibilité de modification très rapide, meilleure précision et optimisation d'éléments constructifs.

Nous avons aussi élargi notre connaissance dans l'application des nouveaux règlements de calcul (Eurocode 3, Eurocode 4..., les DTR : RNVA, RPA...).

Enfin, nous espérons que ce projet qui présente pour nous une première expérience pratique dans l'étude, aidera les futures promotions de Master dans leurs projets de fin d'études.



## **Bibliographie**

### ❖ **Les règlements :**

*Jacques BROZZETTI, EUROCODE 3 Calcul de structures en acier.*

*Partie 1-1 Règles générales et règles pour les bâtiments*

*Editions : EYROLLES, Paris, 1996*

*Jacques BROZZETTI, EUROCODE 4 Calcul des structures mixtes acier-béton.*

*Partie 1-1 Règles générales et règles pour les bâtiments*

*Editions : EYROLLES, Paris, 1999*

*DTR Règlement Neige & Vent Algérien RNV 2013*

*Éditions : ISBN, Alger, 2000.*

*DTR Règles parasismiques Algériennes RPA 99 Version 2003.*

*Éditions : ISBN, Alger, 2004.*

### ❖ **Les livres :**

*Jean MOREL, Calcul des structures métalliques selon l'EUROCODE 3.*

*Éditions : EYROLLES, paris, QUATRIEME TIRAGE 1999*



### **Logiciels :**

- *ROBOT Millenium (Analyse et vérification des structures)*
- *RDM6*
- *TEKLA STRUCTURE 2016*
- *AUTOCAD 2010*

### ❖ **Mémoires :**

- ❖ *Mémoire de fin d'étude de master (SM) : Dimensionnement de la superstructure d'un bâtiment R+2 à usage administratif avec étude comparative entre les profilés marchands et les PRS.*

*Présenté par: - Mr SEDOUD Mohamed;*

*- Mr. KARTAS.R.*

*Promotion : 2009/2010*